



UNIVERSIDAD
DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Modelación del Tránsito y Diseño Geométrico de la Av.
Andrés Avelino Cáceres – Sector Castilla, Piura**

Tesis para optar el Título de
Ingeniero Civil

**Jorge Ivan Araujo Cueva
Claudia Pierina Burneo Fiestas**

**Asesor:
Mgtr. Jorge Alberto Araujo Ñopo**

Piura, marzo de 2020



Dedicatoria

A Dios, nuestros padres, familiares y amigos por el apoyo incondicional en todo momento.





Resumen Analítico-Informativo

Modelación del Tránsito y Diseño Geométrico de la Av. Andrés Avelino Cáceres – Sector Castilla, Piura

Jorge Ivan Araujo Cueva; Claudia Pierina Burneo Fiestas

Asesor(es): Mgtr. Jorge Alberto Araujo Ñopo

Tesis.

Título de Ingeniero Civil

Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería.

Piura, marzo de 2020.

Palabras claves: Tráfico/ Synchro8/ Semaforización/ Señalización/ Geometría/Calzada/ Berma/ DLT.

Introducción: Frente a la problemática del incremento de tránsito en la Av. Andrés Avelino Cáceres entre las intersecciones con las avenidas: Guillermo Irazola, Universitaria y Luis Montero, se ha analizado el flujo vehicular presente en la hora punta, con la finalidad de mejorar los niveles de servicio para el período actual y para 20 años mediante el uso del programa Synchro 8.0.

Metodología: Se emplea la metodología del HCM versión 2010 para verificar las dimensiones de las vías, con el fin de garantizar la concordancia en las normas peruanas e internacionales; y si estas no coinciden se procederá a realizar un estudio de tráfico durante la hora punta, con esta información se verificará si con las dimensiones actuales, la avenida debería o no presentar problemas de tráfico, se determinará el nivel de serviciabilidad actual. Es así que se podrá identificar la causa del problema. Luego se procederá a evaluar las posibles alternativas de solución como: señalización y semaforización, cambios en el diseño de la geometría. Para corroborar la viabilidad de las soluciones se hará uso del software Synchro 8.0 en el cual se simulará las alternativas. Finalmente se expondrá las soluciones y recomendaciones más factibles.

Resultados: Se evaluó la mejor alternativa usando el programa Synchro 8.0 para cada intersección y los resultados fueron los siguientes: 1.- Av. Guillermo Irazola.- Con la alternativa de optimizar tiempos semafóricos actuales se obtuvieron los siguientes resultados: Para 10, 15 y 20 años se obtiene un nivel de servicio F pésimo con una demora de 160.3 segundos. 2.- Av. Universitaria. - Con la alternativa de incrementar 3 carriles en todas las direcciones se obtuvieron los siguientes resultados: Para 10,15 y 20 años se obtiene un nivel de servicio B, con una demora de 10.7 segundos. 3.- Av. Luis Montero. - Con la alternativa de añadir giro exclusivo para el carril del Este, se obtuvieron los siguientes resultados: Para 10 años se obtiene un nivel de servicio D; para 15 y 20 años, un nivel de servicio E, con una demora de 62 segundos. La intersección 2 tiene un buen nivel de servicio sólo con una mejor distribución de carriles.

Conclusiones: Se propone la mejor solución alternativa “Displaced Left Turn” ofrecido por la FHWA, con NDS B,A,A para las 3 intersecciones respectivamente. Nótese que se ha escogido este diseño vial por el aspecto técnico y geométrico, ya que, disminuye el tiempo de espera del viaje que realiza el conductor, mejorando los niveles de servicio y, asimismo mejora la distribución del espacio y no perjudica el recorte del límite de propiedad de las casas vecinas.

Fecha de elaboración del resumen: 06 de enero de 2020.

Analytical-Informative Summary

Modelación del Tránsito y Diseño Geométrico de la Av. Andrés Avelino Cáceres – Sector Castilla, Piura

Jorge Ivan Araujo Cueva; Claudia Pierina Burneo Fiestas

Asesor(es): Mgtr. Jorge Alberto Araujo Ñopo

Tesis.

Título de Ingeniero Civil

Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería.

Piura, marzo de 2020.

Keywords: Traffic / Synchro8 / Traffic light / Signaling / Geometry / Roadway / Berm / DLT,

Introduction: Faced with the problem of the increase in traffic on Av. Andrés Avelino Cáceres between the intersections with the avenues: Guillermo Irazola, Universitaria and Luis Montero, the vehicular flow present at rush hour has been analyzed, in order to improve the levels of service for the current period and for 20 years through the use of the Synchro 8.0 program.

Methodology: The HCM version 2010 methodology is used to verify the dimensions of the roads, in order to ensure compliance with Peruvian and international standards; and if these do not coincide, a traffic study will be carried out during the rush hour, with this information it will be verified if with the current dimensions, the avenue should or should not present traffic problems, the current level of serviceability will be determined. Thus, the cause of the problem can be identified. Then we will proceed to evaluate possible alternative solutions such as: signaling and traffic lights, changes in the design of the geometry. To corroborate the viability of the solutions, Synchro 8.0 software will be used in which the alternatives will be simulated. Finally, the most feasible solutions and recommendations will be presented.

Results: The best alternative was evaluated using the Synchro 8.0 program for each intersection and the results were as follows: 1.- Guillermo Irazola Avenue.- With the alternative of optimizing current traffic signal times, the following results were obtained: For 10, 15 and 20 years a lousy service level F is obtained with a delay of 160.3 seconds. 2.- University Avenue.- With the alternative of increasing 3 lanes in all directions, the following results were obtained: For 10, 15 and 20 years a service level B is obtained, with a delay of 10.7 seconds. 3.- Luis Montero Avenue.- With the alternative of adding an exclusive turn for the eastern lane, the following results were obtained: For 10 years, a service level D is obtained; for 15 and 20 years, a service level E, with a delay of 62 seconds. Intersection 2 has a good level of service only with better lane layout.

Conclusions: The best alternative solution “Displaced Left Turn” offered by the FHWA is proposed, with NDS B, A, A for the 3 intersections respectively. Note that this road design has been chosen due to the technical and geometric aspect, since it reduces the waiting time of the trip made by the driver, improving service levels and also improves the distribution of space and does not harm the cut of the limit owned by neighboring houses.

Summary date: January 6th, 2020

Prefacio

Esta tesis surgió debido al fuerte impacto que ha generado la mala planificación vial de la Av. Andrés Avelino Cáceres, sector Castilla; presentándose gran congestión vehicular que se ha ido agravando a lo largo del tiempo por el incremento demográfico de la población, asimismo cabe recalcar que, el proceso de planificación de transporte es continuo y exige una actualización, una validación y una modificación permanente. Así también, incrementos de la capacidad puede reducir la capacidad del sistema e inducir elecciones del conductor basados en su beneficio individual y no en uno colectivo.

Actualmente el incremento en número y velocidad del tráfico motorizado contribuye a satisfacer los deseos y las necesidades de los habitantes de las ciudades, sin detenerse a analizar que ese es también el causante de uno de los aspectos más conflictivos del sistema urbano en función a su sostenibilidad: la contaminación ambiental, la ocupación extensiva del suelo y la seguridad del tráfico.

Es por ello que, se debe prever de una planificación integral del transporte, la cual relaciona tanto el transporte y los usos del suelo, como también la movilidad/accesibilidad y los modelos de crecimiento urbano.



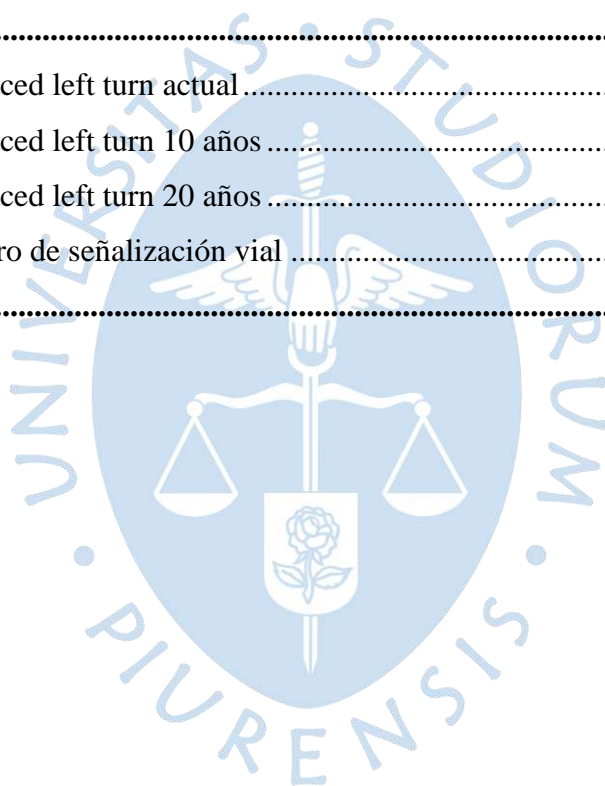
Tabla de contenido

Capítulo 1	3
Marco teórico	3
1.1. Clasificación de las vías o autopistas urbanas	3
1.1.1. Jerarquización de las vías.....	5
1.1.2. Clasificación por demanda.....	6
1.1.3. Clasificación por orografía.....	7
1.1.4. Clasificación de las vías urbanas	9
1.2. Conceptos de capacidad y niveles de servicio	12
1.2.1. Capacidad de la vía	13
1.2.2. Niveles de Servicio (NDS).....	13
1.3. Metodología HCM 2010 para análisis de capacidad y niveles de servicio	17
1.3.1. Parámetro de entrada.....	17
1.3.2. Agrupación de carriles y tasa de flujo de demanda	18
1.3.3. Tasa de flujo de saturación.....	20
1.3.4. Capacidad y Relación V/C.....	21
1.3.5. Medida de desempeño.....	24
1.4. Análisis de capacidad y niveles de servicio usando el software Synchro 8.0	30
1.4.1. Lanes and Sharing (#RL)	31
1.4.2. Traffic Volume (vph).....	31
1.4.3. Ideal Saturated Flow (vphpl).....	32
1.4.4. Peak Hour Factor	32
1.4.5. Growth factor	33
1.4.6. Minimum Initial (s).....	33
1.4.7. Minimum Split (s).....	33

1.4.8. Total Split (s)	34
1.4.9. Yellow Time (s)	34
1.4.10. All-Red Time (s)	34
1.5. Velocidad de diseño	34
1.5.1. Velocidad de diseño	37
1.5.2. Velocidad específica	38
1.5.3. Velocidad de operación	39
1.5.4. Velocidad de recorrido	41
1.5.5. Velocidad de marcha	41
1.6. Diseño geométrico de intersecciones	42
1.6.1. Funcionamiento de las intersecciones	43
1.6.2. Criterios generales para el diseño geométrico	44
1.6.3. Evaluación de las alternativas para diseñar una intersección vial	45
1.6.4. Diseño final de la intersección	45
1.6.5. Intersecciones a nivel	46
1.6.6. Soluciones viales propuestas por FHWA	49
1.6.7. Displaced Left Turn	51
1.6.8. Median U-Turn Intersection	53
1.6.9. Restricted Crossing U-Turn Intersection	55
1.6.10. Quadrant Roadway Intersection	56
1.6.11. Center Turn Overpass Interchange	58
1.7. Semáforos	63
1.7.1. Elementos que componen un semáforo	63
1.7.2. Unidad de control	71
1.7.3. Estación central o control maestro	71
1.7.4. Requisitos generales para la instalación de semáforos	72
1.7.5. Tipo de semáforos	78
1.7.6. Cálculo y consideraciones para el tiempo de semáforo	79
Capítulo 2	87
Situación actual de la Avenida Andrés Avelino Cáceres - sector Castilla	87
2.1. Datos generales de la zona	87
2.2. Estudio de tráfico	90
2.2.1. Aforo vehicular	93
2.2.2. Flujograma	98

2.3.	Análisis vial en las intersecciones con el uso de Synchro 8.0	100
2.3.1.	Intersección con Av. Irazola	101
2.3.2.	Intersección con Av. Universitaria.....	105
2.3.3.	Intersección con Av. Luis Montero.....	109
2.4.	Ejecución del programa Synchro 8.0	112
	Capítulo 3.....	115
	Propuestas de solución considerando el análisis de capacidad y niveles de servicio	
	con Synchro 8.0	115
3.1.	Av. Guillermo Irazola	115
3.1.1.	Determinación del tiempo de despeje	118
3.1.2.	Primera propuesta: Optimización de tiempos para fases actuales	118
3.1.3.	Segunda propuesta: Optimización de tiempos para 2 fases	120
3.1.4.	Tercera propuesta: Giro exclusivo para carriles del Oeste-Este	122
3.1.5.	Cuarta propuesta: Giro exclusivo para carriles del Oeste-Este y Sur-Norte	125
3.2.	Av. Universitaria.....	129
3.2.1.	Determinación del tiempo de despeje	131
3.2.2.	Primera propuesta: Fases actuales con tiempos optimizados.....	132
3.2.3.	Segunda propuesta: 3 carriles en todas las direcciones.....	134
3.3.	Av. Luis Montero.....	137
3.3.1.	Determinación del tiempo de despeje	139
3.3.2.	Primera propuesta: Optimización de tiempos para fases actuales	140
3.3.3.	Segunda propuesta: Giro exclusivo para carril del Este	142
3.3.4.	Tercera propuesta: 3 carriles en todas las direcciones	146
3.4.	Propuesta técnica con volúmenes actuales	149
3.4.1.	Intersección con Av. Guillermo Irazola.....	149
3.4.2.	Intersección con Av. Universitaria.....	149
3.4.3.	Intersección con Av. Luis Montero.....	149
3.5.	Comparación global con la situación actual	149
3.6.	Propuesta técnica con crecimiento de tránsito.....	151
3.6.1.	Intersección con Av. Guillermo Irazola.....	152
3.6.2.	Intersección con Av. Universitaria.....	153
3.6.3.	Intersección con Av. Luis Montero.....	153
	Capítulo 4.....	155
	Diseño geométrico y propuesta adoptada	155

4.1. Propuesta de solución	155
4.2. Detalle geométrico.....	161
4.3. Semaforización	164
4.3.1. DLT situación actual.....	164
4.3.2. DLT 10 años	169
4.3.3. DLT 20 años	174
4.4. Simulación con las propuestas.....	179
Conclusiones	185
Recomendaciones	187
Referencias bibliográficas.....	189
Anexos	191
Anexo 1. Displaced left turn actual.....	193
Anexo 2. Displaced left turn 10 años.....	201
Anexo 3. Displaced left turn 20 años.....	209
Anexo 4. Cuadro de señalización vial.....	217
Planos.....	219



Lista de tablas

Tabla 1. Rangos de la Velocidad de Diseño en función a la clasificación de la carretera por demanda y orografía.	8
Tabla 2. Condiciones de operación	16
Tabla 3. Cuadro de parámetro de entrada	18
Tabla 4. Grupos de carriles típicos para el análisis de intersecciones semaforizadas.....	19
Tabla 5 Factores de ajuste.	22
Tabla 6. Tipo de llegadas	26
Tabla 7. Relación entre el tipo de llegada y la relación de pelotón.....	26
Tabla 8. Factor de ajuste para el cálculo de la demora uniforme.....	27
Tabla 9. Casos de análisis.	28
Tabla 10. Niveles de servicio según la densidad vehicular.....	30
Tabla 11. Factores de hora pico	32
Tabla 12. Ecuaciones de Fitzpatrick para la estimación de velocidades de operación	39
Tabla 13. Valores de velocidades máximas de operación (km/h).....	41
Tabla 14. Velocidades de marcha teóricas en función de la velocidad de diseño (km).....	42
Tabla 15. Instalaciones de tratamientos de intersección e intercambio alternativos seleccionados en los Estados Unidos y otros países.	49
Tabla 16. Cuadro comparativo de las soluciones alternativas, aspecto económico y técnico.....	60
Tabla 17. Cumplimiento de la subcondición (A) en función al flujo vehicular.....	74
Tabla 18. Cumplimiento de la subcondición (B) en función al flujo vehicular.....	75
Tabla 19. Factores para cada vehículo	94
Tabla 20. Aforo vehicular en la Intersección con la Av. Guillermo Irazola.....	95
Tabla 21. Aforo vehicular en la Intersección con la Av. Universitaria.....	96

Tabla 22. Aforo vehicular en la Intersección con la Av. Luis Montero.....	97
Tabla 23. Dimensiones geométricas de la intersección con Av. Guillermo Irazola.	104
Tabla 24. Situación actual de la intersección 1	105
Tabla 25. Dimensiones geométricas de la intersección con Av. Universitaria.	108
Tabla 26. Situación actual de la intersección 2.	109
Tabla 27. Dimensiones geométricas de la intersección con Av. Luis Montero.	111
Tabla 28. Situación actual de la intersección 3	112
Tabla 29. Tabla de tiempo despeje intersección 1.	118
Tabla 30. Propuesta 1 para la intersección 1	120
Tabla 31. Propuesta 2 para la intersección 1	122
Tabla 32. Producto cruzado de la intersección 1.....	123
Tabla 33. Propuesta 3 para la intersección 1	125
Tabla 34. Propuesta 4 para la intersección 1	129
Tabla 35. Tabla de tiempo despeje intersección 2	132
Tabla 36. Propuesta 1 para la intersección 2.....	133
Tabla 37. Propuesta 2 para la intersección 2.....	137
Tabla 38. Tabla de tiempo despeje intersección 3	140
Tabla 39. Propuesta 1 para la intersección 3.....	142
Tabla 40. Producto cruzado de la Intersección 3.	142
Tabla 41. Propuesta 2 para la intersección 3	145
Tabla 42. Propuesta 3 para la intersección 3	148
Tabla 43. Reporte Synchro de la situación actual de la Av. Andrés Avelino Cáceres- sector Castilla.....	150
Tabla 44. Reporte Synchro de la Av. Andrés Avelino Cáceres- sector Castilla con las mejores propuestas.....	150
Tabla 45. Factor de crecimiento de tránsito	152
Tabla 46. Nivel de servicio y demora de la situación actual y de las soluciones propuestas.	152
Tabla 47. Nuevas dimensiones geométricas de la intersección con Av. Guillermo Irazola.	161
Tabla 48. Situación Actual vs propuesta con DLT para la intersección 1	162
Tabla 49. Nuevas dimensiones geométricas de la intersección con Av. Universitaria....	162
Tabla 50. Situación actual vs. propuesta con TDL de la intersección 2.....	163
Tabla 51. Nuevas dimensiones geométricas de la intersección con Av. Luis Montero....	163

Tabla 52. Situación actual vs. propuesta con TDL de la intersección 3.	164
Tabla 53. Señalización implementada para la Av. Andrés Avelino Cáceres- sector Castilla.	217





Lista de figuras

Figura 1. Diagrama de movilidad vs. Accesibilidad.	4
Figura 2. Vía expresa que une Barranco, Surco y San Juan de Miraflores del departamento	9
Figura 3. Paseo de la República – Lima.	10
Figura 4. Calle Marbella, distrito de Lima (vista satelital).	11
Figura 5. Calle Marbella, distrito de Lima.	11
Figura 6. Jirón Huánuco, Piura.	12
Figura 7. Flujo en una vía local.	12
Figura 8. Niveles de servicio (NDS)	15
Figura 9. Relaciones entre diagrama fundamental y NDS	16
Figura 10. Esquema de proceso de análisis de capacidad y NDS	17
Figura 11. Syncrho 8 comando Lanes and Shrraring #(RL).	31
Figura 12. Syncrho 8 ventana de la función de Traffic Volume (vph)	32
Figura 13. Diagrama de fases	34
Figura 14. Puntos de conflicto en una intersección.	43
Figura 15. Intersecciones sin canalizar simples.	46
Figura 16. Ejemplos de ensanches de la sección de los accesos al cruce.	47
Figura 17. Casos de canalización con islas divisorias y carril de giro	48
Figura 18. Esquema básico de una intersección tipo rotonda o glorieta.	49
Figura 19. Cuatro intersecciones alternativas.	50
Figura 20. Dos conceptos de intercambio en intersecciones.	51
Figura 21. Giro a la izquierda en el cruce en una intersección DLT parcial de tres patas en Shirley, NY.	52

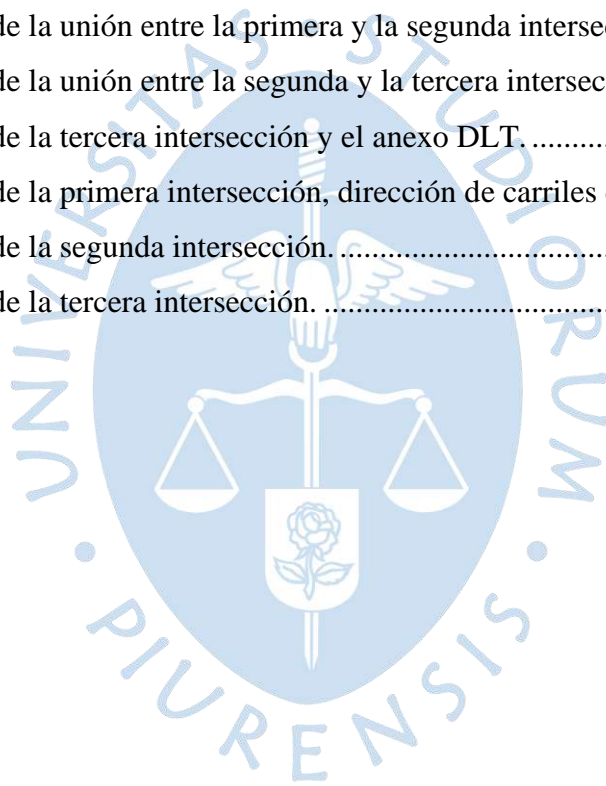
Figura 22. Giro a la izquierda el movimiento de cruce en una intersección DLT parcial en Baton Rouge, LA.	52
Figura 23. Giro a la izquierda los movimientos de cruce en una intersección DLT completa.	53
Figura 24. Intersección MUT en un corredor en Michigan.	54
Figura 25. MUT movimientos de giro a la izquierda.	54
Figura 26. RCUT intersección en Troy, MI.	55
Figura 27. Configuración conceptual de intersección RCUT con giros directos a la izquierda desde la carretera principal.	56
Figura 28. Direccionalidad de una intersección de cuadrante.	57
Figura 29. Intersección QR con carretera de cuatro carriles que conecta.	58
Figura 30. Configuración de intercambio CTO.	59
Figura 31. Movimientos típicos en una configuración de intercambio CTO.	59
Figura 32. Ejemplo de soporte de semáforo tipo poste.	64
Figura 33. Ejemplo de soporte de semáforo tipo ménsula.	64
Figura 34. Ejemplo de configuración de cabeza de semáforos.	65
Figura 35. Ejemplo de configuración de caras de semáforos.	66
Figura 36. Ejemplo de ubicación de las caras de un semáforo en el lado más.	67
Figura 37. Ejemplo de ángulo de colocación de un semáforo.	68
Figura 38. Ejemplo de módulo luminoso de un semáforo.	69
Figura 39. Ejemplo de visera de semáforo.	70
Figura 40. Ejemplo de vista frontal y dimensiones de placa de contraste.	70
Figura 41. Configuración de curvas para carriles existentes (para cuatro horas).	75
Figura 42. Se utiliza en función a la velocidad de la vía principal y población en zona urbana.	76
Figura 43. Gráfico para combinación de carriles para hora punta.	77
Figura 44. Se utiliza en función a la velocidad de la vía principal y población en zona urbana.	77
Figura 45. Diagrama de fases de un semáforo en una intersección.	80
Figura 46. Parámetros de intervalo de cambio de fase.	81
Figura 47. Modelo básico del flujo de saturación.	83
Figura 48. Modelo básico del flujo de saturación.	84
Figura 49. Panorama satelital de la avenida Andrés Avelino Cáceres.	87
Figura 50. Intersección entre Av. Andrés Avelino Cáceres y Guillermo Irazola.	88

Figura 51. Intersección entre Av. Andrés Avelino Cáceres y Universitaria.	89
Figura 52. Intersección entre Av. Andrés Avelino Cáceres y Av. Luis Montero.	90
Figura 53. Equivalencia de distribución geométrica y distribución de flujo vehicular.....	91
Figura 54. Flujo vehicular observado en zona Norte de la Av. Guillermo Irazola.	91
Figura 55. Direccionalidad de flujo vehicular en la intersección con Av. Guillermo Irazola.	92
Figura 56. Direccionalidad de flujo vehicular en la intersección con Av. Universitaria. ...	92
Figura 57. Direccionalidad de flujo vehicular en la intersección con Av. Luis Montero. ...	92
Figura 58. Tipo de vehículos evaluados en el tránsito.	93
Figura 59. Flujograma vehicular de la Intersección con Av. Guillermo Irazola.....	98
Figura 60. Flujograma vehicular de la Intersección con Av. Universitaria	99
Figura 61. Flujograma vehicular de la Intersección con Av. Luis Montero.	100
Figura 62. Fases de la intersección 1.....	102
Figura 63. Diagrama de fases de la intersección 1	103
Figura 64. Diagrama circular del conteo vehicular de la intersección 1.	104
Figura 65. Fases de la intersección 2.....	106
Figura 66. Diagrama de fases de la intersección 2	106
Figura 67. Intersección Av. Andrés avelino Cáceres vs Av. Universitaria.....	107
Figura 68. Paradero de micros frente a Tottus.	108
Figura 69. Fases de la intersección 3.....	110
Figura 70. Diagrama de fases de la intersección 3	110
Figura 71. Intersección Av. Andrés avelino Cáceres vs Av. Luis Montero.....	111
Figura 72. Simulación de la Intersección con la Av. Guillermo Irazola	113
Figura 73. Simulación de la Intersección con la Av. Universitaria.....	113
Figura 74. Simulación de la Intersección con la Av. Luis Montero.....	114
Figura 75. Simulación de la Intersección 1.	116
Figura 76. Vista satelital de la intersección 1.....	116
Figura 77. Actualización del flujograma de la intersección 1	117
Figura 78. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 -Propuesta 1	118
Figura 79. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 - Propuesta 1	119
Figura 80. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 - Propuesta 1	119
Figura 81. Diagrama de Fases de la intersección 1 – Propuesta 1	120
Figura 82. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 -Propuesta 2	121
Figura 83. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 -Propuesta 2	121

Figura 84. Diagrama de fases de la intersección 1 – Propuesta 2	122
Figura 85. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 -Propuesta 3	123
Figura 86. Diagrama del movimiento de la intersección 1 -Propuesta 3	123
Figura 87. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 -Propuesta 3	124
Figura 88. Diagrama de Fases de la intersección 1 – Propuesta 3.	125
Figura 89. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 - Propuesta 4	126
Figura 90. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 - Propuesta 4	126
Figura 91. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 - Propuesta 4	126
Figura 92. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 - Propuesta 4	127
Figura 93. Diagrama de fases de la intersección 1 – Propuesta 4.	128
Figura 94. Nueva geometría de la intersección 1	128
Figura 95. Vista satelital de la intersección 2.....	130
Figura 96. Actualización del flujograma de la intersección 2.....	131
Figura 97. Diagrama del movimiento de la Intersección 2 - Propuesta 1	132
Figura 98. Diagrama del movimiento de la Intersección 2 - Propuesta 1	132
Figura 99. Diagrama de Fases de la intersección 1 – Propuesta 4	133
Figura 100. Diagrama del movimiento de la Intersección 2 -Propuesta 2	134
Figura 101. Diagrama del movimiento de la Intersección 2 -Propuesta 2	134
Figura 102. Diagrama de fases de la intersección 1 – Propuesta 4.	135
Figura 103. Intersección 2 detalle del carril para paradero de bus.....	136
Figura 104. Nueva geometría de la intersección 2.....	136
Figura 105. Vista satelital de la intersección 3.....	138
Figura 106. Cambio de ruta de las micros Super Star.....	138
Figura 107. Actualización del flujograma de la intersección 3.....	139
Figura 108. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 -Propuesta 1	140
Figura 109. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 -Propuesta 1	141
Figura 110. Diagrama de fases de la intersección 3 – Propuesta 1.	141
Figura 111. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 - Propuesta 2	143
Figura 112. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 - Propuesta 2	143
Figura 113. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 -Propuesta 2	144
Figura 114. Diagrama de Fases de la intersección 3 – Propuesta 2.	144
Figura 115. Nueva geometría de la intersección 3	145
Figura 116. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 -Propuesta 1	146
Figura 117. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 -Propuesta 1	146

Figura 118. Diagrama de fases de la intersección 3 – Propuesta 4.	147
Figura 119. Nueva geometría de la intersección 3	148
Figura 120. Flujograma vehicular modificado de la Intersección con Av. Guillermo Irazola.	156
Figura 121. Flujograma vehicular modificado de la Intersección con Av. Universitaria .	157
Figura 122. Flujograma vehicular modificado de la Intersección con Av. Luis Montero.	158
Figura 123. Flujograma vehicular modificado de la continuación de la Av. Andrés Avelino Cáceres.	159
Figura 124. Solución de QR, expropiación del Grifo Pecsá.	160
Figura 125. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 - Propuesta con TDL.....	164
Figura 126. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 -Propuesta con TDL.....	165
Figura 127. Diagrama de fases de la intersección 1 – Propuesta con TDL.....	165
Figura 128. Diagrama del movimiento de la Intersección 2 - Propuesta con TDL.....	166
Figura 129. Diagrama del movimiento de la Intersección 2 -Propuesta con TDL.....	166
Figura 130. Diagrama de Fases de la intersección 2 – Propuesta final.....	167
Figura 131. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 - Propuesta con TDL.....	167
Figura 132. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 -Propuesta con TDL.....	167
Figura 133. Diagrama de fases de la intersección 3 – Propuesta con TDL.....	168
Figura 134. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 - Propuesta con TDL.....	168
Figura 135. Diagrama de Fases de la intersección 3 – Propuesta con TDL.....	169
Figura 136. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 - Propuesta con TDL.....	169
Figura 137. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 -Propuesta con TDL.....	170
Figura 138. Diagrama de fases de la intersección 1 – Propuesta con TDL.....	170
Figura 139. Diagrama del movimiento de la Intersección 2 - Propuesta con TDL.....	171
Figura 140. Diagrama del movimiento de la Intersección 2 - Propuesta con TDL.....	171
Figura 141. Diagrama de fases de la intersección 2 – Propuesta final.....	171
Figura 142. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 - Propuesta con TDL.....	172
Figura 143. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 - Propuesta con TDL.....	172
Figura 144. Diagrama de fases de la intersección 3 – Propuesta con TDL.....	173
Figura 145. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 -Propuesta con TDL.....	173
Figura 146. Diagrama de fases de la intersección 3 – Propuesta con TDL.....	174
Figura 147. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 -Propuesta con TDL.....	174
Figura 148. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 -Propuesta con TDL.....	174
Figura 149. Diagrama de fases de la intersección 1 – Propuesta con TDL.....	175

Figura 150. Diagrama del movimiento de la Intersección 2 - Propuesta con TDL.....	175
Figura 151. Diagrama del movimiento de la Intersección 2 - Propuesta con TDL.....	176
Figura 152. Diagrama de fases de la intersección 2 – Propuesta final.....	176
Figura 153. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 -Propuesta con TDL.....	177
Figura 154. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 -Propuesta con TDL.....	177
Figura 155. Diagrama de fases de la intersección 3 – Propuesta con TDL.....	178
Figura 156. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 -Propuesta con TDL.....	178
Figura 157. Diagrama de fases de la intersección 3 – Propuesta con TDL.....	178
Figura 158. Nueva alternativa de solución de la Av. Andrés Avelino Cáceres, sector Castilla.	179
Figura 159. Vista 2D de la unión entre la primera y la segunda intersección.....	180
Figura 160. Vista 2D de la unión entre la segunda y la tercera intersección.	180
Figura 161. Vista 2D de la tercera intersección y el anexo DLT.	181
Figura 162. Vista 2D de la primera intersección, dirección de carriles de entrada.....	182
Figura 163. Vista 2D de la segunda intersección.....	182
Figura 164. Vista 2D de la tercera intersección.....	183



Introducción

Basado en el estudio hecho por el Ing. Esteban Ríos sobre la Av. Cáceres desde la intersección con el Ovalo Cáceres hasta la Calle San Ramón; se ha continuado con la investigación de la Av. Andrés Avelino Cáceres – Sector Castilla, Piura desde la intersección de la Av. Guillermo Irazola hasta la Av. Luis Montero.

La Av. Andrés Avelino Cáceres – Sector Castilla tiene puntos atractivos muy concurridos como el Centro Comercial Open Plaza, Universidad Nacional de Piura y Academia IDEPUNP. Estos hacen que exista una gran transitividad vehicular por lo cual se resalta el gran número de motocicletas, mototaxis, autos, camiones y buses que concurren en dichos puntos.

En los últimos años existe un crecimiento notable de parque automotor perjudicando la transitividad vehicular, especialmente las motocicletas y mototaxis, los cuales no cuentan con permiso formal, esto ha generado embotellamientos e incrementos en los tiempos de viaje.

Esta investigación busca soluciones eficientes y económicas, por ello desarrolla una modelación sobre el flujo vehicular de la Av. Andrés Avelino Cáceres- sector Castilla utilizando el software Synchro 8, con el fin de mejorar el nivel de servicio a partir del diseño geométrico y de los tiempos semafóricos. Además, se han realizado visitas a campo durante la hora punta para tomar datos sobre el conteo vehicular; asimismo, se ha evaluado los volúmenes de tráfico con proyección a futuro y se ha escogido la mejor alternativa vial que se está aplicando en países de primer mundo como Estados Unidos.



Capítulo 1

Marco teórico

1.1. Clasificación de las vías o autopistas urbanas

La clasificación de las vías tiene ciertos criterios a evaluar:

- **Por capacidad y nivel de servicio**

A lo largo del tiempo, el crecimiento poblacional ocasiona que las ciudades se extiendan, incrementando asimismo las distancias, puesto que se extienden y se requiere más tiempo para ir de un lugar a otro. Es por esto, que el transporte tiene una trascendencia más relevante. Se requiere conseguir nuevas velocidades, que, a su vez, sean altas con el fin de ahorrar horas al año y esto se puede lograr si y solo si, las calles son proyectadas de manera adecuada. Al estudiar la capacidad, se engloban todos los aspectos que hacen que esta disminuya, como: los estacionamientos y los accesos próximos.

- **Por seguridad**

Cuando la intensidad del tráfico es elevada, se produce una tensión en el factor humano, tal así que se tiende a aumentar el número de accidentes, puesto que, no se tiene una buena planificación de la red vial.

- **Por funcionalidad**

Tanto vías principales, como vías locales, se debe evitar la congestión vehicular para alcanzar los niveles de servicio y seguridad eficientes, ya que, perturba la vida urbana. Dentro de un criterio amplio de planeación, la red vial, tanto rural como urbana, deberá considerar un criterio de clasificación mediante el cual, se prioricen las funciones específicas para las diferentes vías y calles, asimismo se logrará identificar las necesidades de movilidad y de accesibilidad.

La Figura 1, presenta en forma gráfica los grados de movilidad y acceso de un sistema vial. En un extremo, las vías principales son de accesos controlados destinados a proveer alta movilidad y poco o nulo acceso a la propiedad lateral, mientras que, en el otro extremo, las vías locales son de accesos no controlados que proveen fácil acceso a la propiedad lateral, pero raramente las utiliza el tránsito de paso.

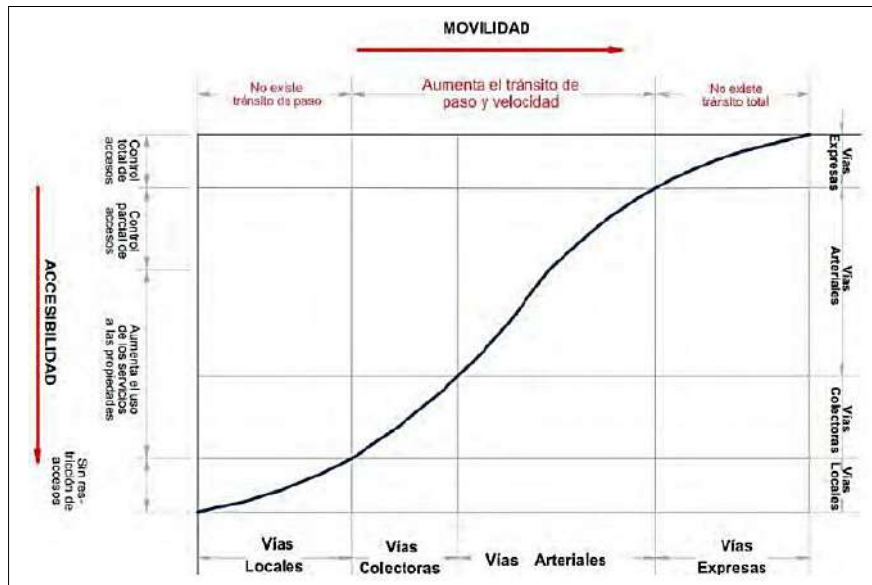


Figura 1. Diagrama de movilidad vs. Accesibilidad.

Fuente: Manual de diseño geométrico de vías urbanas- 2005- VCHI

El sistema de clasificación se aplica generalmente a cualquier vía pública urbana terrestre: calles, jirones, avenidas, alamedas, plazas, malecones, paseos, los cuales son destinados al tránsito de vehículos, personas y actividades comerciales como: mercaderías a largas o cortas distancias, y habiéndose considerado además estos criterios adicionales:

- Funcionamiento de la red vial
- Tipo de tráfico que soporta
- Uso del suelo colindante (lotes urbanizados, establecimientos comerciales)
- Espaciamiento (red vial en su conjunto)
- Nivel de servicio y desempeño operacional
- Características físicas
- Compatibilidad con sistemas de clasificación vigentes.

La clasificación de una vía conlleva en sí, parámetros de diseño:

- Velocidad de diseño

- Características básicas del flujo que transitara por ellas
- Control de accesos y relaciones interviales
- Número de carriles
- Servicio a la propiedad adyacente
- Compatibilidad con el transporte público
- Facilidades para el estacionamiento y la carga y descarga de mercaderías

1.1.1. Jerarquización de las vías

De acuerdo al Reglamento de Jerarquización Vial, las vías se clasifican de acuerdo a la magnitud de su geografía. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2007).

- **Red Vial Nacional**

Conecta el sistema nacional, está conformado por carreteras que unen las principales ciudades de la nación con puertos y fronteras.

- **Red Vial Departamental o Regional**

Conecta el sistema departamental, constituye la red vial circunscrita principalmente a la zona de un departamento, división política de la nación o zonas de influencias económicas, constituye las carreteras troncales departamentales.

Nota: Las carreteras troncales son vías principales que conectan dos o más ciudades, puertos, aeropuertos u otros lugares importantes, y son la ruta recomendada para trayectos de larga distancia y transporte de carga.

- **Red vial vecinal o rural**

Conecta el sistema vecinal. Está compuesta por:

- Caminos troncales vecinales que unen pequeñas poblaciones.
- Caminos rurales alimentadores que unen aldeas y pequeños asentamientos poblacionales.

1.1.2. Clasificación por demanda

De acuerdo al Manual de Carreteras de Diseño Geométrico, las vías se clasifican de acuerdo a su Índice Medio Diario Anual. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018).

- **Autopistas de primera clase**

Son carreteras con IMDA (Índice Medio Diario Anual) mayor a 6000 veh/día, de calzadas divididas por medio de un separador central mínimo de 6.00 m; cada una de las calzadas debe contar con dos o más carriles de 3.60 m de ancho como mínimo, con control total de accesos (ingresos y salidas) que proporcionan flujos vehiculares continuos, sin cruces o pasos a nivel y con puentes peatonales en zonas urbanas. La superficie de rodadura de estas carreteras debe ser pavimentada.

- **Autopistas de segunda clase**

Son carreteras con un IMDA entre 6000 y 4001 veh/día, de calzadas divididas por medio de un separador central que puede variar de 6.00 m hasta 1.00 m, en cuyo caso se instalará un sistema de contención vehicular; cada una de las calzadas debe contar con dos o más carriles de 3.60 m de ancho como mínimo, con control parcial de accesos (ingresos y salidas) que proporcionan flujos vehiculares continuos; pueden tener cruces o pasos vehiculares a nivel y puentes peatonales en zonas urbanas. La superficie de rodadura de estas carreteras debe ser pavimentada.

- **Carreteras de primera clase**

Son carreteras con un IMDA entre 4 000 y 2 001 veh/día, con una calzada de dos carriles de 3.60 m de ancho como mínimo. Puede tener cruces o pasos vehiculares a nivel y en zonas urbanas es recomendable que se cuente con puentes peatonales o en su defecto con dispositivos de seguridad vial, que permitan velocidades de operación, con mayor seguridad. La superficie de rodadura de estas carreteras debe ser pavimentada.

- **Carreteras de segunda clase**

Son carreteras con IMDA entre 2000 y 400 veh/día, con una calzada de dos carriles de 3.30 m de ancho como mínimo. Puede tener cruces o pasos vehiculares a nivel y en zonas

urbanas es recomendable que se cuente con puentes peatonales o en su defecto con dispositivos de seguridad vial, que permitan velocidades de operación, con mayor seguridad. La superficie de rodadura de estas carreteras debe ser pavimentada.

- **Carreteras de tercera clase**

Son carreteras con IMDA menores a 400 veh/día, con calzada de dos carriles de 3.00 m de ancho como mínimo. De manera excepcional estas vías podrán tener carriles hasta de 2.50 m, contando con el sustento técnico correspondiente.

Estas carreteras pueden funcionar con soluciones denominadas básicas o económicas, consistentes en la aplicación de estabilizadores de suelos, emulsiones asfálticas y/o micro pavimentos; o en afirmado, en la superficie de rodadura. En caso de ser pavimentadas deberán cumplirse con las condiciones geométricas estipuladas para las carreteras de segunda clase.

- **Trochas carrozables**

Son vías transitables, que no alcanzan las características geométricas de una carretera, que por lo general tienen un IMDA menor a 200 veh/día. Sus calzadas deben tener un ancho mínimo de 4.00 m, en cuyo caso se construirá ensanches denominados plazoletas de cruce, por lo menos cada 500 m. La superficie de rodadura puede ser afirmada o sin afirmar.

1.1.3. Clasificación por orografía

De acuerdo al Manual de Carreteras de Diseño Geométrico, las carreteras del Perú se pueden clasificar en función a la orografía predominante del terreno por dónde discurre su trazo. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018).

- **Terreno plano (tipo 1)**

Tiene pendientes transversales al eje de la vía, menores o iguales al 10% y sus pendientes longitudinales son por lo general menores de tres por ciento (3%), demandando un mínimo de movimiento de tierras, por lo que no presenta mayores dificultades en su trazo.

- **Terreno ondulado (tipo 2)**

Tiene pendientes transversales al eje de la vía entre 11% y 50% y sus pendientes longitudinales se encuentran entre 3% y 6 %, demandando un moderado movimiento de tierras,

lo que permite alineamientos rectos, alternados con curvas de radios amplios, sin mayores dificultades en el trazo.

- **Terreno accidentado (tipo 3)**

Tiene pendientes transversales al eje de la vía entre 51% y el 100% y sus pendientes longitudinales predominantes se encuentran entre 6% y 8%, por lo que requiere importantes movimientos de tierras, razón por la cual presenta dificultades en el trazo.

- **Terreno escarpado (tipo 4)**

Tiene pendientes transversales al eje de la vía superiores al 100% y sus pendientes longitudinales excepcionales son superiores al 8%, exigiendo el máximo de movimiento de tierras, razón por la cual presenta grandes dificultades en su trazo.

En la Tabla 1 se puede apreciar la variedad de velocidades de diseño que se pueden aplicar a los distintos tipos de carretera en función a su demanda y orografía.

Tabla 1. Rangos de la Velocidad de Diseño en función a la clasificación de la carretera por demanda y orografía.

CLASIFICACIÓN	OROGRAFÍA	VELOCIDAD DE DISEÑO DE UN TRAMO HOMOGÉNEO VTR (km/h)												
		30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130		
Autopista de primera clase	Plano													
	Ondulado													
	Accidentado													
	Escarpado													
Autopista de segunda clase	Plano													
	Ondulado													
	Accidentado													
	Escarpado													
Carretera de primera clase	Plano													
	Ondulado													
	Accidentado													
	Escarpado													
Carretera de segunda clase	Plano													
	Ondulado													
	Accidentado													
	Escarpado													
Carretera de tercera clase	Plano													
	Ondulado													
	Accidentado													
	Escarpado													

Fuente: Manual de carreteras: Diseño Geométrico 2018 (Ministerio de Transportes y Comunicaciones).

1.1.4. Clasificación de las vías urbanas

- **Vías expresas**

De acuerdo al Manual de Diseño Geométrico de vías urbanas, son aquellas que relacionan el sistema vial urbano y la relación que existe entre estos sistemas (sistema interurbano). Sirven como vías de acceso para tránsito de paso, es decir, cuando el origen y destino son distantes entre sí. (ICG,2005).

Además, se caracterizan por unir zonas específicas donde el tráfico es muy crítico, donde se observa un gran volumen de vehículos, entonces a medida que se incrementa el tráfico, existen bajas condiciones de accesibilidad. También, sirven para realizar viajes largos, conectando áreas de vivienda, industriales, comerciales y centrales.

Optimizan la movilidad en caso de tráfico directo. Sin embargo, el acceso a zonas adyacentes se deberá realizar a partir de pistas de servicio laterales. No es permitido el estacionamiento, ni la descarga de mercaderías, ni el tránsito de peatones. También se les llama “autopistas”. (Ver Figura 2).



Figura 2. Vía expresa que une Barranco, Surco y San Juan de Miraflores del departamento de Lima, Perú.

Fuente: Foros Perú. (2019). Encuesta sobre ampliación y modificación de la Vía Expresa que une los distritos de Barranco, Surco y San Juan de Miraflores de Lima. Perú.

- **Vías arteriales**

De acuerdo al Reglamento de la Actualización del Plan Vial, las Vías Arteriales son aquellas que forman parte del Sistema Vial Urbano que permiten la integración entre las vías Colectoras con las Vías Expresas. La función que cumplen es la permitir el “paso” de manera preferente y un bajo nivel de “accesibilidad”. Son aquéllas que llevan importantes volúmenes de tránsito entre áreas de generación de tránsito y a velocidades medias de circulación. La

accesibilidad hacia las áreas adyacentes se realiza a grandes distancias, en las cuales es posible la construcción de pasos a desnivel, intercambios, así como también intersecciones a nivel adecuadamente diseñados. (Municipalidad del Callao, 2010).

Las intersecciones con las vías expresas necesariamente deben considerar intersecciones a desnivel. En las vías arteriales se permiten el tránsito de los diferentes tipos de vehículos. (Ver Figura 3).

El transporte público de pasajeros debe desarrollarse preferentemente por buses, debiendo realizarse por calzadas principales cuando el derecho de vía así lo permita o carriles segregados y con paraderos debidamente diseñados para minimizar las interferencias con el tránsito directo.



Figura 3. Paseo de la República – Lima.
Fuente: Google Maps.

- **Vías colectoras**

Son aquellas que sirven para llevar el tránsito de las vías locales a las vías arteriales y en solo algunos casos, a las vías expresas, cuando no se disponga de vías arteriales. Sirven para el tránsito de paso y para direccionarse a propiedades adyacentes. Se clasifican en: colectoras distritales o interdistritales; esta clasificación depende en gran parte de las autoridades municipales.

Este tipo de vías genéricamente reciben el nombre de “jirón”, “vía parque” o “avenida” en algunos casos. (Ver Figura 4 y 5).



Figura 4. Calle Marbella, distrito de Lima (vista satelital).
Fuente: Google Maps.



Figura 5. Calle Marbella, distrito de Lima.
Fuente: Google Maps.

- **Vías locales**

Se les denomina así a aquellas vías cuya principal función es proveer acceso directo a predios o lotes, caracterizados por tránsito propio de ingreso y salida. El tránsito que circula es: vehículos livianos (en su minoría, vehículos semipesados). Se permite el estacionamiento y el tránsito peatonal. Las vías locales se conectan entre ellas y con las vías colectoras. Genéricamente se les conoce como “calles” o “pasajes”. (Ver Figura 6).

A efectos de restringir el tránsito de paso en estas vías se puede utilizar soluciones que permitan solamente la accesibilidad a las edificaciones, tales como: 1) cul - de - sac (vías sin salida); 2) en rama y 3) combinado. La primera solución es utilizada en vías sin salida con plaza de retorno al final. La segunda es derivada de la anterior y no necesita de plaza de retorno. La última, es el resultado mixto de las anteriores. (Ver Figura 7).



Figura 6. Jirón Huánuco, Piura.

Fuente: Google Maps.

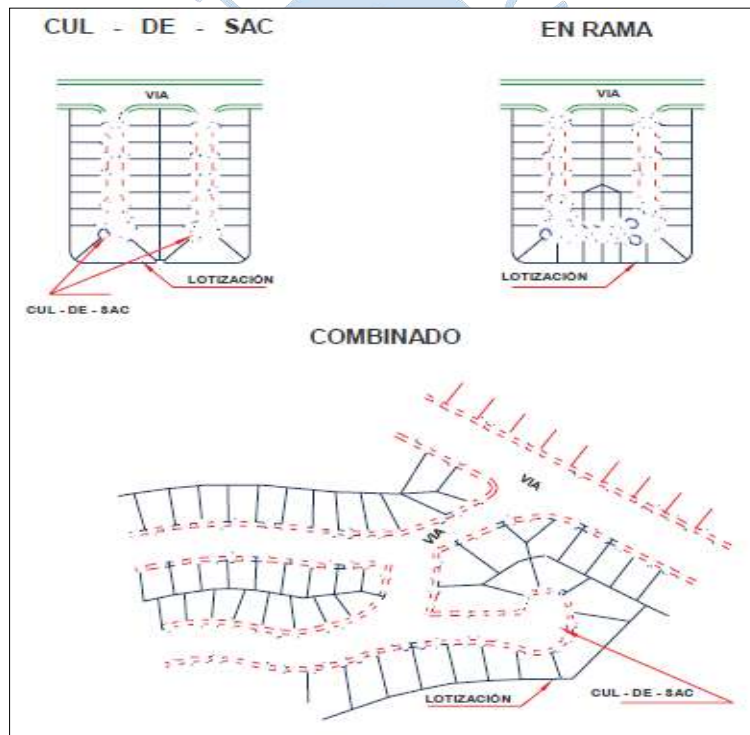


Figura 7. Flujo en una vía local.

Fuente: Manual 2005 VCHI de Diseño Geométrico de Vías Urbanas (Instituto de la Construcción y Gerencia)

1.2. Conceptos de capacidad y niveles de servicio

De acuerdo al Manual de Carreteras de Diseño Geométrico, deberá realizarse un análisis de la capacidad de la vía y de los niveles de servicio esperados, según el volumen de demanda y las condiciones reales del proyecto, lo que servirá para evaluar las características y/o restricciones de tránsito, geométricos, ambientales y de calidad del servicio que ofrecerá la vía

a los usuarios, con el fin de realizar los ajustes necesarios en los factores y/o parámetros considerados en el diseño geométrico. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018).

Para la ejecución de dicho análisis se presenta a continuación los conceptos generales de capacidad y niveles de servicio, a tener en cuenta para el diseño geométrico.

1.2.1. Capacidad de la vía

La capacidad de la vía es la velocidad máxima por hora a la que las personas o los vehículos pueden atravesar un punto o una sección uniforme de un carril o carretera durante un periodo de tiempo determinado en las condiciones de la carretera, tráfico y control.

La capacidad del vehículo es el máximo número de vehículos que pueden pasar por un punto dado durante un periodo específico en las condiciones de la carretera, tráfico y sistema de control.

La capacidad de personas es el número máximo de personas que pueden pasar un punto determinado durante un periodo específico en las condiciones prevalecientes. Esta se usa normalmente para evaluar los servicios de transporte público, los carriles para vehículos de alta ocupación y las instalaciones peatonales.

La capacidad de la vía está definida por las condiciones de la carretera, tráfico y control prevalentes. La capacidad no solo depende de la demanda máxima observada en la hora pico, sino que existe otros factores como; las características del conductor varían según la región, la tasa del flujo máxima absoluta puede variar de un día a otro, crecimiento del parque automotor, señalización y semaforización.

1.2.2. Niveles de Servicio (NDS)

Es una medida de calidad que describe las condiciones operacionales dentro de un flujo de tráfico, generalmente en términos de medidas de servicio, como velocidad, libertad de maniobra, interrupciones del tráfico, confort y conveniencia.

El nivel de servicio está definido por 6 niveles, desde la A hasta la F. El NDS A representa las mejores condiciones operativas y NDS F, las peores. Cada nivel de servicio representa un rango de condiciones operativas y la percepción del conductor de esas condiciones.

Conceptos de Nivel de Servicio (NDS)

De acuerdo a los Apuntes del Curso Caminos y Transportes, los niveles de servicio dependen de diferentes criterios que influyen en el performance de los conductores. (Timana, 2017).

• **NDS A**

- Condiciones de libre flujo vehicular.
- Completa libertad de maniobra.
- Alto nivel de comodidad física y psicológica al conductor.
- Las interrupciones menores para circular no implican un cambio en la velocidad de circulación

• **NDS B**

- Condiciones buenas de libre circulación.
- Facilidad de maniobras ligeramente restringida.
- Efectos de incidentes menores y colapsos puntuales se observan fácilmente.

• **NDS C**

- La velocidad comienza a declinar por la influencia de la densidad de tráfico en la circulación vehicular.
- Capacidad de maniobrar y las posibilidades de adelantamiento, se ven reducidas por la presencia de grupos de vehículos.
- Se esperan colas detrás de cualquier obstáculo importante.

• **NDS D**

- La velocidad comienza a declinar con el incremento de la densidad vehicular.
- Capacidad de maniobrar se ve severamente restringida.
- Formándose colas que impiden el adelantamiento a otros vehículos.

• **NDS E**

- Operaciones cerca de la capacidad.
- Los vehículos son operados con un mínimo de espacio entre ellos
- Las interrupciones no pueden ser disipadas de inmediato y frecuentemente causan colas.

- **NDS F**

- El flujo se presenta forzado y de alta congestión, lo que ocurre cuando la intensidad (demanda) del flujo vehicular llega a ser mayor que la capacidad de la carretera.

En la Figura 8, se observan los diferentes tipos de nivel de servicio en una misma vía principal.

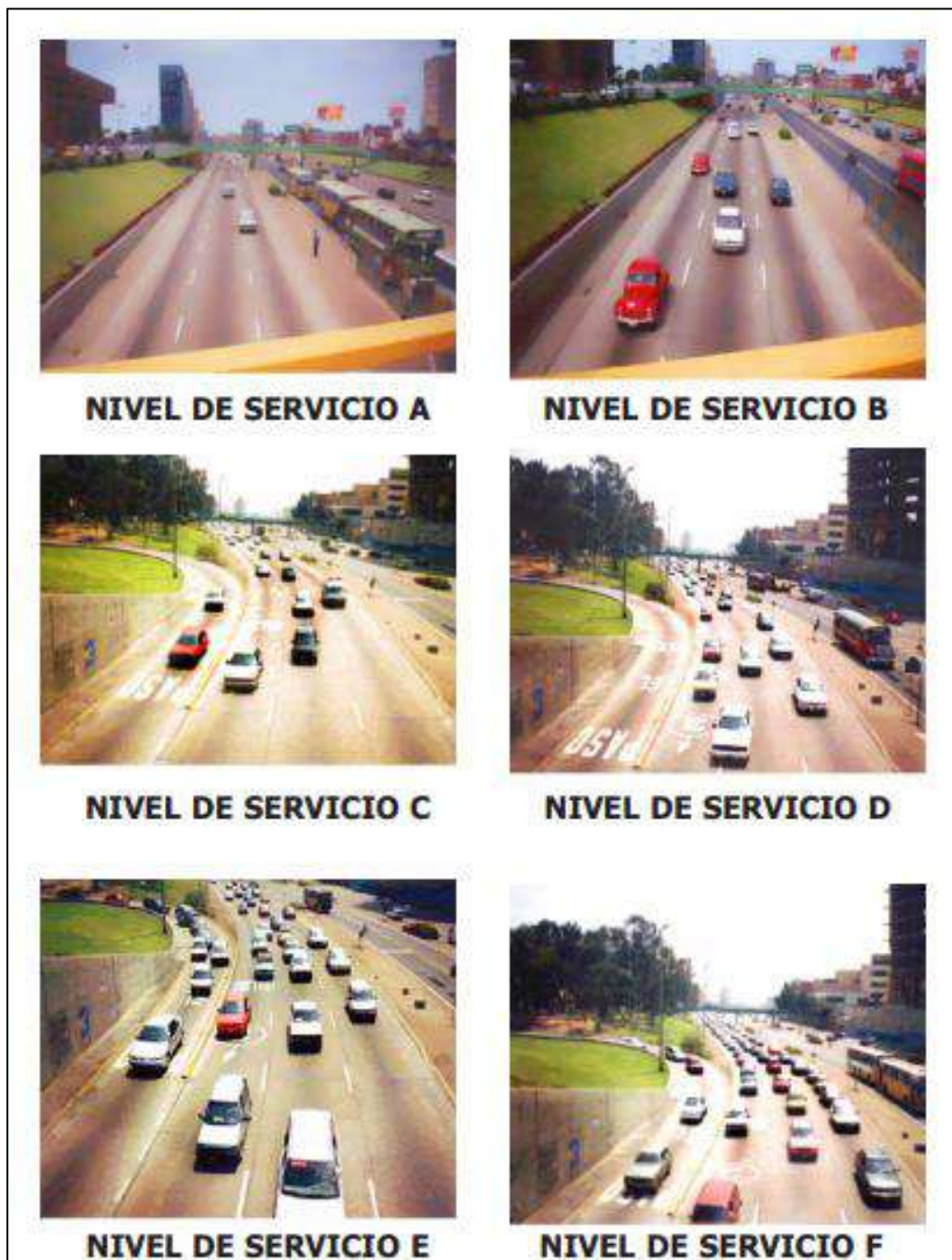


Figura 8. Niveles de servicio (NDS)

Fuente: Manual 2005 VCHI de Diseño Geométrico de Vías Urbanas (Instituto de la Construcción y gerencia)

La Tabla 2 muestra las condiciones de operación de cada Nivel de Servicio según la velocidad, libertad de maniobra, interrupciones del tráfico, confort y convivencia. El NDS A es la mejor condición mientras que, el NDS F es el de peor condición.

Tabla 2 Condiciones de operación

NDS	Velocidad	Libertad de maniobra	Interrupciones del tráfico	Confort y convivencia.
A	Flujo libre	Completa	No generan problemas	Alto
B	Flujo razonablemente libre	Ligeramente restringida	Se absorven fácilmente	Bueno
C	Cercana a la de flujo libre	Notablemente restringida	Incidentes importantes generan colas	Regular
D	Decreciente con el flujo	Limitada	Densidad creciente	Regular bajo
E	Baja	Casi nula	Incidentes menores generan colas	Operaciones volátiles
F	Muy baja	Nula	Se generan colas sin obstáculos	Condiciones de colapso

Fuente: Elaboración propia.

La Figura 9 muestra dos panoramas:

- La relación del flujo vehicular vs. velocidad de flujo libre, es decir, mientras exista un flujo libre no habrá una congestión de operación, por ende, el conductor puede conducir a una velocidad máxima de operación
- La relación del volumen/capacidad vs. velocidad de operación, es decir, a un incremento de la demanda existe una disminución de la velocidad de operación.

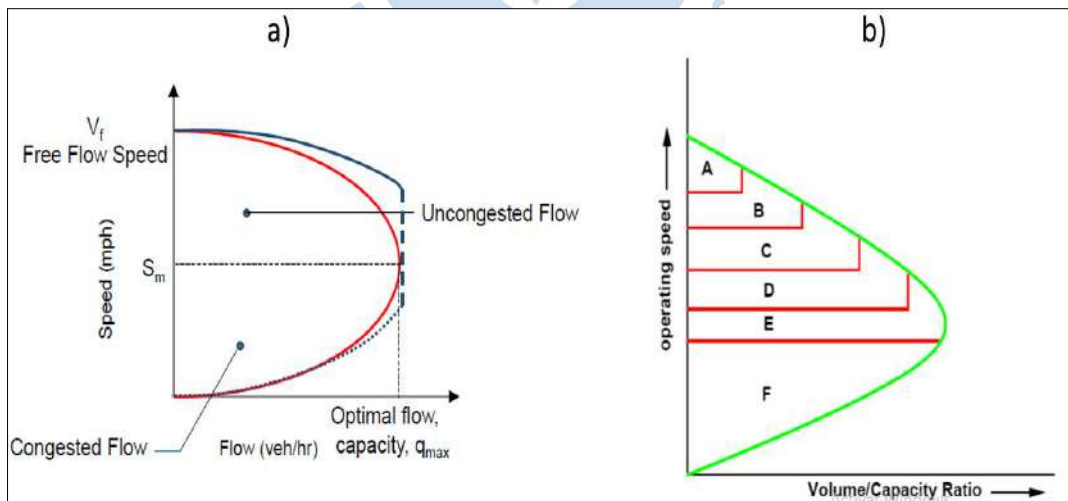


Figura 9. Relaciones entre diagrama fundamental y NDS

Fuente: Manual HCM 2010

1.3. Metodología HCM 2010 para análisis de capacidad y niveles de servicio

Existe un proceso para determinar la capacidad y el nivel de servicio este sigue la siguiente secuencia; obtener datos de entrada, agrupación de los camiones y velocidad del flujo de demanda, velocidad de flujo de saturación, capacidad y relación del volumen/capacidad y finalmente medidas de efectividad. Como se muestra en la Figura 10.

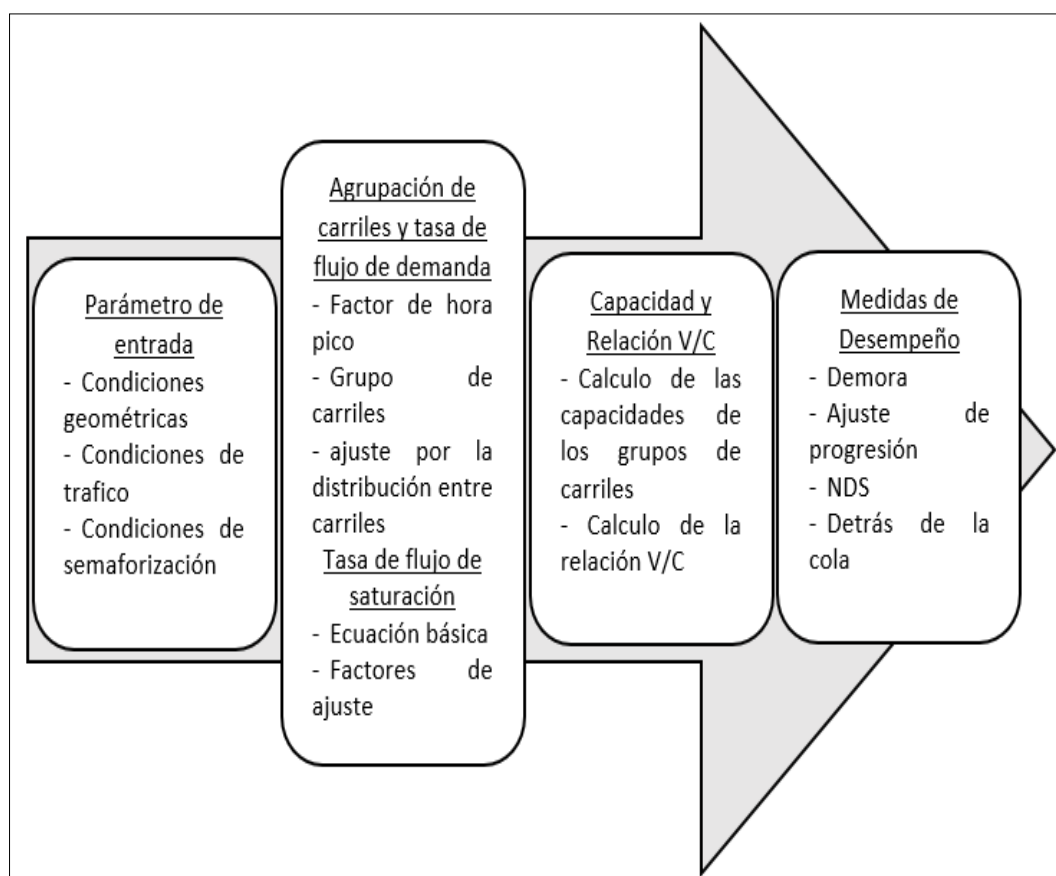


Figura 10. Esquema de proceso de análisis de capacidad y NDS

Fuente: Elaboración Propia

1.3.1. Parámetro de entrada

La Tabla 3 muestra un resumen de la información del parámetro de entrada esencial para realizar un análisis operacional para las intersecciones señalizadas. Este está dividido en condiciones geométricas, condiciones de tráfico y condiciones de semaforización.

Tabla 3 Cuadro de parámetro de entrada

Tipo de condición	Parámetros
Condiciones geométricas	<ul style="list-style-type: none"> - Tipo de Área. - Número de carriles, N - Ancho de carril, W (m). - Grado de pendiente, G (%). - Existencia de Carril exclusivo izquierdo o derecho, L_T o R_T. - Longitud de la bahía de almacenamiento de carril izquierdo o derecho, L_s. - Parqueo.
Condiciones de tráfico	<ul style="list-style-type: none"> - Volumen de la demanda por el movimiento, V (veh/h). - Tasa de flujo de saturación ideal, s₀ (pc/h/ln). - Factor de hora pico, FHP. - Porcentaje de vehículos pesados, HV (%). - Volumen peatonal, V_{ped} (p/h). - Número de paradas de buses en la intersección, N_b (buses/h). - Actividad de maniobras de parqueo, N_m. - Tipo de llegada. - Proporción de vehículos que llegan en color verde, P.
Condiciones de Señalización	<ul style="list-style-type: none"> - Longitud del ciclo, C (s). - Tiempo del verde efectivo, G (s). - Tiempo de ámbar. - Tiempo de "todo rojo". - Periodo de análisis, T (h).

Fuente: Manual HCM 2010.

1.3.2. Agrupación de carriles y tasa de flujo de demanda

- **Factor de hora pico**

La intensidad es la relación del volumen horario por medio del factor de hora punta apropiado, se empleará la Ecuación 1.

$$I_P = \frac{Q}{FHP} \quad \text{(Ecuación 1)}$$

Siendo,

I_P: Intensidad durante el periodo punta de 15 min (v/h).

Q: Volumen horario (v/h).





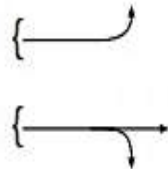


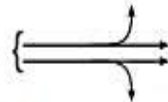
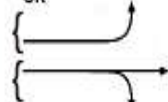



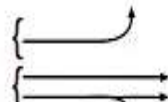
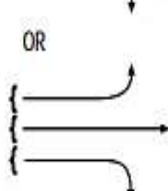
FHP: Factor de hora punta

- **Grupos de carriles**

La metodología para las intersecciones señalizadas es desagregada; es decir, está diseñado para considerar los enfoques de intersección individuales y los grupos de carriles individuales dentro de los enfoques. (Ver Tabla 4).

La segmentación de la intersección en grupos de carriles es un proceso relativamente simple que considera tanto la geometría de la intersección como la distribución de los movimientos del tráfico.

Tabla 4. Grupos de carriles típicos para el análisis de intersecciones semaforizadas.

Number of Lanes	Movements by Lanes	Number of Possible Lane Groups
1	LT + TH + RT 	①  (Single-lane approach)
2	EXC LT  TH + RT 	② 
2	LT + TH  TH + RT 	①  OR ② 
3	EXC LT  TH  TH + RT 	②  OR ③ 

Fuente: Manual HCM 2010

- **Ajuste por la distribución entre carriles**

Obtenido los grupos de carriles se realiza un ajuste de intensidad de cada grupo de carriles para reflejar el uso desigual que se hace de los carriles, se empleará la Ecuación 2.

$$I = I_s * U \quad (\text{Ecuación 2})$$

Siendo,

I: Intensidad de demanda ajustada del grupo de carriles (v/h).

I_s : Intensidad de demanda sin ajustar para el grupo de carriles (v/h).

U: Factor de utilización de carril

1.3.3. Tasa de flujo de saturación

- **Ecuación básica**

Se hace referencia al cálculo de la tasa de flujo de saturación del grupo de carriles, esta se determina a partir del ajuste de la tasa de flujo de saturación ideal, se empleará la Ecuación 3. (Vera Lino, 2012)

$$S = S_0 * N * f_W * f_{HV} * f_g * f_p * f_{bb} * f_a * f_{LU} * f_{LT} * f_{RT} * f_{Lpb} * f_{Rpb} \text{ (Ecuación 3)}$$

Siendo,

S: Tasa de flujo de saturación del grupo de carriles (veh/h-verde).

S_0 : Tasa de flujo de saturación ideal por carril (veh/h/carril).

N: Número de carriles del grupo de carriles.

f_{HV} : Factor de ajuste por vehículos pesados.

f_W : Factor de ajuste por ancho de carriles.

f_g : Factor de ajuste por pendiente del acceso.

f_p : Factor de ajuste por estacionamientos adyacentes al grupo de carriles.

f_{bb} : Factor de ajuste por bloqueo de buses que paran cerca de la intersección.

f_a : Factor de ajuste por tipo de área.

f_{LU} : Factor de ajuste por utilización de carriles.

f_{LT} : Factor de ajuste por giros a la izquierda.

f_{RT} : Factor de ajuste por giros a la derecha.

f_{Lpb} : Factor de ajuste por peatones y bicicletas para giros a la izquierda.

f_{Rpb} : Factor de ajuste por peatones y bicicletas para giros a la derecha.

- **Factores de ajuste**

- Ajuste por ancho de carril (f_W): Toma en cuenta el impacto tanto negativo como positivo para carriles angostos y anchos respectivamente. El ancho de carril considerado estándar es de 3.6 m.
- Ajuste por vehículos pesados (f_{HV}): Considera el espacio adicional que los vehículos pesados ocupan respecto a los livianos, así como las diferencias en la operación.
- Ajuste por pendiente del acceso (f_g): Evalúa el efecto de la pendiente en vehículos ligeros y pesados.

- Ajuste por estacionamientos (f_p): Considera el impacto de las maniobras de estacionamiento de determinados vehículos que afectan a los que van detrás
- Ajuste por bloqueo de buses (f_{bb}): Considera el efecto que se genera por la parada de los buses para recoger o dejar pasajeros. El límite máximo es de 250 paradas.
- Ajuste por tipo de área (f_a). Considera los efectos en intersecciones donde existen maniobras de parqueo frecuentes, gran presencia de buses y taxis, alta actividad de peatones, etc.
- Ajuste por utilización de carril (f_{LU}): Incorpora la distribución del tráfico entre los carriles en un grupo de carriles con más de un carril.
- Ajuste por giros a la derecha (f_{RT}): Considera el efecto de la geometría, depende de si los giros se realizan desde un carril exclusivo o compartido y de la proporción de vehículos en el grupo de carriles que giran a la derecha.
- Ajuste por giros a la izquierda (f_{LT}): Evalúa si los giros son protegidos o permitidos y de si se realizan desde un carril exclusivo o compartido.
- Ajuste por peatones y bicicletas (f_{Lpb} y f_{Rpb}): Considera el efecto que genera el bloqueo por peatones y bicicletas, en dos direcciones, derecha e izquierda.

Se muestra en la Tabla 5.

1.3.4. Capacidad y Relación V/C

- **Cálculo de las capacidades de los grupos de carriles**

Se tiene que tomar en cuenta los conceptos de flujo de saturación y tasa de flujo de saturación como se muestra en la Ecuación 4:

$$c_i = S_i * \left(\frac{g_i}{c}\right) \quad (\text{Ecuación 4})$$

Tabla 5 Factores de ajuste.

Factor	Formula	Definición de Variables	Observaciones
Ancho de carril	$f_w = 1 + \frac{(W - 3.6)}{9}$	W = ancho de carril (m)	W ≥ 2.4 If W > 4.8, puede considerarse para dos carriles de análisis
Vehículos Pesados	$f_{HV} = \frac{100}{100 + \% HV(E_T - 1)}$	% HV = % de vehículos pesados - grupo de carriles	E _T = 2.0 veh equivalente / HV
Pendiente	$f_g = 1 - \frac{\% G}{200}$	% G = % pendiente en el acceso - grupo de carriles	-6 ≤ % G ≤ +10 Negativo para cuesta abajo
Parqueos	$f_p = \frac{N - 0.1 - \frac{18N_m}{3600}}{N}$	N = número de carriles por grupo N _m = número de maniobras de parqueo / hora	0 ≤ N _m ≤ 180 f _p ≥ 0.050 f _p = 1.000 sin parqueos
Bloqueo de Buses	$f_{bb} = \frac{N - \frac{14.4N_B}{3600}}{N}$	N = número de carriles en el acceso N _B = número de parada de buses / hora	0 ≤ N _B ≤ 250 f _{bb} ≥ 0.050
Tipo de área	f _a = 0.900 en CBD f _a = 1.000 otras áreas	CBD = Central Business Distric = Centro de Negocios	
Utilización de Carril	$f_{LU} = v_g / (v_{g1} N)$	v _g = proporción de flujo de demanda sin ajustar para el grupo de carriles, en veh / hora v _{g1} = proporción de flujo de demanda sin ajustar en el carril único con el volumen más alto en el grupo de carriles, veh/h N = número de carriles en el grupo	
Giros Izquierdos	Fase protegida: Carril exclusivo f _{LT} = 0.95 Carril compartido $f_{LT} = \frac{1}{1.0 + 0.05P_{LT}}$	P _{LT} = proporción de giros izquierdos en el grupo de carriles	Consultar cuadro C16-1 de la página 16-122, del Manual HCM 2000 apéndice C
Giros Derechos	Carril exclusivo f _{RT} = 0.85 Carril compartido f _{RT} = 1.0 - (0.15)P _{RT} Carril único f _{RT} = 1.0 - (0.135)P _{RT}	P _{RT} = proporción de giros derechos en el grupo de carriles	f _{RT} ≥ 0.050
Bloqueo por Peatones y Bicicletas	Ajuste giro izquierdo $f_{Lpb} = \frac{1.0 - P_{LT}(1 - A_{pbT})}{(1 - P_{LTA})}$ Ajuste giro derecho $f_{Rpb} = \frac{1.0 - P_{RT}(1 - A_{pbT})}{(1 - P_{RTA})}$	P _{LT} = proporción de giros izquierdos en el grupo A _{pbT} = ajuste en la fase permitida P _{LTA} = proporción de giro izquierdo de la fase protegida sobre el total de verde del grupo P _{RT} = proporción de giro derecho en el grupo de carriles P _{RTA} = proporción de giro derecho de la fase protegida sobre el verde total	Referirse al apéndice D del Manual HCM 2000, página 16-135, para seguir paso a paso el procedimiento

Fuente: Manual HCM 2010

Siendo,

c_i : Capacidad del grupo de carriles i (veh/h).

s_i : Tasa de flujo de saturación para el grupo de carriles i (veh/h).

g_i : Tiempo de verde efectivo para el grupo de carriles i (s).

C : Longitud del ciclo del semáforo (s).

g_i/C : Proporción de verde efectivo para el grupo de carriles i .

- **Relación volumen/Capacidad**

Otra denominación puede ser el grado de saturación ya que representa el resultado de la tasa de flujo (v) sobre la capacidad (c). Para un mejor manejo del término cuando se hace el análisis lo representamos con una X como se aprecia en la Ecuación 5.

$$X_t = \frac{v_i}{s_i \left(\frac{g_i}{C}\right)} = \frac{v_i * C}{s_i * g_i} \quad (\text{Ecuación 5})$$

Siendo,

X_t : Relación $\frac{v}{c}$ o grado de saturación para el grupo de carriles i .

v_i : Tasa de flujo de actual o proyectada para el grupo de carril i (veh/h).

c_i : Capacidad del grupo de carriles i (veh/h).

s_i : Tasa de flujo de saturación para el grupo de carriles i (veh/h).

g_i : Tiempo de verde efectivo para el grupo de carriles i (s).

C : Longitud del ciclo del semáforo (s).

Cuando se evalúa la intersección como un conjunto de acuerdo a su geométrica y duración del ciclo se tienen que usar los grupos de carriles críticos para cada fase que son los de mayor relación de flujo v/c que se representa como el grado de saturación crítico de la intersección (X_c), se empleará la Ecuación 6.

$$X_c = \frac{c}{c-L} * \Sigma(v/c)c_i \quad (\text{Ecuación 6})$$

Siendo,

X_c : Relación v/c crítica o grado de saturación crítico para la intersección.

$\Sigma(v/c)_{ci}$: Sumatoria de las relaciones de flujo para todos los grupos de carriles críticos i .

C: Longitud del ciclo del semáforo (s).

L: Tiempo perdido total por ciclo para trayectoria crítica de los movimientos (s)

1.3.5. Medida de desempeño

- **Demoras**

Los valores derivados de los cálculos de demora representan la demora media por control experimental por todos los vehículos que llegan durante el periodo de análisis, se incluyen también las demoras contraídas afuera del mismo cuando el grupo de carriles está sobresaturado. Para el cálculo de la demora por control se debe considerar los movimientos a bajas velocidades y las detenciones conforme los vehículos se mueven en la cola o disminuyen la velocidad corriente arriba de la intersección. Con la Ecuación 7 se halla la demora promedio por control:

$$d = d1(PF) + d2 + d3 \quad (\text{Ecuación 7})$$

Siendo,

d: Demora por control por vehículo (s/veh).

d1: Demora por control uniforme asumiendo llegadas uniformes (s/veh).

PF: Factor de ajuste de demora uniforme por coordinación, el cual tiene en cuenta los efectos de la coordinación de semáforos.

d2: Demora incremental que toma en cuenta los efectos de llegadas aleatorias y colas sobresaturadas, ajustada por la duración del periodo de análisis y el tipo de controlador; este componente de la demora asume que no hay cola inicial para el grupo de carriles al inicio del periodo de análisis (s/veh)

d3: Demora por la cola inicial, la cual tiene en cuenta las demoras de los vehículos en el periodo de análisis debido a las colas iniciales al comienzo del periodo de análisis (s/veh)

El $d1$, la demora uniforme es el valor que se asume cuando se trata de un caso ideal de llegadas uniformes, flujos estables, y sin cola inicial, se empleará la Ecuación 8:

$$d1 = \frac{0.5 * C * \left(1 - \frac{g}{c}\right)^2}{1 - \left[\min(1, X) * \frac{g}{c}\right]} \quad (\text{Ecuación 8})$$

Siendo,

d1: Demora por control uniforme asumiendo llegadas uniformes (s/veh).

C: Longitud del ciclo del semáforo (s).

g: Tiempo de verde efectivo para el grupo de carriles (s); tiempo de verde para semáforos con controladores de tiempo fijo.

X = Relación v/c o grado de saturación para el grupo de carriles ($X \leq 1$).

El *PF*, representa el factor de ajuste por coordinación que trata de perfeccionar los efectos de la coordinación de los semáforos. Si los semáforos están bien coordinados e interconectados se logra que la mayor cantidad de vehículos que llegan logren llegar durante la luz verde. Se aplica a todos los grupos de carriles coordinados, hasta a los grupos con controles de tiempo fijo. Como solamente afecta a la demora uniforme se aplica el ajuste solamente a d1. La siguiente Ecuación 9 lo define:

$$PF = \frac{(1-P) * fPA}{1 - \left[\frac{g}{c}\right]} \quad (\text{Ecuación 9})$$

Siendo,

PF: Factor de ajuste de demora uniforme por coordinación, cual tiene en cuenta los efectos de la coordinación de semáforos.

P: Proporción de vehículos que llegan en verde.

g/C: Proporción de tiempo de verde disponible.

fPA: Factor de ajuste suplementario por grupos vehiculares que llegan durante el verde.

Para hallar el valor de la proporción de vehículos que llegan en verde (*P*) se puede tomar este dato directamente midiéndolo en el campo o si no se puede emplear el siguiente procedimiento determinando el tipo de llegada (AT por sus siglas en inglés) con la Tabla 6, luego el valor *Rp* por defecto obtenido en la Tabla 7, y por último calculando *P* con la Ecuación 10. El valor de *fPA* se calcula utilizando nuevamente el valor de *Rp* por defecto de la Tabla 8.

Tabla 6. Tipo de llegadas

Tipo de llegada	Descripción
1	El pelotón denso que contiene más del 80 por ciento del volumen del grupo del carril, que va llegando al comienzo de la fase de luz roja. Éste AT es representante de los enlaces de red que pueden experimentar de muy baja calidad de progresión como resultado de condiciones tales como la optimización de la señal de red global.
2	El pelotón moderadamente denso que llega en la mitad de la fase de color rojo o el pelotón dispersado que contiene del 40 al 80 por ciento del volumen del grupo del carril, que llega durante toda la fase de color rojo. Éste AT es representante de la progresión desfavorable en las calles de dos vías.
3	Las llegadas aleatorias en las que el pelotón principal contiene menos de 40 por ciento del volumen del grupo del carril. Éste AT es representativa de las operaciones en las intersecciones con semáforos interconectados aislados y que no se caracterizan por pelotones altamente dispersados. También puede ser usado para representar operación coordinada en donde los beneficios de la progresión son mínimos.
4	El pelotón moderadamente denso que llega en la mitad de la fase verde o pelotón dispersado que contiene del 40 al 80 por ciento del volumen del grupo del carril, llegando durante toda la fase verde. Éste AT es representante de la progresión favorable en una calle de dos vías.
5	De denso a moderadamente es el pelotón denso que contiene más del 80 por ciento del volumen del grupo del carril, llegando al inicio de la fase verde. Éste AT es representativo de la calidad progresión muy favorable, que puede ocurrir en las rutas con baja a moderada entradas lado de la calle y que reciben tratamiento de alta prioridad en el plan de frecuencia de la señal.
6	Éste tipo de llegada se reserva para la calidad excepcional de progresión en las rutas con características casi ideales de progresión. Es representante de pelotones muy densos que progresan a través de una serie de intersecciones muy próximas entre sí con entradas mínimas o insignificantes de lado de calle.

Fuente: Manual HCM 2010

Tabla 7. Relación entre el tipo de llegada y la relación de pelotón.

Tipo de llegada	Rango de Pelotón (Rp)	Valor por Defecto (Rp)	Calidad de la progresión
1	≤ 0.50	0.333	Muy pobre
2	> 0.50-0.85	0.667	Desfavorable
3	> 0.85-1.15	1	Llegadas aleatorias
4	> 1.15-1.50	1.333	Favorable
5	> 1.50-2.00	1.667	Altamente favorable
6	> 2.00	2	Excepcional

Fuente: Manual HCM 2010

$$Rp = \frac{p}{\left(\frac{g_i}{c}\right)} \quad (\text{Ecuación 10})$$

Siendo,

Rp = Relación de pelotón.

p = Proporción de vehículos que llegan durante la señal verde.

C = Longitud del ciclo (s).

gi = Tiempo del verde efectivo para el movimiento (s).

Tabla 8. Factor de ajuste para el cálculo de la demora uniforme

Relación g/C	Tipo de Llegada (AT)					
	AT 1	AT 2	AT 3	AT 4	AT 5	AT 6
0.2	1.167	1.007	1	1	0.833	0.75
0.3	1.286	1.063	1	0.986	0.714	0.571
0.4	1.445	1.136	1	0.895	0.555	0.333
0.5	1.667	1.24	1	0.767	0.333	0
0.6	2.001	1.395	1	0.576	0	0
0.7	2.556	1.653	1	0.256	0	0
fPA	1	0.93	1	1.15	1	1
Rp, por defecto	0.333	0.667	1	1.333	1.667	2

Fuente: Manual HCM 2010

Notas:

P = Rp*g/C (no debe exceder a 1).

PF no debe exceder 1 desde AT 3 hasta AT 6.

AT = Tipo de llegada (siglas en inglés).

El d_2 , la demora incremental considera las llegadas no uniformes y las demoras aleatorias, así como la demora por sobresaturación. Se estiman por la Ecuación 11 que asume que no existen colas iniciales al comienzo del periodo de análisis (T).

$$d_2 = 900 * T * \left[(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8 * k * I * X}{c * T}} \right] \quad (\text{Ecuación 11})$$

Siendo,

d_2 : Demora incremental que toma en cuenta los efectos de llegadas aleatorias

y colas sobresaturadas, ajustada por la duración del periodo de análisis y el tipo de controlador; este componente de la demora asume que no hay cola inicial para el grupo de carriles al inicio del periodo de análisis (s/veh).

T: Duración del periodo de análisis (h).

k: Factor de demora incremental que es dependiente del ajuste del controlador

I: Factor de ajuste por ingresos a la intersección corriente arriba.

C: Capacidad del grupo de carriles (veh/h).

X: Relación v/c para el grupo de carriles o grado de saturación.

El factor k , incorpora el efecto del tipo de controlador. Para semáforos de tiempo fijo su valor es 0.5.

El factor I , incorpora efectos de ingresos desde semáforos corriente arriba en intersecciones coordinadas. Toma el valor de 1 para intersecciones aisladas.

El d_3 , la demora por cola inicial se genera cuando quedan colas residuales del periodo anterior, se define por la Ecuación 12.

$$d_3 = \frac{1800 \cdot Q_b \cdot (1+u) \cdot t}{c \cdot T} \quad (\text{Ecuación 12})$$

Siendo,

Q_b = Cola inicial al inicio del periodo T (veh).

C = Capacidad (veh/h).

T = Duración del periodo de análisis (h).

t = Duración de la demanda insatisfecha (h).

u = Parámetro de demora.

Cuando $X > 1$ para un período de 15 minutos el siguiente período tendrá que empezar con la cola inicial Q_b (veh) que es observada al inicio del color rojo. Existen 5 posibles casos para valores de Q_b que se muestran en la Tabla 9.

Tabla 9. Casos de análisis.

Caso 1: $Q_b = 0$	El periodo es no saturado sin cola inicial. Por lo tanto, $d_3 = 0$.
Caso 2: $Q_b = 0$	El periodo es sobresaturado sin cola inicial. Por lo tanto, $d_3 = 0$.
Caso 3: $Q_b > 0, X \leq 1, t < T$	La cola inicial Q_b se disipa durante el periodo T . Para que esto ocurra, la suma de Q_b y la demanda total en T (qT) debe ser menor que la capacidad disponible (cT). Es decir, $Q_b + qT < cT$.
Caso 4: $Q_b > 0, X \leq 1, t = T$	Cuando aún existe demanda insatisfecha al final del periodo T pero es decreciente. Para que esto ocurra, la demanda en T debe ser menor que la capacidad. Es decir, $qT < cT$.
Caso 5: $Q_b > 0, X > 1, t = T$	Cuando la demanda en T excede la capacidad. Aquí la demanda insatisfecha se incrementa al final de T . Para que esto ocurra deberá cumplirse que $qT > cT$.

Fuente: HCM 2010

En los casos 1 y 2 cuando $Q_b = 0$ el valor de $t = 1$.

En los casos 3, 4 y 5 cuando $Qb > 0$ el valor de t está definido por la Ecuación 13:

$$t = \min \left\{ T, \frac{Qb}{c * [1 - \min(1, X)]} \right\} \quad (\text{Ecuación 13})$$

En el caso 3 cuando $t < T$ el valor de $u = 0$.

En los casos 4 y 5 cuando $t = T$ el valor u está definido por la Ecuación 14:

$$u = 1 - \frac{c * T}{Qb * [1 - \min(1, X)]} \quad (\text{Ecuación 14})$$

En los casos 4 y 5 existe un tiempo de despeje de cola inicial (Tc) que representa el último vehículo que llega en el periodo T y despeja la intersección. Este valor que tiene que ser mayor a T se calcula con la Ecuación 15:

$$Tc = \max \left(T, \frac{Qb}{c} + TX \right) \quad (\text{Ecuación 15})$$

En los casos 3, 4 y 5 para dl se usa $X = 1$ cuando existe una cola de sobresaturación (t) y para los casos restantes, caso 1 y 2 se usa el valor X real ($T-t$). Se utiliza la Ecuación 16:

$$dl = ds * \frac{t}{T} + du * PF * \frac{(T-t)}{T} \quad (\text{Ecuación 16})$$

Siendo,

ds = Demora saturada (dl evaluado para $X = 1.0$).

du = Demora no saturada (dl evaluado para el valor real de X).

El Da , demoras agregadas (ponderadas) representan la demora por control por vehículo por cada grupo de carriles. Se usa la Ecuación 17:

$$da = \frac{\sum (di * vi)}{\sum vi} \quad (\text{Ecuación 17})$$

Siendo,

da = Demora para el acceso A (s/veh).

di = Demora para el grupo de carriles i (en el acceso A) (s/veh).

vi = Flujo ajustado para el grupo de carriles i (veh/h).

De la misma forma para encontrar la demora agregada ponderada de toda la intersección se utiliza la Ecuación 18:

$$di = \frac{\sum(dA*vA)}{\sum vA} \quad (\text{Ecuación 18})$$

Siendo,

di = Demora por vehículo para la intersección (s/veh).

da = Demora para el acceso A (s/veh).

va = Flujo ajustado para el acceso A (veh/h).

- **Niveles de servicio (NDS)**

Para determinar los niveles de servicio de cada carril, grupo de carriles o toda la intersección se usa la demora media por control de definida por la Ecuación 7.

Tabla 10. Niveles de servicio según la densidad vehicular

NIVELES DE SERVICIO (NDS)	DENSIDAD (s/veh)
A	10
B	10-20
C	20-35
D	35-55
E	55-80
F	>80

Fuente: HCM 2010

1.4. Análisis de capacidad y niveles de servicio usando el software Synchro 8.0

Synchro 8 proporciona un mejor análisis de tráfico, optimizaciones y aplicaciones de simulación. Este implementa la utilización de la capacidad de intersección (UCI) 2003 método para determinar la capacidad de la intersección y compatible con el HCM 2010 la metodología para las intersecciones semaforizadas y rotondas.

En el Capítulo 1.3 se explica la metodología HCM 2010 para el análisis de capacidad y niveles de servicio desde obteniendo los parámetros de entradas hasta la medida de desempeño del análisis, este análisis es un largo procesos por lo que presenta dificultad desarrollarlo. Para realizar el estudio de las 3 intersecciones, se ha visto conveniente usar el software Synchro 8. Los comandos usados para este proyecto se mencionarán a continuación:

1.4.1. Lanes and Sharing (#RL)

Este comando pertenece a la ventana de Lane Setting (Ajuste de carril), este comando permite definir el número de carriles y las trayectorias existentes que puede un vehículo tener como; trayectoria de paso, giro a la derecha, giro a la izquierda, giro en “U”.

Cómo se puede ver en la Figura 11, las 4 primeras opciones significan que existe un solo carril, la diferencia de esta es que la primera opción solo tiene trayectoria de paso mientras la opción 4 tiene trayectoria de paso y giro tanto a la derecha como a la izquierda.

LANE SETTINGS	EBU	EBT	EBR	WBU	WBL	WBT	NBL	NBR
Lanes and Sharing (#RL)		↔↑↑↑	↔	↔	↔	↔	↔	↔
Traffic Volume (vph)	115		0	54	0	1135	177	29
Street Name		↑						
Link Distance (m)	—	↔	—	—	—	147.7	96.7	—
Links Speed (km/h)	—	↔	—	—	—	45	45	—
Set Arterial Name and Speed	—	↔	—	—	—	WB	NB	—
Travel Time (s)	—	↑↑↑	—	—	—	11.8	7.7	—
Ideal Satd. Flow (yphpl)	1900	↔↑↑	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Width (m)	3.5	↔↑↑	3.5	3.1	3.1	3.1	3.6	3.6
Grade (%)	—	↑↑↑↑	—	—	—	0	0	—
Area Type CBD	—	↑↑↑↑	—	—	—	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	—
Storage Length (m)	0.0	↔↑↑↑	0.0	—	0.0	—	0.0	0.0
Storage Lanes (#)	—	↔↑↑↑	—	—	—	—	—	—
Right Turn Channelized	—	↑	None	—	—	None	—	None
Curb Radius (m)	—	↑	—	—	—	—	—	—
Add Lanes (#)	—	↔	—	—	—	—	—	—
Lane Utilization Factor	0.91	↔	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Right Turn Factor	—	↑	—	1.000	—	1.000	1.000	0.850
Left Turn Factor (prot)	—	↔	—	0.950	—	1.000	0.950	1.000
Saturated Flow Rate (prot)	—	↔ ↑	—	1534	—	1043	1593	1425
Left Turn Factor (perm)	—	6	—	0.093	—	1.000	0.950	1.000
Right Ped Bike Factor	—	6↑	—	1.000	—	1.000	1.000	1.000
Left Ped Factor	—	↔6	—	1.000	—	1.000	1.000	1.000
Saturated Flow Rate (perm)	—	↔6↑	—	150	—	1043	1593	1425
Right Turn on Red?	—	7	<input type="checkbox"/>	—	—	—	—	<input checked="" type="checkbox"/>
Saturated Flow Rate (RTOR)	—	7↑	—	0	—	0	0	10
Link Is Hidden	—	↔7	—	—	—	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	—
Hide Name in Node Title	—	↔7↑	—	—	—	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	—
[161 -86]		8						

Figura 11. Synchro 8 comando Lanes and Shrasing #(RL)

Fuente: Elaboración propia

1.4.2. Traffic Volume (vph)

Volumen de tráfico calculado en vehículos por hora a partir del conteo que se realizó en campo, además; después de hacer el conteo esto se convirtieron en vehículos equivalentes.

En la Figura 12, se puede observar 54 vehículos giran en “U”, 0 vehículos giran a la izquierda y 1135 vehículos van en trayectoria recta.



Figura 12. Synchro 8 ventana de la función de Traffic Volume (vph)
Fuente: Elaboración propia

1.4.3. Ideal Saturated Flow (vphpl)

Este comando pertenece a la ventana de Lane Setting (Ajuste de carril), el flujo saturado ideal este dato aparece por defecto cuyo valor es de 1900 veh/hr/ln según el Highway Capacital Manual (HCM).

1.4.4. Peak Hour Factor

Este comando pertenece a la ventana de Volume Settings (ajustes de volumen), el factor de hora pico es el volumen por hora durante el máximo volumen de la hora del día dividido por el flujo máximo de 15 minutos dentro del hora pico. En la Tabla 11, se muestra aproximaciones de los factores de hora pico cuando no se cuenta las mediciones de campo.

Tabla 11. Factores de hora pico

Volumen Total Approach	PHF
2000 vph	0.95
1000	0.93
500	0.92
200	0.87
100	0.83
50	0.78

Fuente: HCM 2010

1.4.5. Growth factor

Este comando pertenece a la ventana de volume settings (ajustes de volumen), el factor de crecimiento puede ser utilizada para ajustar los volúmenes de tráfico utilizando un intervalo de 0.5 a 3. Este factor de crecimiento sirve para determinar el ajuste de flujo y flujo de grupo de carril para un tráfico futuro.

- **Crecimiento de tránsito**

Una carretera debe estar diseñada para soportar el volumen de tráfico que es probable que ocurra en la vida útil del proyecto.

La proyección debe también dividirse en dos partes. Una proyección para vehículos ligeros, estos crecerán aproximadamente acorde a la tasa de crecimiento de la población y una proyección de vehículos pesados que crecerá aproximadamente acorde a la tasa de crecimiento de la economía (PBI). Ambos índices de crecimiento correspondientes a la región que normalmente cuenta con datos estadísticos de estas tendencias.

A continuación, se establece la metodología para el estudio de la demanda de tránsito:

$$P_f = P_0(1 + T_c)^n \quad (\text{Ecuación 19})$$

Siendo,

P_f = Tránsito final

P_0 = Tránsito inicial (año base).

T_c = Tasa de crecimiento anual

n = Número de años

1.4.6. Minimum Initial (s)

Este comando pertenece a la ventana de configuración de tiempo, mínimo inicial también llamado mínimo tiempo verde.

1.4.7. Minimum Split (s)

Este comando pertenece a la ventana de configuración de tiempo, este es la suma de mínimo tiempo verde, amarillo y todo rojo.

1.4.8. Total Split (s)

Este comando pertenece a la ventana de configuración de tiempo, este es la suma de los tiempos de verde, amarillo y todo rojo. (Ver Figura 13).

1.4.9. Yellow Time (s)

Este comando pertenece a la ventana de configuración de tiempo, tiempo de amarillo o ámbar, este tiene una duración de 2 a 10 s. (Ver Figura 13).

1.4.10. All-Red Time (s)

Este comando pertenece a la ventana de configuración de tiempo, tiempo de todo rojo esto significa que todas las fases de los semáforos estarán en rojo permitiendo que los vehículos que se encuentra aún en la intersección no obstaculicen a los vehículos que continúan al haber cambio de fase. (Ver Figura 13).

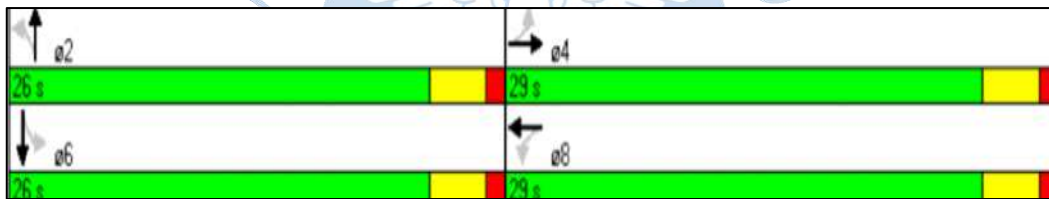


Figura 13. Diagrama de fases
Fuente: Elaboración Synchro 8.0.

1.5. Velocidad de diseño

La velocidad de proyecto o velocidad de diseño (en inglés “*design speed*”) es la velocidad que alcanzaría un vehículo terrestre en una carretera en diseño o proyecto. Este valor determina las características geométricas de una carretera nueva durante el proyecto.

La velocidad de diseño, también conocida como velocidad directriz, es la máxima velocidad que, en condiciones de seguridad, puede ser mantenida en una determinada sección de una carretera, cuando las condiciones son tan favorables como para hacer prevalecer las características del diseño utilizado.

En principio, las carreteras deben diseñarse para las mayores velocidades que sean compatibles con los niveles deseados de seguridad vial, movilidad y eficiencia, tomando a la vez debida cuenta de las restricciones ambientales, económicas, estéticas y los impactos sociales y políticos de tales decisiones.

La velocidad de diseño debe ser consistente con la velocidad que espera el conductor promedio. En una carretera secundaria con condiciones topográficas favorables, por ejemplo, donde los conductores operan a velocidades relativamente altas, dada su percepción de las condiciones físicas y operativas de la vía, es impropio aplicar una baja velocidad de diseño por los riesgos que acarrearía en materia de seguridad.

La velocidad de proyecto para una carretera dada es el factor determinante para elegir el peralte y el radio de las curvas, la distancia de visibilidad, y las longitudes y profundidades de los acuerdos verticales, es decir cambios de rasante más suaves.

Por ejemplo, carreteras con mayores velocidades de diseño requieren curvas más suaves, cambios de rasante más largos que conllevan distancias de visibilidad mayores. En cambio, las carreteras con velocidades menores implican curvas más pronunciadas y cambios de rasante más acentuados lo que permite adaptarlas mejor al terreno y, por lo tanto, su coste es más barato.

Cuando las carreteras se planean, la velocidad de diseño puede estar influenciada por varios factores como:

- Características de diseño geométrico de las carreteras
- Legislación sobre velocidad máxima
- Nivel de tráfico y volumen de tráfico necesario. Existen vías suburbanas donde la velocidad se limita a 60 km/h porque se sabe que es la velocidad a la que se alcanza la mayor capacidad la vía.

Es importante mencionar que, el alineamiento horizontal y vertical, distancia de visibilidad y peralte, variará apreciablemente con la velocidad de diseño. En forma indirecta están influenciados los aspectos relativos al ancho de la calzada, bermas, etc.

"La selección de determinada velocidad de diseño está influenciada por el relieve del terreno, el tipo de carretera a construirse, los volúmenes y el tipo de tránsito que se esperan y en otras condiciones de orden económico". (Rosales E, 2003).

En el proceso de asignación de la Velocidad de Diseño, se debe otorgar la máxima prioridad a la seguridad vial de los usuarios. Por ello, la velocidad de diseño a lo largo del trazo, debe ser tal, que los conductores no sean sorprendidos por cambios bruscos y/o muy frecuentes en la velocidad a la que pueden realizar con seguridad el recorrido.

El proyectista, para garantizar la consistencia de la velocidad, debe identificar a lo largo de la ruta, tramos homogéneos a los que, por las condiciones topográficas, se les pueda asignar una misma velocidad. Esta velocidad, denominada Velocidad de Diseño del tramo homogéneo,

es la base para la definición de las características de los elementos geométricos, incluidos en dicho tramo. Para identificar los tramos homogéneos y establecer su Velocidad de Diseño, se debe atender a los siguientes criterios: (Manual de Carreteras,2018)

- La longitud mínima de un tramo de carretera, con una velocidad de diseño dada, debe ser de tres (3.0) kilómetros, para velocidades entre veinte y cincuenta kilómetros por hora (20 y 50 km/h) y de cuatro (4.0) kilómetros para velocidades entre sesenta y ciento veinte kilómetros por hora (60 y 120 km/h).
- La diferencia de la Velocidad de Diseño entre tramos adyacentes, no debe ser mayor a veinte kilómetros por hora (20 km/h).

No obstante, lo anterior, si debido a un marcado cambio en el tipo de terreno en un corto sector de la ruta, es necesario establecer un tramo con longitud menor a la especificada, la diferencia de su Velocidad de Diseño con la de los tramos adyacentes no deberá ser mayor de diez kilómetros por hora (10 km/h).

En la selección de una adecuada velocidad de diseño para una carretera particular, debe darse importancia a estos siguientes factores (Secretaría de Integración Económica Centroamericana, 2004).

- Distribuciones de las velocidades
- Tendencias de las velocidades
- Tipo de área: rural o urbana
- Condiciones del terreno: plano, ondulado o montañoso
- Volúmenes de tránsito
- Consistencias en el diseño de carreteras similares o complementarias
- Condiciones ambientales
- Características físicas de la carretera y de sus zonas aledañas
- Clima
- Limitaciones de velocidad (sean legales o debidas a aparatos de control)
- Aunque alguno de estos parámetros pueda ser determinante, el efecto de todos generalmente se combina para escoger una adecuada velocidad de diseño.

El objetivo de diseño de cualquier obra de ingeniería que va ser usada por el público es el de satisfacer la demanda por el servicio de la manera más segura y económica. La obra debe, por tanto, amoldarse a casi toda la demanda con razonable idoneidad y no fallar bajo una carga

severa o extrema. Al aplicar este principio al diseño de carreteras, en especial a lo referente a las demandas de velocidad, debe pensarse en una velocidad que satisfaga a casi todos los conductores.

Solo un pequeño porcentaje de conductores viaja a muy altas velocidades y no es económicamente posible diseñar para ellos. Pueden ellos usar la vía, por supuesto, pero deben viajar a velocidades algo menores que las que consideran deseables. De otro lado, la velocidad escogida para diseñar no debe ser la que llevan los conductores bajo condiciones desfavorables, como bajo un clima inclemente, porque la vía sería insegura para los conductores bajo condiciones favorables y no satisfaría razonablemente la demanda. De las distintas medidas de la velocidad las que se utilizan en el diseño geométrico son las cinco siguientes:

1.5.1. Velocidad de diseño

Conocida también como velocidad de proyecto corresponde a una velocidad de referencia que sirve de guía para definir las especificaciones mínimas para el diseño geométrico. La velocidad de diseño de un proyecto se puede mantener a lo largo de todo su recorrido o puede ser definida por tramos dependiendo de las diferentes condiciones, físicas principalmente, que se vayan presentando. Se trata entonces de la máxima velocidad a la cual se puede transitar de una manera cómoda y segura, bajo condiciones favorables, durante un tramo determinado de vía. Tanto el alineamiento horizontal como el vertical y el diseño transversal están sujetos a la velocidad de diseño. En el alineamiento horizontal el radio y la distancia de visibilidad son los elementos que más dependen de la velocidad de diseño, mientras que en el alineamiento vertical la pendiente máxima y la longitud mínima de curva son los elementos más afectados.

Por su parte en el diseño transversal el ancho de calzada, ancho de bermas, peralte máximo y sobreebanco dependen directamente de este parámetro.

Cuando se proyecta una vía lo ideal sería mantener constante la velocidad de diseño durante la mayor longitud posible. Como esta condición puede ser difícil mantenerla, se recomiendan tramos mínimos de 2 kilómetros para una misma velocidad de diseño y además que entre tramos sucesivos no se presenten diferencias por encima de 20 Km/h.

La velocidad de diseño se define entonces a partir de diferentes factores entre los cuales tenemos:

- Importancia o categoría de la vía: Si se trata de una autopista o una vía de primer orden es necesario que su velocidad sea alta, igual o mayor de 60 Km/h, de lo contrario no sería considerada como tal.
- Volúmenes esperados: A mayor volumen mayor debe ser la velocidad de diseño con el fin de garantizar su funcionalidad y capacidad.
- Las condiciones topográficas y su homogeneidad: Cuanto más abrupta sea la topografía menor será su velocidad de diseño. Aunque se cuente con los recursos suficientes, los aspectos ambientales, geológicos y geotécnicos pueden condicionar las especificaciones de la vía en terrenos montañosos.
- Disponibilidad de recursos económicos: Es claro que a mayores recursos mejores serán las especificaciones de la vía a diseñar.
- Usos de la tierra y servicios que se quiere ofrecer: Dependiendo las áreas a comunicar y su correspondiente desarrollo y productividad se define la velocidad de diseño a considerar.

La velocidad de diseño depende del tipo de carretera y del tipo de terreno, a cada tramo homogéneo se le puede asignar las velocidades mostradas en la Tabla 1. Se observa que, mientras se presenten mejores condiciones de carretera y de terreno, las velocidades de un vehículo pueden llegar hasta los 130 km/h. Sin embargo, la peor condición sería si el vehículo se encuentra en una carretera de tercera clase y en un terreno escarpado, es decir, donde el vehículo deberá tener la suficiente velocidad para vencer a la fuerza de fricción del terreno.

1.5.2. Velocidad específica

El Instituto Nacional de Vías de Perú ha incorporado el concepto de velocidad específica en su nuevo manual que, al igual que la velocidad de diseño, condiciona de manera directa algunos elementos geométricos. Se puede definir como la máxima velocidad que puede mantenerse a lo largo de un elemento específico de la vía, en condiciones de seguridad y comodidad, con el pavimento húmedo y las llantas en buen estado, y de modo que las condiciones meteorológicas, del tránsito y sus controles no impongan limitaciones a la velocidad.

Aunque se tenga una velocidad de diseño para un tramo de carretera las velocidades que se presentan varían de acuerdo a los radios de las curvas. Quiere decir que el conductor, aunque conozca la velocidad de diseño del tramo de carretera por donde circula aumentará o disminuirá su velocidad según las condiciones geométricas de la vía.

Este nuevo parámetro es conveniente ya que permite diseñar ciertos elementos de acuerdo a las velocidades que realmente se presentan a lo largo de un tramo de carretera y, más aún, teniendo en cuenta las condiciones topográficas y culturales, es difícil mantener velocidades de diseño durante largos recorridos. (Posada H, 2002).

1.5.3. Velocidad de operación

Se entiende como velocidad de operación de un determinado tramo de carretera, la velocidad segura y cómoda a la que un vehículo aislado circularía por él, de modo que la velocidad no sea condicionada por factores como la intensidad de tránsito o la meteorología, es decir, asumiendo un determinado nivel de velocidad en función solamente de las características físicas de la vía.

También se puede interpretar como la velocidad a la que se observa que los conductores circulan. Usualmente se expresa la velocidad de operación como aquella velocidad a la cual, o por debajo de la cual, recorren el tramo el 85% de los conductores. En la Tabla 12 (Ecuaciones de Fitzpatrick), se puede apreciar estimaciones para la determinación de velocidades de operación.

Tabla 12. Ecuaciones de Fitzpatrick para la estimación de velocidades de operación

	Condiciones de alineamiento	Ecuación
1	Curva horizontal sobre pendiente (-9% < i < -4%)	$V_{85} = 102.10 - \frac{3077.13}{R}$
2	Curva horizontal sobre pendiente (-4% < i < 0%)	$V_{85} = 105.98 - \frac{3709.90}{R}$
3	Curva horizontal sobre pendiente (0% < i < 4%)	$V_{85} = 104.82 - \frac{3574.51}{R}$
4	Curva horizontal sobre pendiente (4% < i < 9%)	$V_{85} = 96.61 - \frac{2752.19}{R}$
5	Curva horizontal combinada con curvas cóncavas (sag)	$V_{85} = 105.32 - \frac{3438.19}{R}$
6	Curva horizontal combinada con curvas convexas sin limitación de visibilidad	(Nota 2)
7	Curva horizontal combinada con curvas convexas con limitación de visibilidad ($K \leq 43$ m / %)	$V_{85} = 103.24 - \frac{3576.51}{R}$; (nota 2)
8	Curva vertical cóncava sobre recta horizontal	V_{85} se asume como la velocidad deseada
9	Curva vertical convexa con distancia de visibilidad no limitada ($K > 43$ m / %) sobre recta horizontal	V_{85} se asume como la velocidad deseada
10	Curva vertical convexa con distancia de visibilidad limitada ($K \leq 43$ m / %) sobre recta horizontal	$V_{85} = 105.08 - \frac{149.69}{K}$

Fuente: Manual de carreteras DG 2018

Observaciones:

- Usar la menor velocidad calculada para las Ec.1 o 2 (pendientes descendentes) y la Ec. 3 o 4 (pendientes ascendentes)
- Comparar ambas velocidades resultantes tanto para las pendientes descendentes y ascendentes y escoger la menor. Entonces, esto asegurará que si se incluye una curva convexa con un límite de visibilidad no será una velocidad mayor que la velocidad calculada inicialmente.

V_{85} : Percentil 85 de velocidad de vehículos (km/h)

R: Radio de la curva (m)

K: Límite de visibilidad

Tal y como se observa, las condiciones de alineamiento varían de acuerdo a las pendientes ascendentes, descendentes, curvas combinadas en el camino y límite de visibilidad.

Las velocidades máximas de operación varían de acuerdo al tipo de: carretera, terreno y vehículos. A partir de la Tabla 13 se observa que, las velocidades de operación son mayores mientras el terreno sea plano u ondulado, y menores, si es que no se tiene condiciones favorables del terreno, que en este caso suelen ser terreno tipo: accidentado o escarpado.

Asimismo, las velocidades bajan mientras los vehículos sean más pesados, puesto que, frente a cualquier maniobra mal hecha, pueden ocurrir accidentes o no tener control total sobre el vehículo. Para este tipo de vehículos, de transporte de mercancía peligrosa, la velocidad máxima de operación impuesta por el Reglamento Nacional de Tránsito es de 70 km/h.

Cada vía se comporta de una diferente manera, dependiendo de las especificaciones técnicas previas a construcción, es por ello que, las autoridades actuales tienen el poder de fijar velocidades inferiores a las que se muestran en la Tabla 13, además ellas se deben encargar de señalar la máxima velocidad de operación al inicio de cada tramo homogéneo de carretera.

Tabla 13. Valores de velocidades máximas de operación (km/h).

Clasificación de la carretera	Velocidad máxima de operación			
	Orografía	Vehículos ligeros	Vehículos pesados	
			Buses	Camiones
Autopista 1ra clase	Plana	130	100	90
	Ondulada	120	90	80
	Accidentada	100	80	70
	Escarpada	90	70	60
Autopista 2da clase	Plana	120	90	80
	Ondulada	120	90	80
	Accidentada	100	80	70
	Escarpada	90	70	60
Carretera 1ra clase	Plana	100	90	80
	Ondulada	100	80	70
	Accidentada	90	70	60
	Escarpada	80	60	50

Fuente: Manual de diseño geométrico, MTC 2018.

1.5.4. Velocidad de recorrido

Conocida también como velocidad de viaje, se obtiene dividiendo la distancia recorrida por un vehículo, desde el principio al fin del viaje, entre el tiempo total que se emplea en recorrerla. En este tiempo se incluyen todas aquellas demoras operacionales debido a las condiciones del tránsito y los dispositivos de control, es decir todos los eventos ajenos a la voluntad del conductor.

La velocidad de recorrido, que puede ser individual o la media de varios vehículos, en una carretera existente es una medida de la calidad del servicio que ésta proporciona a los usuarios. A partir del valor obtenido se toman las medidas necesarias para mejorar el nivel del servicio si es necesario.

1.5.5. Velocidad de marcha

Denominada también velocidad de cruce se calcula al dividir la distancia recorrida entre el tiempo durante el cual el vehículo estuvo en movimiento, bajo las condiciones existentes del tránsito, características físicas de la vía y los dispositivos de control. Es una medida de la calidad del servicio que una vía proporciona a los conductores, y varía durante el día principalmente

por la variación de los volúmenes de tránsito, es por esto que, se debe indicar si esta velocidad abarca las horas de mayor demanda o no las considera o si es un promedio del día. Para obtener la velocidad de marcha en un viaje normal, se debe descontar del tiempo total de recorrido, todo aquel tiempo en que el vehículo se hubiese detenido por cualquier causa.

Si no se realiza un estudio de campo, se deben tomar valores teóricos, tomando como referencia el 85% y el 95% de la velocidad de diseño, así como se muestra en la Tabla 14:

Tabla 14. Velocidades de marcha teóricas en función de la velocidad de diseño (km)

Velocidad de diseño	30.0	40.0	50.0	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0	110.0	120.0	130.0
Velocidad media de marcha	27.0	36.0	45.0	54.0	63.0	72.0	81.0	90.0	99.0	108.0	117.0
Rangos de velocidad media	25.5 @ 28.5	34.0 @ 38.0	42.5 @ 47.5	51.0 @ 57.0	59.5 @ 66.5	68.0 @ 76.0	76.5 @ 85.5	85.0 @ 95.0	93.5 @ 104.5	102.0 @ 114.0	110.5 @ 123.5

Fuente: Manual de Carreteras. Diseño Geométrico. 2018. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones).

1.6. Diseño geométrico de intersecciones

Una intersección se define como un área compartida por dos o más caminos, cuya función principal es posibilitar el cambio de dirección en la trayectoria. Las intersecciones viales pueden ser a nivel o a desnivel, entre carreteras o si bien en vías férreas, estas permanecen en función de las características de las vías que se encuentran y se cruzan y los requerimientos del diseño geométrico del proyecto. (Agosta R, 2006).

El diseño geométrico es la parte más importante del proyecto integral de carreteras, ya que a través de él se establece la configuración geométrica tridimensional, buscando que la vía sea funcional, segura, cómoda, estética, económica y compatible con el medio ambiente.

Los factores o requisitos del diseño se agrupan en externos (existentes) e internos (propios de la vía y su diseño). (Silvera M, 2012). Asimismo, es la técnica de ingeniería civil que consiste en situar el trazado de una carretera o calle en el terreno.

Los factores externos se relacionan con la topografía del terreno natural, la conformación geológica y geotécnica del mismo, el volumen y características del tránsito actual y futuro, la climatología, hidrología y los parámetros socioeconómicos y propiedades del área estudiada.

Los factores internos contemplan las velocidades a tener en cuenta para el diseño y los efectos operacionales de la geometría especialmente los vinculados con la seguridad, estética y armonía de la solución.

1.6.1. Funcionamiento de las intersecciones

Cuando las trayectorias de los vehículos se cruzan en una intersección, dan lugar a que surjan puntos de conflicto, los cuales se clasifican en 3:

- Puntos de convergencia: los vehículos llegan por trayectorias distintas, y salen siguiendo una trayectoria única.
- Puntos de divergencia: los vehículos llegan por una trayectoria común, y salen siguiendo trayectorias distintas.
- Puntos de cruce: en los que se interceptan dos trayectorias distintas.

Como se observa en la Figura 14, en el caso de una intersección de 4 ramales completa se presentan: 8 puntos de convergencia, 8 puntos de divergencia y 16 puntos de cruce. En general, para calcular dichos puntos, se utilizan las siguientes ecuaciones.

$$\text{Puntos de convergencia} = N * (N-2) \quad (\text{Ecuación 20})$$

$$\text{Puntos de divergencia} = N * (N-2) \quad (\text{Ecuación 21})$$

$$\text{Puntos de cruce} = \frac{N^2 * (N-1) * (N-2)}{6} \quad (\text{Ecuación 22})$$

Siendo,

N: Números de ramales.

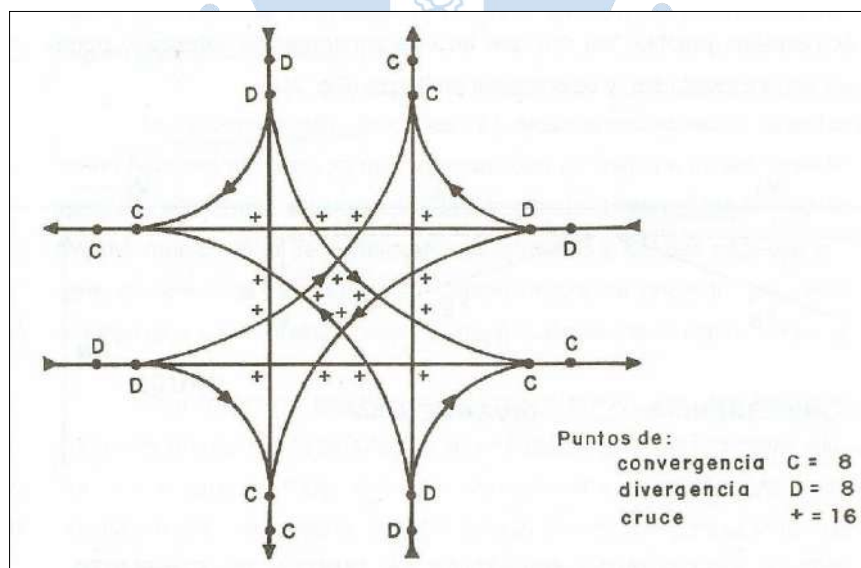


Figura 14. Puntos de conflicto en una intersección.

Fuente: OEP 2013. Especialidad Gestión Técnica del Tráfico.

El número de puntos de conflicto, especialmente de puntos de cruce, crece rápidamente con el número de ramales que confluye. Algunos puntos de conflicto suelen confundirse con los puntos mediante los cuales concurren varias trayectorias.

Los puntos de conflicto son puntos potenciales de accidentes, y esta posibilidad será tanto mayor cuanto mayor sea la intensidad de tráfico, es por ello, que debe existir una buena planificación vial aprovechando la geometría de la carretera. Cabe mencionar que la velocidad relativa de los vehículos en conflicto tiene una gran influencia en el diseño geométrico de una intersección.

1.6.2. Criterios generales para el diseño geométrico

Para que el diseño geométrico sea el indicado se deberá tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Priorizar los movimientos más importantes, se deberán limitar los movimientos secundarios, puesto que, no tienen mayor influencia en la vía, es por ello que, convendría eliminarlos, a menos que se reduzca el ancho de vía y se introduzca curvas de radio pequeño.
- Consistencia entre el tamaño de las vías y la magnitud de los volúmenes de tránsito, puesto que, la mejor solución de intersección vial será aquella para la cual frente a un determinado número de vehículos le sea posible circular en el área delimitada geométrica.
- Claridad y precisión en la intersección, para que los conductores no ejerzan maniobras confusas que se presten próximamente a accidentes, la canalización ha de ser en su conjunto tan sencilla, que se pueda entender tan solo con la primera impresión visual.
- Separación de movimientos, será necesario organizar los movimientos con vías de sentido único, junto con carriles de aceleración o desaceleración. Las isletas que se dispongan para este fin, deberán tener las señales adecuadas.
- Visibilidad de la zona, determina la distancia de parada entre vehículos en caso se genere un conflicto debido al cruce de vehículos.
- Perpendicularidad de las trayectorias, las intersecciones que tienen ángulo recto son las que determinan áreas mínimas de conflicto y generan una mejor percepción para que los conductores puedan realizar una buena maniobra en caso de un conflicto de cruce.
- Preevaluación de anteproyecto, al construir una intersección se deberá prever de que sea una zona lo suficientemente amplia para permitir la circulación completa de los vehículos y

también se deberá tener en cuenta, las instalaciones que se verían perjudicadas al momento de la construcción y solucionarlas a tiempo. (Rios E, 2018).

1.6.3. Evaluación de las alternativas para diseñar una intersección vial

Antes de que se escoja una alternativa de solución como intersección vial, lo primero que se debe hacer es realizar cada una de las siguientes actividades, paso por paso:

1. Estudio de volúmenes de tránsito, se deberá contar con estimaciones de volúmenes de tránsito presentes para predecir el volumen de tránsito futuro. Cada diseño debe soportar el estudio de demanda que existe en esa zona. Los volúmenes de diseño deben corresponder a los volúmenes máximos horarios.
2. Los tipos de intersecciones dependerán en su mayoría del tipo de carretera, condiciones topográficas, espaciamiento entre áreas de intersecciones y de la magnitud de los volúmenes de tránsito.
3. Para el dimensionamiento preliminar de cada elemento que forma parte de la intersección, se deben usar los criterios de capacidad de carril según el tipo de carretera, longitudes mínimas de entrecruzamiento y balance de carriles, necesidad de carriles de cambio de velocidad y espaciamiento entre entradas y salidas.
4. Aplicar una metodología que permita evaluar de una forma más eficaz las alternativas y elegir la más adecuada.

1.6.4. Diseño final de la intersección

Una vez que se evalúa y se escoge la mejor alternativa de solución de la intersección, se deben aplicar los siguientes criterios:

- Los volúmenes de tránsito se deben proyectar a diez y veinte años y corresponder a los periodos horarios de máxima demanda.

Los análisis de operación, capacidad, nivel de servicio, área de entrecruzamiento, etc., se deben realizar bajo los criterios establecidos por el HCM, cuyas siglas en español significan: Manual de Capacidad de Carreteras.

1.6.5. Intersecciones a nivel

Son aquellas que se dan bajo el mismo plano físico. Las intersecciones a nivel presentan una gran variedad de soluciones, la Norma de Diseño Geométrico de Carreteras incluye sólo las soluciones más frecuentes. Estas intersecciones se clasifican principalmente en base a su composición, es decir, el número de ramales que presenta y que se cruzan entre sí, la topografía, el tránsito vehicular y el tipo de servicio.

- **Intersección sin canalizar simple**

Se caracteriza principalmente porque mantiene los anchos normales que son preestablecidos junto con el pavimento, y se agregan los elementos necesarios sólo para las zonas de giro. Se adapta a caminos de dos carriles que tienen limitado tránsito.

Este tipo de intersección no permite componerse de ángulos muy agudos (sólo se permite desde los 60° a los 120°), es por ello que, los ángulos de diseño deberán cumplir el principio de perpendicularidad entre 2 trayectorias que se cortan. En la Figura 15, se muestran los empalmes y cruzamientos simples. (Manual de Carreteras,2018).

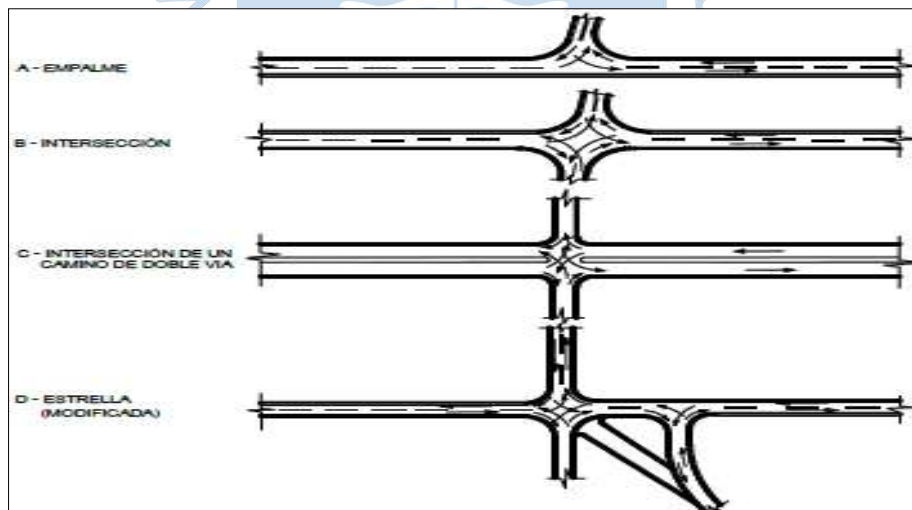


Figura 15. Intersecciones sin canalizar simples.

Fuente: Manual de carreteras DG 2018 (Ministerio de Transportes y Comunicaciones)

- **Ensanches de la sección de los accesos al cruce**

La función principal de un ensanche es: aumentar la capacidad de cruce y separar los puntos de conflicto, asimismo, crear zonas de protección para vehículos de maniobras lentas. Un ensanche es útil cuando por condiciones de diseño o espacio, no se pueda construir una intersección canalizada.

Existen diferentes tipos de ensanches (ver Figura 16), los cuales varían de acuerdo a su funcionalidad y a las necesidades de cruzamiento que prevalezcan:

- Ensanche mediante carril adyacente al mismo lado del camino interceptado: se adopta carriles de deceleración en la llegada o salida del empalme cuando exista volúmenes importantes de giro a la derecha desde la carretera principal.
- Ensanche mediante carril opuesto al camino interceptado: se adopta un carril auxiliar en el camino principal que está opuesto al camino que intercepta cuando exista movimiento de giro a la izquierda.
- Solución de ensanche con carril intermedio y ensanche en el camino interceptado: se adopta un carril auxiliar de ensanche al centro, a través de la separación de carriles directos, se da cuando los movimientos de giro a la izquierda representan volúmenes importantes tanto para el camino principal como para el camino interceptado.
- Ensanches laterales en ambos caminos: cuando el volumen de movimiento de giro lo requiera, este tipo de ensanche otorga una capacidad adicional para los movimientos de giro y para el tránsito directo.

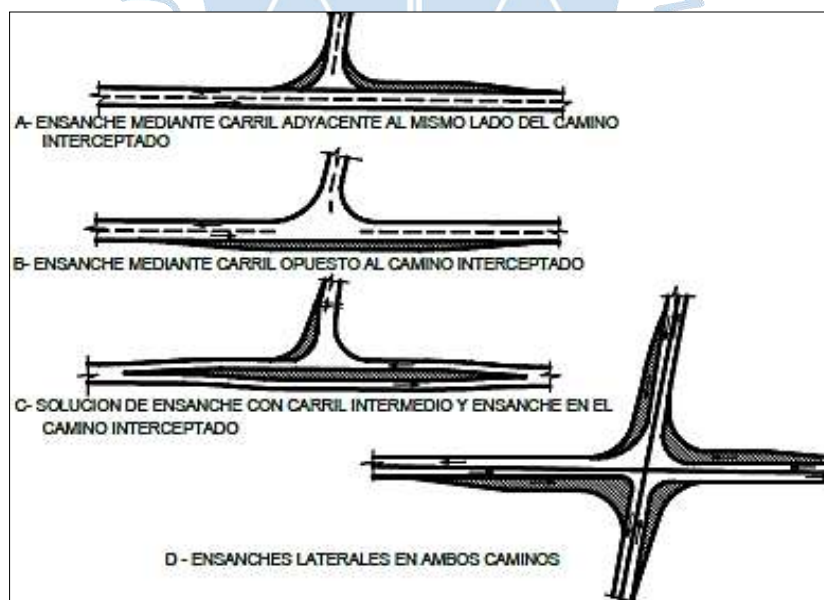


Figura 16. Ejemplos de ensanches de la sección de los accesos al cruce.
Fuente: Manual de carreteras DG 2018 (Ministerio de Transportes y Comunicaciones)

- **Intersecciones canalizadas**

Se utilizan siempre y cuando el área de intersección sea muy grande, por ende, se genera confusión en el flujo vehicular, porque son indefinidas las trayectorias destinadas de los diferentes giros y movimientos a realizar. Estas islas de canalización separan los movimientos más importantes en ramales de giro independientes. Se disminuye la sección pavimentada que requeriría una intersección sin canalizar. (Ver Figura 17).

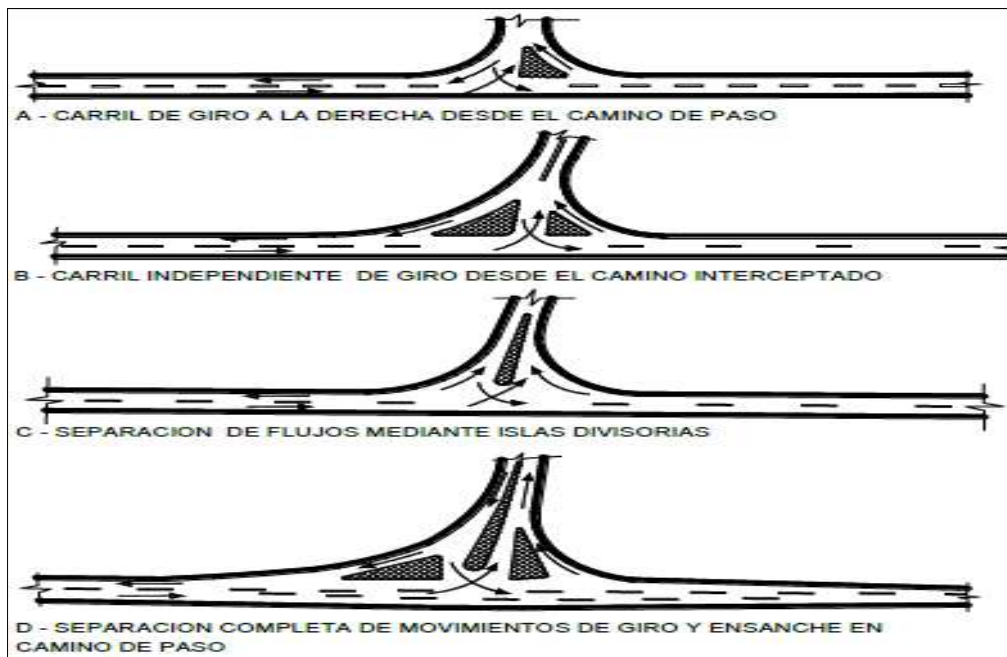


Figura 17. Casos de canalización con islas divisorias y carril de giro
Fuente: Manual de carreteras DG 2018 (Ministerio de Transportes y Comunicaciones)

- **Intersecciones rotatorias o rotondas**

También se le conoce como “glorieta”, se caracteriza porque consta de un anillo vial, el cual tiene una isla central. Las trayectorias que mantienen los vehículos en el anillo son similares a los entrecruzamientos, motivo por el cual se observa un menor número de conflictos que en otros tipos de intersecciones.

La rotonda equilibra los volúmenes de tránsito que concurren en los diferentes ramales de acceso. Esta es ventajosa además porque alivian congestiones por exceso de flujo o cuando exista un reparto desigual por ramas en el caso de demanda. En la Figura 18 se muestra los elementos de una rotonda.

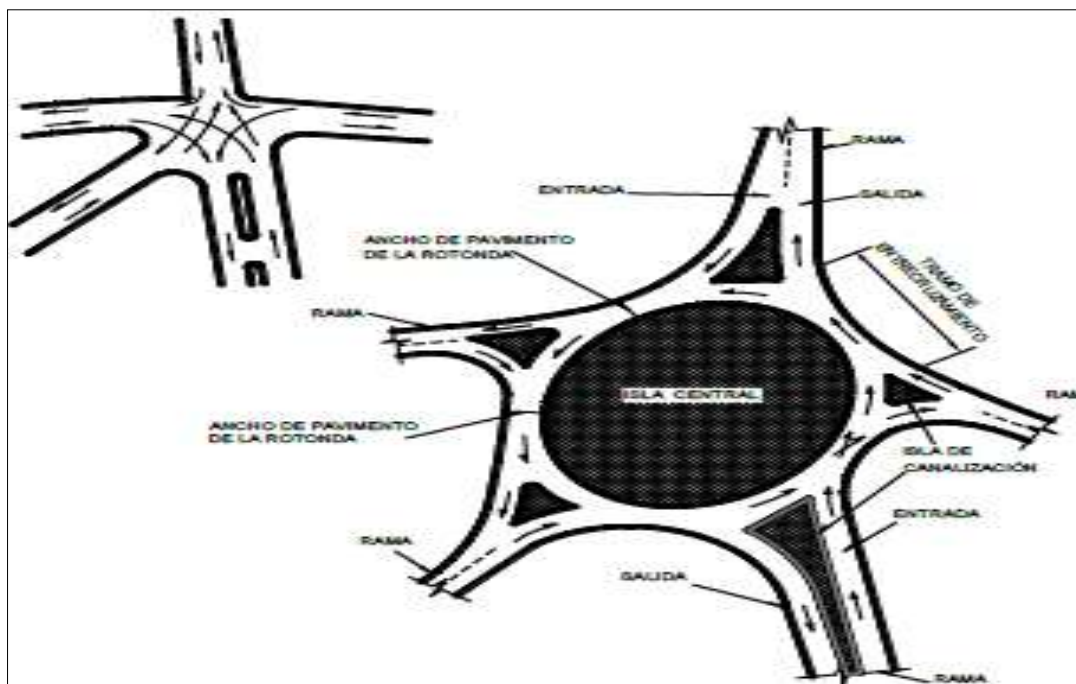


Figura 18. Esquema básico de una intersección tipo rotonda o glorieta.
Fuente: Manual de carreteras DG 2018 (Ministerio de Transportes y Comunicaciones)

1.6.6. Soluciones viales propuestas por FHWA

Los seis tratamientos alternativos propuestos por la FHWA (Federal Highway Administration) se presentan en la Tabla 15 y en la Figura 19 se muestra las cuatro configuraciones de intersecciones alternativas.

Tabla 15. Instalaciones de tratamientos de intersección e intercambio alternativos seleccionados en los Estados Unidos y otros países.

	Sigla	Solución alternativa	Instalaciones
A Nivel	DLT	Intersección de giro a la izquierda desplazada	Maryland, Nueva York, Louisiana, Utah, México y Reino Unido
	MUT	Intersección de giro en U mediana	Michigan, Florida y Louisiana
	RCUT	Intersección de cruce en U con giro restringido	Maryland y Carolina del Norte
	QR	Intersección de la carretera del cuadrante	Todavía no se conocen implementaciones en los Estados Unidos
A Desnivel	DCD	Intercambio de diamante de doble cruce	Tres ubicaciones en Francia y una implementación por del Departamento de Transporte de Missouri

Fuente: Elaboración propia.

Si bien es cierto, los cuatro diseños alternativos de intersección presentan diferencias entre sí, hay un aspecto que los une, y es que todos intentan eliminar uno o más de los movimientos convencionales de giro a la izquierda de la intersección principal.

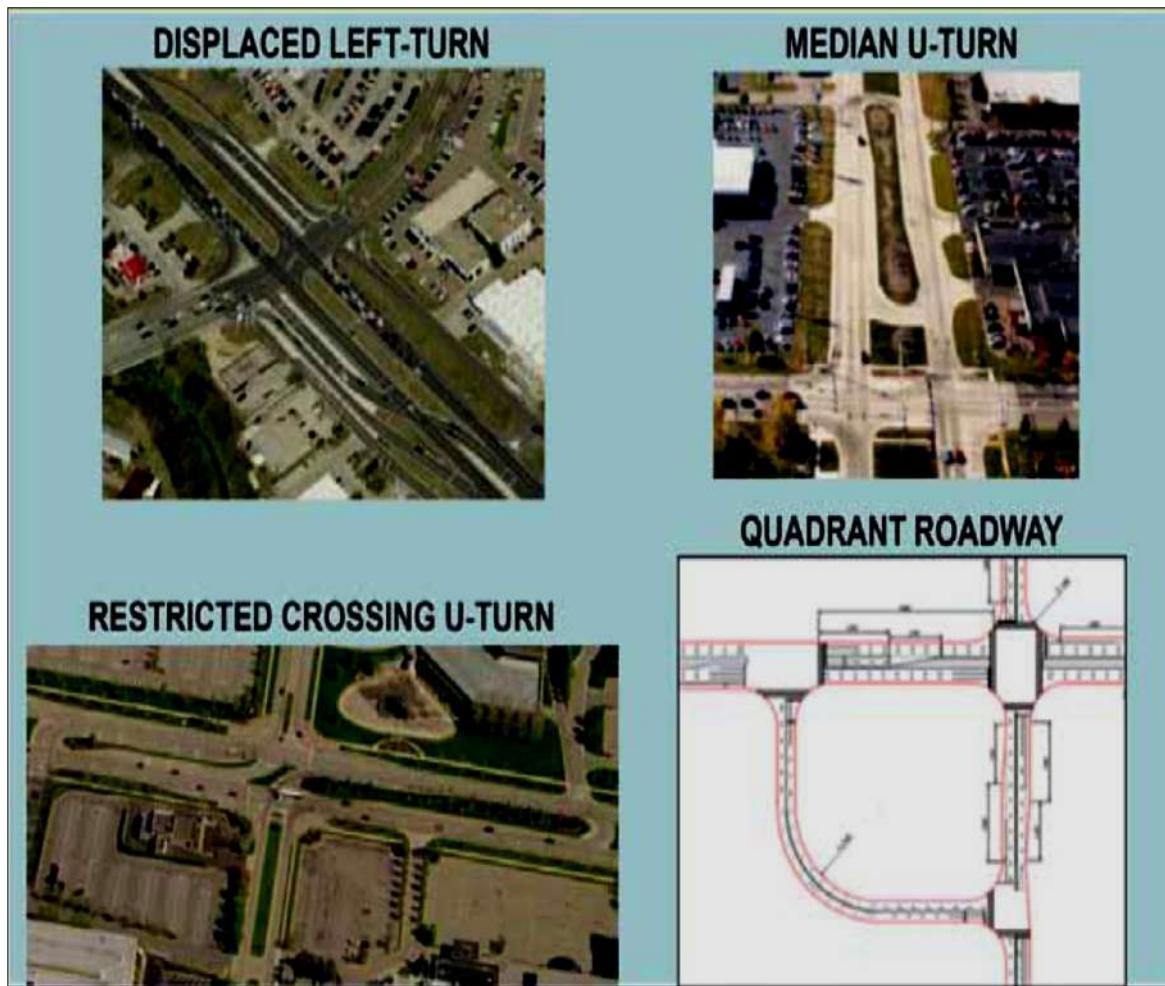


Figura 19. Cuatro intersecciones alternativas.
Fuente: Federal Highway Administration

En las intersecciones convencionales, los movimientos de giro a la izquierda se realizan frecuentemente desde carriles de giro a la izquierda separados directamente en el cruce. Los conductores que giran a la izquierda deben cruzar el camino de la entrada a través del tráfico desde la dirección opuesta. A lo largo de este capítulo, estudiaremos los conceptos de intersecciones alternativas.

Además, existen dos alternativas para un intercambio de diamantes convencional, que se muestran en la Figura 20. El intercambio de doble cruce de diamante (DCD), también denominado intercambio de diamante divergente (DDI), presenta una inversión de los movimientos del tráfico direccional en el cruce de la vía arterial a través del área de intercambio.

En un intercambio de diamantes convencional, los giros a la izquierda se ejecutan en el camino de la oposición a través del tráfico. Al voltear los flujos de tráfico dentro del área de intercambio, se puede eliminar el conflicto entre el giro a la izquierda de la carretera principal

y el movimiento contrario. El tráfico que gira a la izquierda desde la carretera principal a una rampa de acceso a la autopista se puede hacer sin conflicto desde el tráfico contrario. Este movimiento resultante es análogo a la derecha de la carretera principal a una rampa en un intercambio de diamantes convencional.

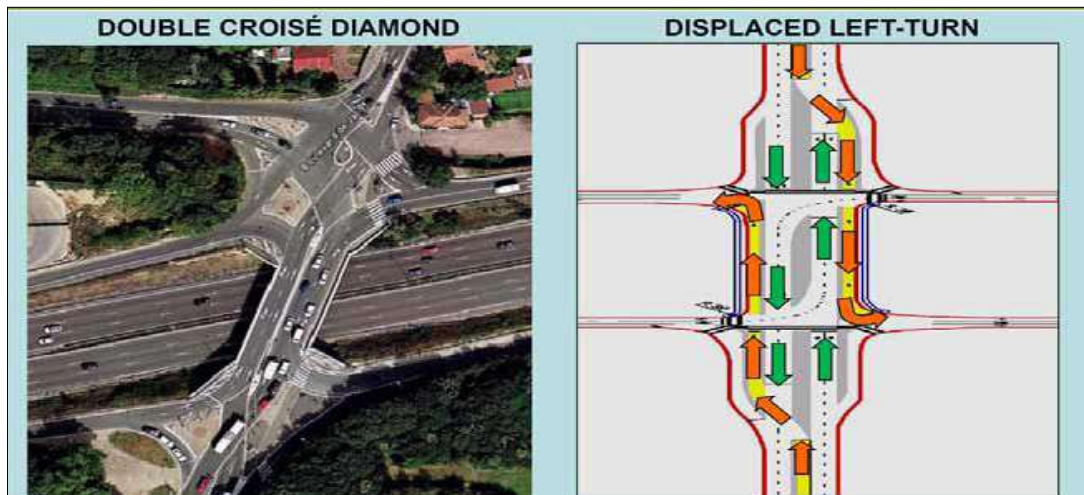


Figura 20. Dos conceptos de intercambio en intersecciones.
Fuente: Federal Highway Administration

El otro tratamiento de intercambio alternativo documentado en esta tesis es el intercambio de DLT.

Operacionalmente, es análogo a una intersección DLT y puede considerarse como una intersección DLT implementada en un intercambio de diamante. El tratamiento elimina el conflicto entre el giro a la izquierda en la rampa de acceso y el movimiento de oposición. Al desplazar el giro a la izquierda, los movimientos opuestos pueden moverse simultáneamente durante la misma fase de señal cuando el tráfico gira a la izquierda hacia la rampa. Sin embargo, a diferencia del intercambio DCD, el intercambio DLT no requiere la inversión del direccional a través de los movimientos.

1.6.7. Displaced Left Turn

La intersección DLT, también conocida como intersección CFI y XDL, se implementó en varios lugares de los Estados Unidos con el fin de reducir la congestión. La reducción en el número de fases de señales de tráfico y puntos de conflicto en las intersecciones de DLT puede mejorar el nivel de servicio, que incluye las operaciones y la seguridad del tráfico.

Esta intersección alternativa se caracteriza por la reubicación del movimiento de giro a la izquierda en una aproximación al otro lado de la carretera paralela opuesta.

Como se muestra en la Figura 21, el tráfico que normalmente giraría a la izquierda en la intersección principal primero cruza el carril contrario en una intersección semaforizada. La ubicación de este tipo de intersección variará dependiendo de la geografía de la zona donde se ha evaluado la demanda del flujo vehicular. Girando a la izquierda los vehículos luego viajan en una nueva carretera paralela a los carriles opuestos y ejecutan la maniobra de giro a la izquierda simultáneamente con otras direcciones de los vehículos donde no ocurre el cruce.



Figura 21. Giro a la izquierda en el cruce en una intersección DLT parcial de tres patas en Shirley, NY.
Fuente: Federal Highway Administration

Las señales de tráfico están presentes en la intersección principal y en las ubicaciones de los cruces de giro a la izquierda. En la Figura 22 se muestra un “Displaced Left Turn” parcial, en el cual se aprecia el movimiento de cruce a la izquierda, los movimientos opuestos y el control de señal en los cruces y la intersección principal.



Figura 22. Giro a la izquierda el movimiento de cruce en una intersección DLT parcial en Baton Rouge, LA.
Fuente: Federal Highway Administration

A continuación, en la Figura 23 se muestra un “Displaced Left Turn” total, en la que cada rama de la intersección presenta fase de giro a la izquierda en un carril adicional en sentido opuesto.

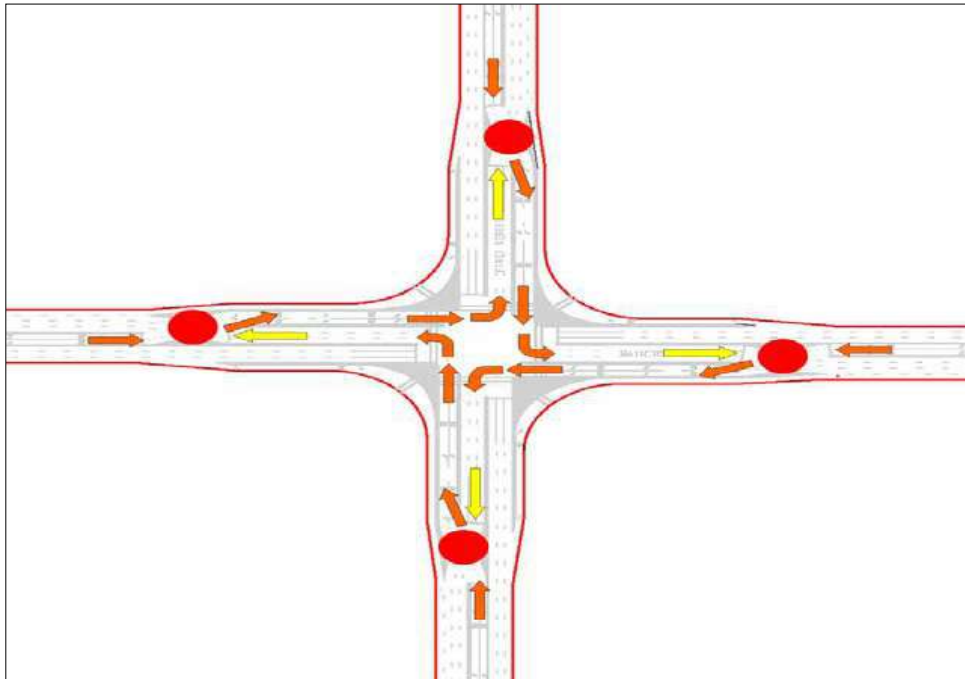


Figura 23. Giro a la izquierda los movimientos de cruce en una intersección DLT completa.
Fuente: Federal Highway Administration

1.6.8. Median U-Turn Intersection

La intersección MUT implica la eliminación de giros a la izquierda directos desde enfoques mayores y / o menores (generalmente ambos). Los conductores que deseen girar a la izquierda desde la carretera principal hacia una intersección de la calle deben primero viajar a través de la intersección principal a nivel y luego realizar un giro en U en la abertura mediana corriente abajo de la intersección. Estos conductores luego giran a la derecha en el cruce de calles. Los conductores en la calle menor que deseen girar a la izquierda en la carretera principal deben primero girar a la derecha en la intersección principal, realizar un giro en U en la abertura de la mediana corriente abajo y regresar por la intersección principal.

La Figura 24 proporciona un esquema de un diseño geométrico MUT típico, mientras que la Figura 25 muestra los movimientos de giro a la izquierda. La eliminación del tráfico que gira a la izquierda de la intersección principal simplifica las operaciones de señal en la intersección, lo que representa la mayoría de los beneficios.



Figura 24. Intersección MUT en un corredor en Michigan.
Fuente: Federal Highway Administration

Cada una de las señales en la intersección principal y los cruces en un diseño de intersección MUT completo tienen solo dos fases porque no hay tráfico que gire a la izquierda y no hay fases exclusivas para peatones, entonces gran parte de la eficiencia obtenida en una intersección MUT proviene de la operación de señal de dos fases.

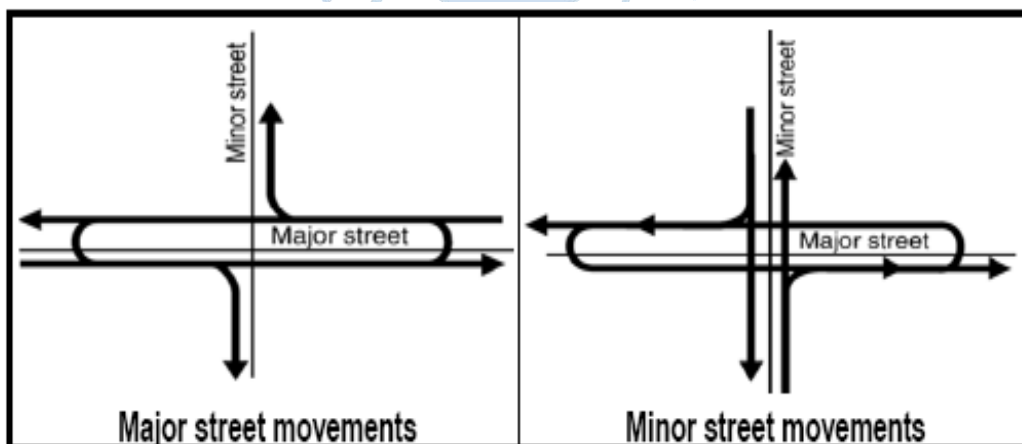


Figura 25. MUT movimientos de giro a la izquierda
Fuente: Federal Highway Administration

1.6.9. Restricted Crossing U-Turn Intersection

Las intersecciones de RCUT, también conocidas como intersecciones de súper calles, son una solución prometedora para arterias con flujos más dominantes en la carretera principal. Tienen el potencial de mover más vehículos de manera eficiente y segura que las carreteras con volúmenes de tráfico comparables que tienen intersecciones convencionales de grado con interrupciones mínimas en el desarrollo adyacente.

La intersección de RCUT funciona redireccionando el giro a la izquierda y a través de los movimientos desde la calle lateral. En lugar de permitir que esos movimientos se realicen directamente a través de la intersección, como en un diseño convencional, una intersección RCUT acomoda esos movimientos al exigir a los conductores que giren a la derecha en la carretera principal y luego realicen una maniobra de giro en U en una abertura mediana de una sola vía de 122 a 305 metros abajo. La Figura 26 muestra una intersección RCUT en West Big Beaver Road y Lakeview Drive en Troy, MI.



Figura 26. RCUT intersección en Troy, MI.
Fuente: Federal Highway Administration

La Figura 27 muestra un diagrama conceptual de una intersección RCUT. La configuración de intersección RCUT que se muestra en general se adapta a carreteras mayores de mayor volumen en áreas suburbanas y rurales, especialmente en intersecciones con volúmenes de tráfico relativamente bajos que ingresan desde la carretera lateral. En el tipo de

intersección que se muestra en la Figura 27, los giros a la izquierda de la carretera principal son similares a las intersecciones convencionales. Específicamente, los giros a la izquierda se realizan desde los carriles de giro a la izquierda en la carretera principal directamente a la calle lateral. Para este tipo de diseño de intersección RCUT, los peatones cruzan la calle principal en forma diagonal, yendo de una esquina a la esquina opuesta.

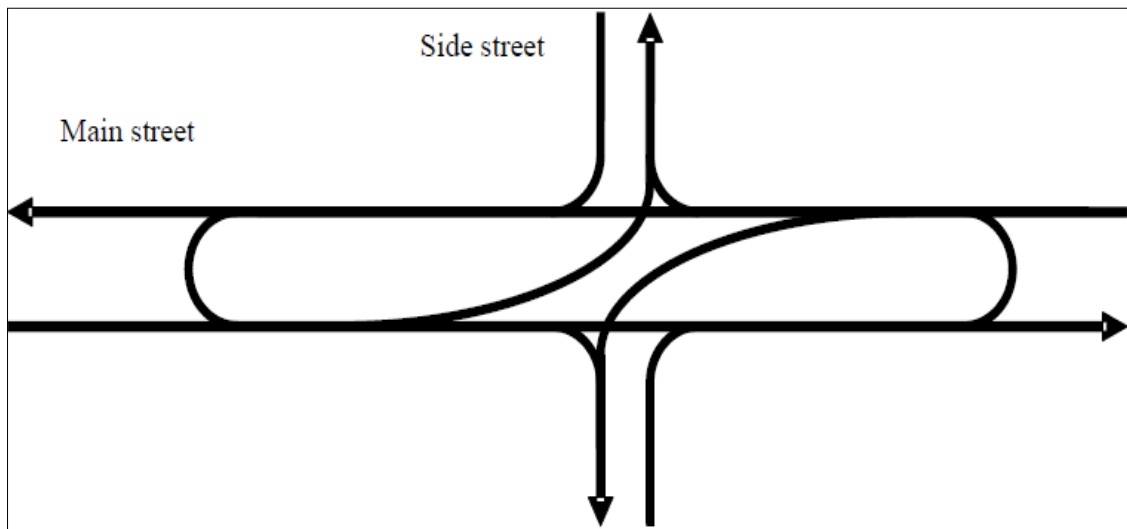


Figura 27. Configuración conceptual de intersección RCUT con giros directos a la izquierda desde la carretera principal.

Fuente: Federal Highway Administration

1.6.10. Quadrant Roadway Intersection

Una intersección QR es un diseño prometedor para una intersección de dos vías urbanas o suburbanas ocupadas. El objetivo principal de una intersección QR es reducir la demora en una intersección severamente congestionada y reducir el tiempo total de viaje al eliminar los movimientos de giro a la izquierda. Una intersección QR también puede proporcionar otros beneficios, como hacerla más corta y más rápida para la mayoría de los peatones en la intersección. Una intersección QR puede estar entre las menos costosas de las intersecciones alternativas para construir y mantener.

En una intersección QR, los cuatro movimientos de giro a la izquierda en una intersección convencional de cuatro patas se desvían para usar un camino conector en un cuadrante.

La Figura 28 muestra el camino del conector y cómo se desvían los cuatro movimientos de giro a la izquierda para usarlo. Los giros a la izquierda de todos los accesos están prohibidos en la intersección principal, lo que, en consecuencia, permite una simple operación de señal de dos fases en la intersección principal. Cada terminal del camino conector está señalizado típicamente.

Estas dos intersecciones secundarias controladas por señal generalmente requieren tres fases.

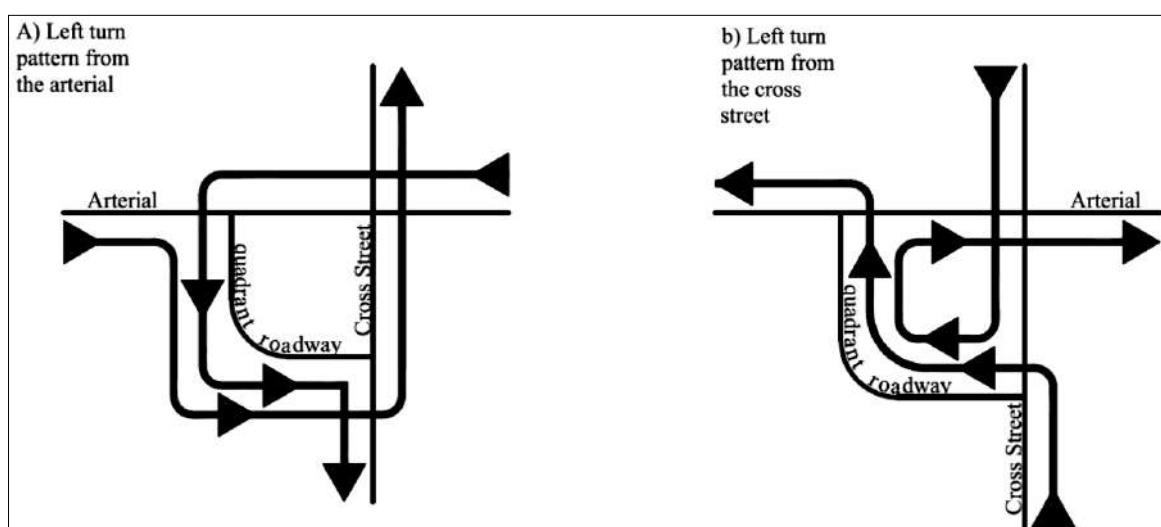


Figura 28. Direccionalidad de una intersección de cuadrante.
Fuente: Federal Highway Administration

Como se mencionó anteriormente, Reid originalmente presentó la carretera de conexión de la intersección QR con una sección transversal de tres carriles. Esto permitió dos carriles de giro a la izquierda en cada extremo y un carril de doble sentido a la izquierda que da servicio a los caminos de entrada en el medio. Es probable que tres carriles de 3.65 metros de ancho con bordillos, canalones y aceras en ambos lados requieran aproximadamente un derecho de paso de 18.30 metros de ancho y dejen una parcela económicamente viable dentro de la carretera de conexión.

La Figura 29 muestra una intersección QR con una carretera de conexión de cuatro carriles. El ancho del derecho de paso y los costos crecen proporcionalmente para las carreteras más anchas, pero los ahorros por demora y otros beneficios pueden valer la pena en algunos casos.

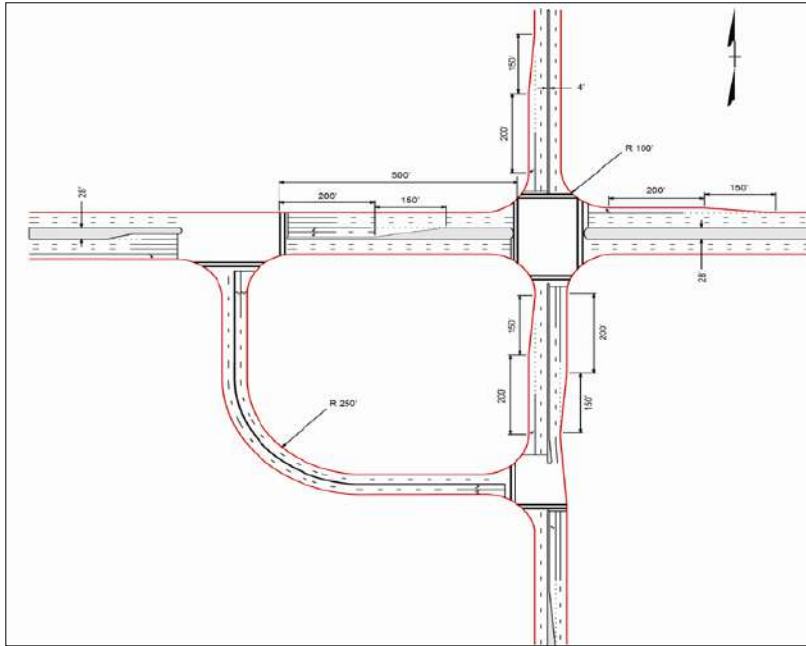


Figura 29. Intersección QR con carretera de cuatro carriles que conecta.
Fuente: Federal Highway Administration

1.6.11. Center Turn Overpass Interchange

El intercambio del paso superior de giro de centro (CTO) separa los movimientos de giro a la izquierda de todos los accesos al reubicarlos en una estructura elevada mediante rampas estrechas dentro de la mediana. Los movimientos arterial y transversal y los giros a la derecha continúan utilizando las carreteras en la elevación normal.

Tanto las intersecciones elevadas como las de nivel están controladas por una simple señal de dos fases. El tráfico que gira a la izquierda desciende de la intersección elevada y se une con los carriles de tránsito.

El concepto que ha sido concebido y patentado se muestra en la Figura 30, y los movimientos típicos se muestran en la Figura 31. La estructura elevada generalmente está en un muro de retención o en una estructura de viga de acero. En este tipo de diseño, el tráfico que desciende de la estructura elevada requiere un carril de fusión / desaceleración para fusionarse con el tráfico directo del enfoque de recepción.

Alternativamente, la señal en la estructura elevada podría coordinarse con la señal en la intersección principal, de modo que el tráfico descendente podría fusionarse cuando se detuviera el tráfico en la misma dirección.

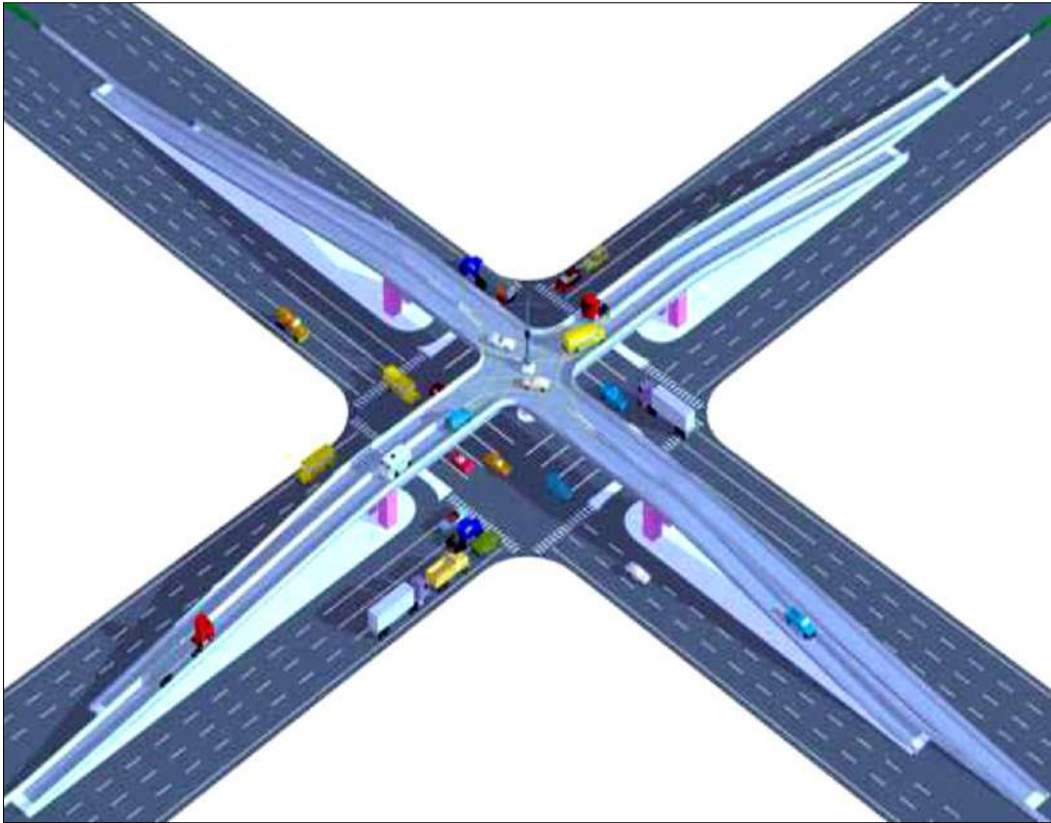


Figura 30. Configuración de intercambio CTO
Fuente: Federal Highway Administration

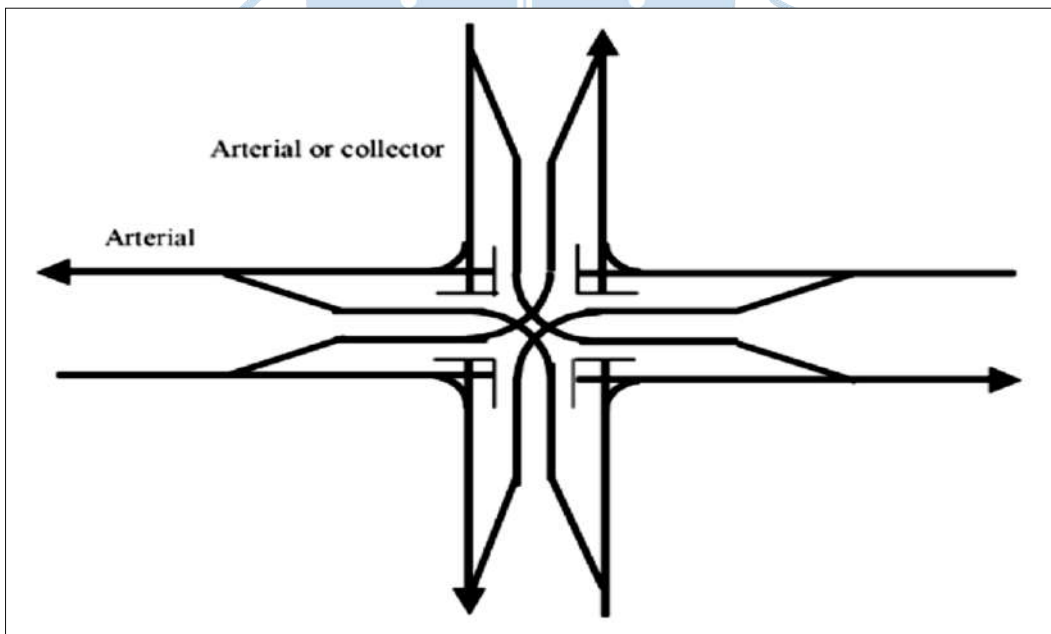


Figura 31. Movimientos típicos en una configuración de intercambio CTO.
Fuente: Federal Highway Administration

Ventajas y desventajas

- Algunas de las ventajas de un intercambio de CTO en comparación con una intersección convencional a nivel son las siguientes:
 - Mayor capacidad que las intersecciones a nivel.
 - Menor tiempo de viaje que las intersecciones a nivel.
 - Mejora de la progresión en ambas calles.
 - Tráfico medido para ayudar a señales downstream.
 - Cruce peatonal directo.
 - Acceso en carretera a empresas similares a la intersección convencional con medianas.

- Algunas de las desventajas son las siguientes:
 - Alto coste de estructura.
 - Difícil diseño si las calles no son perpendiculares.
 - Visibilidad bloqueada a las empresas por estructura.
 - Costes por derechos de diseño.

Tabla 16. Cuadro comparativo de las soluciones alternativas, aspecto económico y técnico

Aspecto	Económico	Técnico		
Solución Alternativa	Costo	Aplicabilidad	Ventajas	Desventajas
DLT PARCIAL	3 millones	- Mayor capacidad de intersección que podría posponer o incluso eliminar la necesidad de futuras intersecciones de separación de pendientes. - Posibles medidas de seguridad para reducir los choques en sitios de alto impacto.	- .Apto para manejar grandes volúmenes de tráfico, especialmente giros a la izquierda y a través de movimientos. - Óptimo para carreteras que alcanzan o exceden la capacidad y tienen planes de gestión de acceso. El diseño también se recomienda para áreas que tienen suficiente derecho de paso para expandir la huella de la intersección.	- .Son costosos porque se necesita un derecho de paso adicional para el proyecto. - .Se convierten en un desafío para los peatones para cruzar debido a la distancia de cruce adicional y los flujos de tráfico únicos. - Ciertas maniobras de cruce no se completan dentro de un ciclo de señal, pero las islas medianas brindan refugio para que los peatones esperen los siguientes intervalos de caminata.

Aspecto	Económico	Técnico		
Solución Alternativa	Costo	Aplicabilidad	Ventajas	Desventajas
MUT	1.5 millones	<ul style="list-style-type: none"> - Ubicaciones donde existen volúmenes de calles laterales pesadas, volúmenes de giro a la izquierda de calles relativamente bajas a medianas, y volúmenes de giro a la izquierda moderados a pesados de la carretera principal. - Ubicaciones donde los anchos medianos son más de 40 pies, o si los anchos medianos son menos de 40 pies, ubicaciones donde se pueden instalar bribones para acomodar los movimientos de camiones grandes. - El volumen total de la carretera menor a la relación del volumen total de intersección es típicamente menor o igual a 0.25 	<ul style="list-style-type: none"> - Mejoran el flujo de tráfico en las ubicaciones de intersección, especialmente para el tráfico directo. Este tipo de diseño de intersección se usa típicamente como una mejora de corredor para carreteras de alta velocidad y separadas por medios con niveles moderados de vueltas a la izquierda tanto en la carretera principal como en la secundaria - Funciona mejor para reemplazar las intersecciones típicas que tienen volúmenes altos y recuentos moderados de giro a la izquierda. Las intersecciones que están muy congestionadas debido a retrasos en el tiempo de la señal causada por giros a la izquierda también son buenos candidatos para este tratamiento. 	<ul style="list-style-type: none"> - Los diseños medianos de intersección de U-Turn pueden dar lugar a situaciones en las que hay demasiados giros a la derecha y una gran cantidad de tejido desde el lado derecho al lado izquierdo de la carretera, interrumpiendo el flujo general del tráfico. El diseño del MUT también atraviese la misma intersección más de una vez, creando una posible confusión y viajes innecesarios por la misma carretera. - El diseño MUT requiere más derecho de paso para acomodar los radios de giro de vehículos grandes.
RCUT	5 millones	<ul style="list-style-type: none"> - Volúmenes de calle lateral relativamente bajos a medianos y grandes volúmenes de giro a la izquierda desde la carretera principal. - La relación entre el volumen total de la carretera menor y el volumen de intersección total es típicamente menor o igual a 0.20. - Áreas donde los anchos medios son mayores de 40 pies. Para medianas más estrechas, se deben construir lomos en los hombros. - Para intersecciones con volúmenes de giro a la izquierda muy altos y desde los accesos de carretera lateral, el diseño de intersección RCUT no es la opción óptima 	<ul style="list-style-type: none"> Reduce drásticamente los choques relacionados con el cruce y el giro a la izquierda en las intersecciones a lo largo de las concurridas carreteras de varios carriles. Los tiempos de viaje promedio pueden mejorar. RCUT puede ser una excelente opción para intersecciones a lo largo de corredores de carreteras divididos. 	<ul style="list-style-type: none"> Una tarea difícil si las velocidades son altas. Si ocurre un choque, el resultado puede ser mortal.
QR	2.5 millones	<ul style="list-style-type: none"> - Se puede utilizar como una carretera de conexión. Hay grandes curvas a la izquierda y a través de volúmenes en las carreteras principales y secundarias. 	<ul style="list-style-type: none"> - Reduce la congestión de las intersecciones y limita el tiempo de viaje requerido para atravesar la ubicación. Alivia la congestión en las intersecciones que tienen 	<ul style="list-style-type: none"> - Pueden ser costosos porque se necesita un derecho de vía adicional para el proyecto. Los múltiples cuadrantes crean intersecciones en T, lo que resulta en más señales y

Aspecto	Económico	Técnico		
Solución Alternativa	Costo	Aplicabilidad	Ventajas	Desventajas
QR	2.5 millones	-La relación entre el volumen total de la carretera menor y el volumen de intersección total es típicamente menor o igual a 0.35.	grandes volúmenes pasantes y un conteo de vueltas bajo a moderado.	complejidad de temporización para la red de carreteras.
DCD	11.4 millones	-Grandes volúmenes de giros a la izquierda en las rampas de la autopista. -Moderado y desequilibrado a través de volúmenes en aproximaciones de puentes en el camino arterial. -Volúmenes moderados a muy pesados de rampa de salida a la izquierda. -Disponibilidad limitada de ancho de cubierta de puente	-Disipar los altos retrasos que ocurren cuando es alto el giro a la izquierda y por medio de altos volúmenes. -Permite que las fases del semáforo se reduzcan al permitir los movimientos de las ramas para seguir simultáneamente con él a través de movimientos en la encrucijada. -Tiene menos puntos de conflicto en comparación con un distribuidor de diamante equivalente, que puede conducir a menos choques. -Combina los carriles para el giro-izquierda y a través de los movimientos en la estructura del puente y por lo tanto, requiere una estructura de puente estrecho en comparación con un distribuidor de diamante convencional.	-Genera confusión al conductor, debido a la dirección contraria a la intuición de los viajes entre los terminales de rama del distribuidor. -Genera confusión al conductor, debido a la dirección contraria a la intuición de los viajes entre los terminales de rama del distribuidor. -Las pantallas antideslumbrantes se pueden utilizar para reducir la confusión del conductor. -El alojamiento peatonal incluye cruces y señalización en las uniones de rama o nodos de distribuidor. Los peatones cruzan la unión en dos etapas.

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 16 prevista, se observan las comparaciones respectivas sobre el aspecto económico y técnico de las soluciones alternativas viales. A continuación, se detallará la interpretación que surge de analizar cada una de las alternativas:

- a) Aspecto Económico: La escala desde el menor hasta el que demanda mayor costo de construcción es la siguiente: MUT, QR, DLT, RCUT y DCD. Fácilmente se pudo escoger un MUT o un QR, sin embargo, no sólo se debe evaluar el costo, puesto que, cada intersección tiene sus propias características técnicas y geométricas. Un MUT no es el ideal, puesto que se quiere eliminar los giros en U, que es lo que causa gran problemática a la intersección. Un QR no se puede implementar porque no hay espacio en la vía, existe un grifo que no se puede expropiar. Un RCUT no es suficiente porque su aplicabilidad no se basa en soportar grandes volúmenes de giro a la izquierda y porque la carretera no es

dividida. Un DCD genera enormes costos y sin duda, es el que más confusión genera al conductor porque implementa 2 nudos y no sólo una zona particular de estudio.

- b) Aspecto Técnico: La solución que más se acerca a mejorar la operatividad de la intersección es el DLT parcial, porque se adapta a grandes flujos vehiculares y distribuye mejor los giros a la izquierda en un carril adicional, asimismo reduce las fases del semáforo, y por ende, se aprovecha el tiempo perdido de fase, dado que el DLT propone una construcción en carriles paralelos, no perjudica el diseño principal de la vía, sólo se implementaría la semaforización y la señalización que se requiere para la intersección 1 y 3 de la Av. Andrés Avelino Cáceres.

1.7. Semáforos

Son dispositivos de control del tránsito que tienen por finalidad regular y controlar el tránsito vehicular motorizado y no motorizado, y peatonal, a través de las indicaciones de luces de color: (Ministerio de Transporte y Telecomunicaciones, 2018)

El color rojo prohíbe el tránsito en una corriente vehicular o peatonal por un tiempo determinado.

El color verde permite el tránsito en una corriente vehicular o peatonal por un tiempo determinado.

El color amarillo o ámbar dispone al Conductor ceder el paso y detener el vehículo, y no ingresar al cruce o intersección vial.

1.7.1. Elementos que componen un semáforo

Un semáforo está compuesto por dos partes, a continuación, describiremos sus partes:

- Soporte

Es la estructura que sujeta la cabeza del semáforo permitiendo dar ajustes angulares, verticales y horizontales.

Este debe ser colocado en la intersección, al lado o dentro de la vía el soporte está compuesto por postes, ménsulas cortas, ménsulas largas sujetas a postes laterales, pórticos, cables de suspensión y postes y pedestales en islas. En las Figura 32 y Figura 33, se muestran ejemplos de soportes de semáforo tipos poste y ménsula.

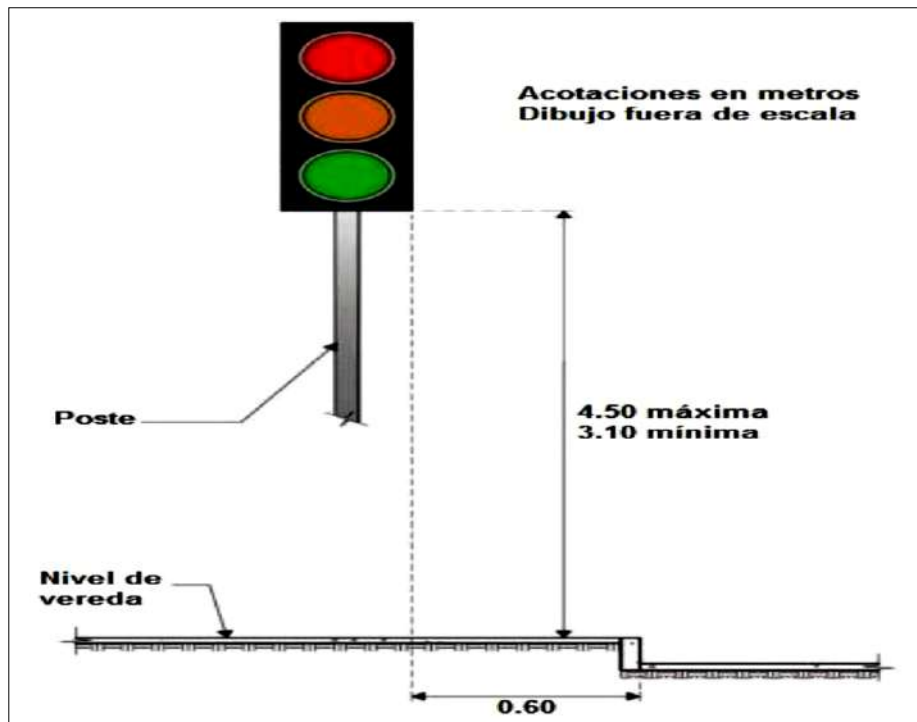


Figura 32. Ejemplo de soporte de semáforo tipo poste
Fuente: Manual de dispositivos de control de tránsito automotor para calles y carreteras, Dirección general de Caminos y Ferrocarriles (MTC, 2018).

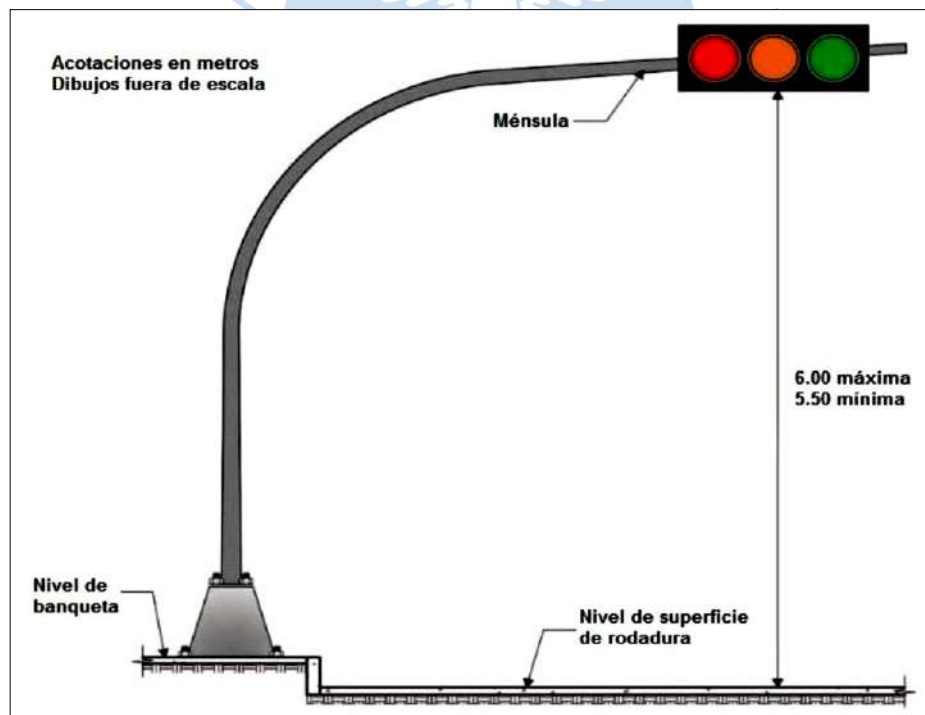


Figura 33. Ejemplo de soporte de semáforo tipo ménsula
Fuente: Manual de dispositivos de control de tránsito automotor para calles y carreteras, Dirección general de Caminos y Ferrocarriles (MTC, 2018).

- Cabeza

Es la armadura que contiene las partes visibles del semáforo. Cada cabeza contiene un número determinado de caras orientadas en diferentes direcciones.

En la Figura 34, se muestra ejemplos de configuración de cabeza de semáforos.

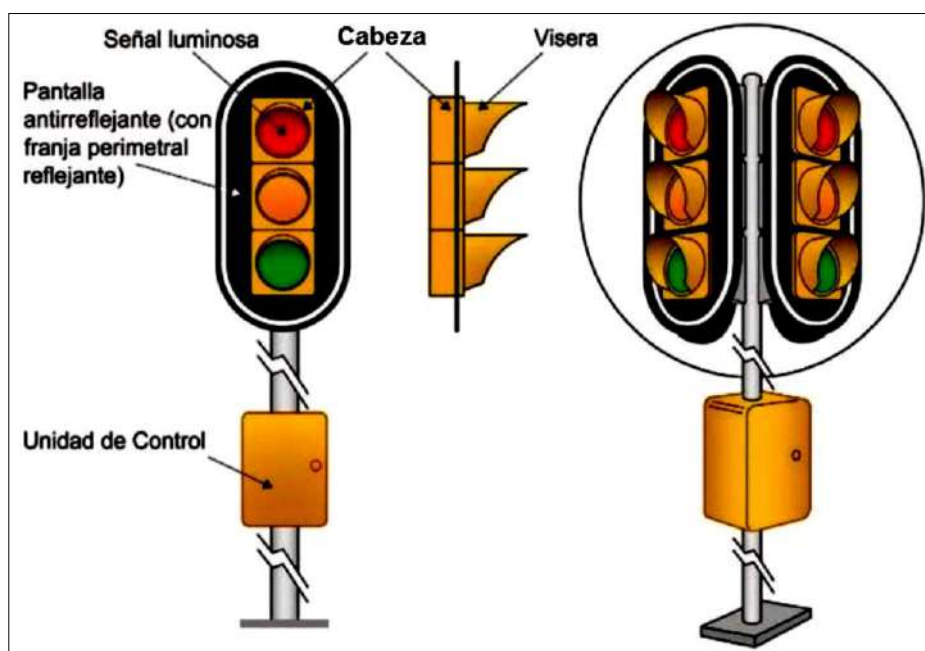


Figura 34. Ejemplo de configuración de cabeza de semáforos
Fuente: Manual de dispositivos de control de tránsito automotor para calles y carreteras, Dirección general de Caminos y Ferrocarriles (MTC, 2018).

A continuación, se describen los elementos principales de la cabeza del semáforo:

Cara: La cara es el conjunto de módulos luminosos, viseras y placas de contraste (opcional) que están orientados en la misma dirección. Para el control vehicular las caras necesitan de uno hasta máximo cinco módulos luminosos con tal de regular el movimiento de circulación mientras para el control peatonal, pueden tener dos módulos luminosos. (Ver Figura 35).

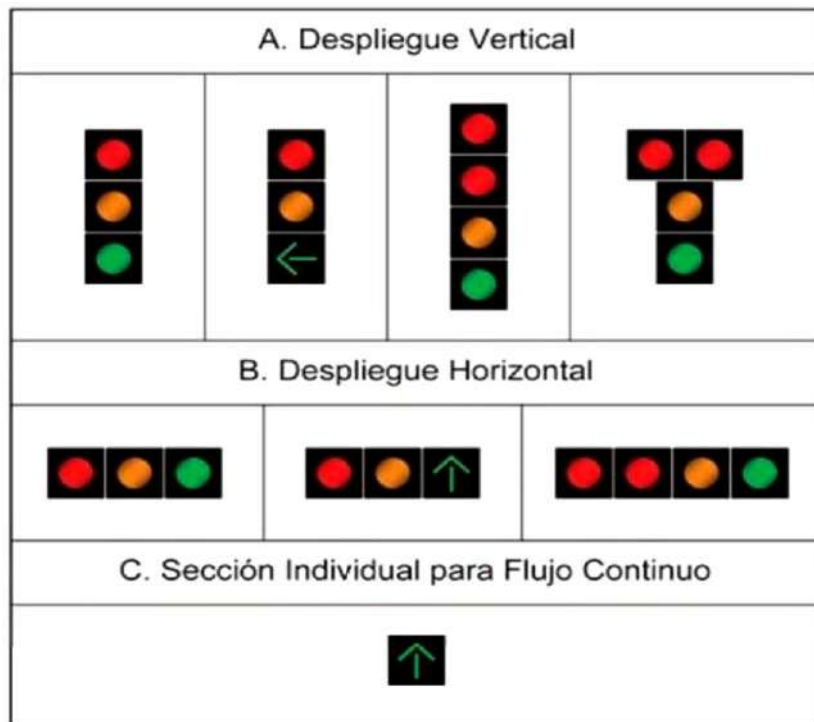


Figura 35. Ejemplo de configuración de caras de semáforos
Fuente: Manual de dispositivos de control de tránsito automotor para calles y carreteras, Dirección general de Caminos y Ferrocarriles (MTC, 2018).

La parte inferior de la cara del semáforo tendrá las siguientes alturas libres:

a. Para semáforos con soporte tipo poste.

- Altura mínima 3.10 m
- Altura máxima 4.50 m

b. Para semáforos con soporte tipo ménsula.

- Altura mínima 5.50 m
- Altura máxima 6.00 m

Las caras de los semáforos se ubicarán de tal manera que sean visibles a los conductores que se aproximan a la intersección. En la Figura 36, se muestra un ejemplo de cómo se ubican el o los semáforos cuando se instalan en el lado más lejano del acceso a la intersección.

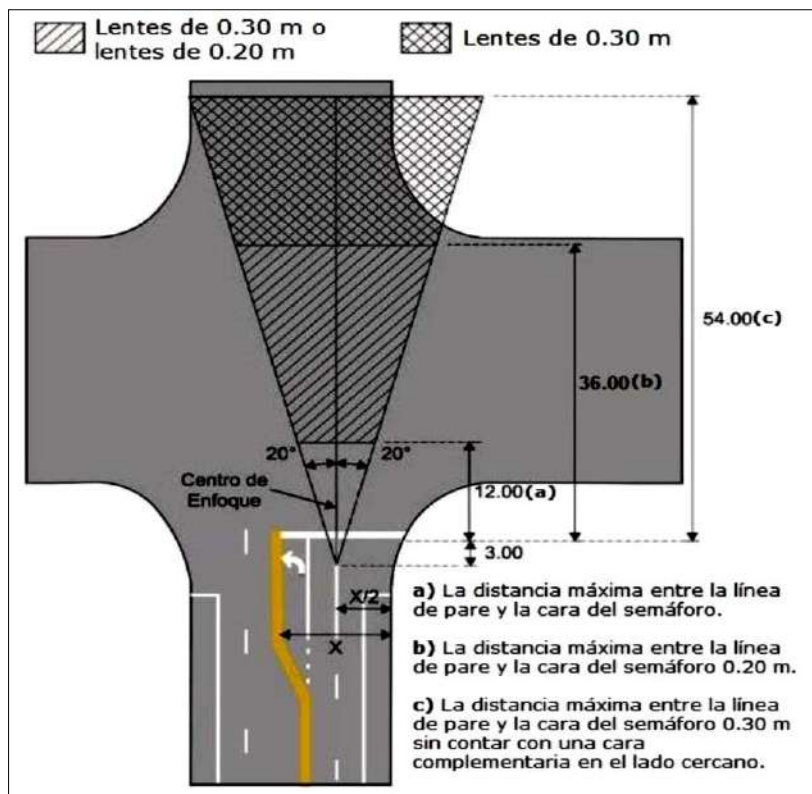


Figura 36. Ejemplo de ubicación de las caras de un semáforo en el lado más lejano del acceso a la intersección.

Fuente: Manual de dispositivos de control de tránsito automotor para calles y carreteras, Dirección general de Caminos y Ferrocarriles (MTC, 2018)

Para la ubicación de semáforos en cada acceso de una intersección se tendrá en consideración lo siguiente:

- a) Cuando se instalen semáforos con soportes tipo poste, habrá como mínimo dos caras en el lado más lejano del acceso a la intersección.
- b) Los semáforos con soporte tipo ménsula se colocarán como mínimo dos por acceso, uno en el lado más lejano de la intersección y el otro en la prolongación de la Raya de alto M-6 de la Figura 37 y diagonal a la posición del primero, debiendo contemplar las siguientes situaciones:
 - Donde exista limitaciones de visibilidad.
 - En intersecciones rurales aisladas.
 - En las transiciones de una vía principal con otra secundaria.
- c) Cuando se instale un solo semáforo con soporte tipo ménsula, éste deberá complementarse con una cabeza, la cual irá adosada en la parte vertical de la ménsula.

La cara del semáforo se colocará en posición vertical y a 90° con respecto al eje del acceso, como se muestra en la Figura 37.

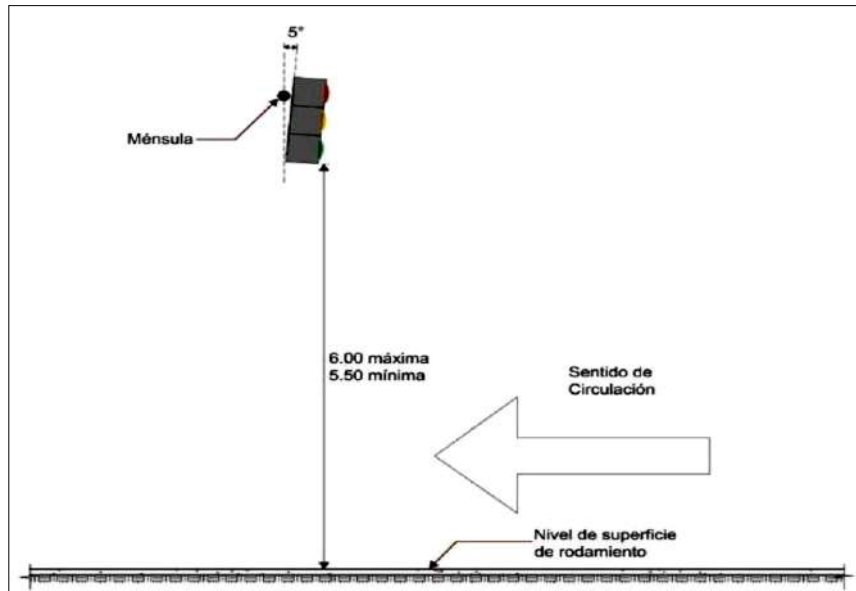


Figura 37. Ejemplo de ángulo de colocación de un semáforo
Fuente: Manual de dispositivos de control de tránsito automotor para Carreteras, Dirección general de Caminos y Ferrocarriles, MTC, 2018.

En los soportes tipo ménsula, debe colocarse con una inclinación de 5° hacia abajo. Los accesorios de fijación permitirán ajustes verticales y horizontales hasta cualquier ángulo razonable.

En las intersecciones que no son en ángulo recto o son de accesos múltiples, deben instalarse semáforos en las posiciones y orientaciones necesarias que demande el tránsito vehicular. Dichos semáforos deben tener un funcionamiento coordinado y deben estar provistos de placas de contraste.

Módulo luminoso o carcasa: Es la parte de la cara que emite luces de diferente color, debiendo cada módulo luminoso ser iluminado independientemente, condición esencial para obtener uniformidad en la posición de estas, para darle satisfactoria brillantez y para proporcionar la flexibilidad necesaria en las indicaciones requeridas. (Ver Figura 38).

Los módulos luminosos son de los dos tipos:

- a) Módulo luminoso con bombilla incandescente o una luz halógena.
- b) Módulo luminoso con LED (Light-Emitting-Diodes)

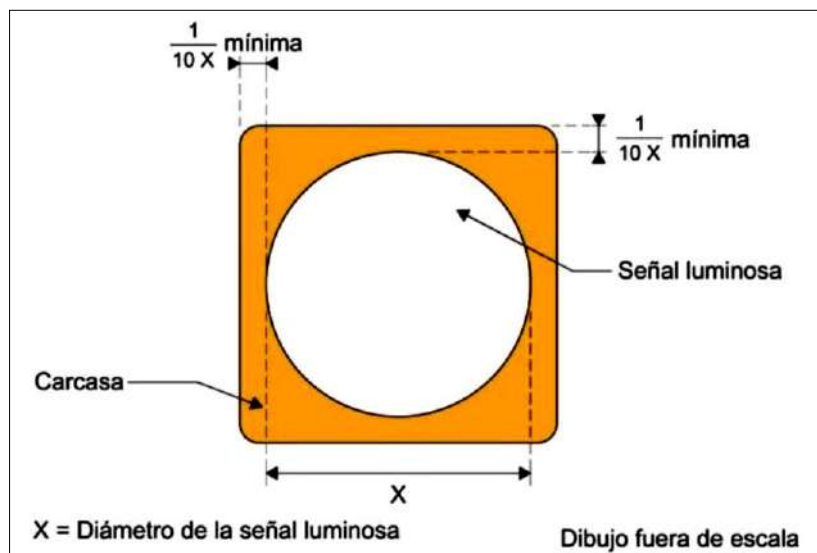


Figura 38. Ejemplo de módulo luminoso de un semáforo
Fuente: Manual de dispositivos de control de tránsito automotor para calles y carreteras, Dirección general de Caminos y Ferrocarriles (MTC, 2018).

Señal luminosa o lente: Es el componente translucido del módulo luminoso, que por refracción dirige la luz proveniente de la bombilla y de su reflector en la dirección deseada.

Debe ser de forma circular con un diámetro de 0.2 o 0.3 m. todos los lentes o señales luminosas con LED de los semáforos.

Visera: Tiene como fin cubrir los módulos luminosos para evitar que los rayos del sol incidan sobre estos y confundir al conductor dando como impresión de estos estén iluminados. Además, evitar que desde lugares distintos a lo que está siendo enfocada una señal sea vista. (Ver Figura 39).

Placa de contraste o pantalla antirreflejante: Es un componente opcional que tiene por finalidad incrementar la visibilidad de los módulos luminosos y evitar que otras fuentes lumínicas confundan al Conductor. Su color de fondo debe ser oscuro sin brillo y no retro

reflectivo. El ancho de la placa de contraste debe ser como mínimo el doble del ancho de la cara y la dimensión de los sobreanchos deben ser simétricos. (Ver Figura 40).

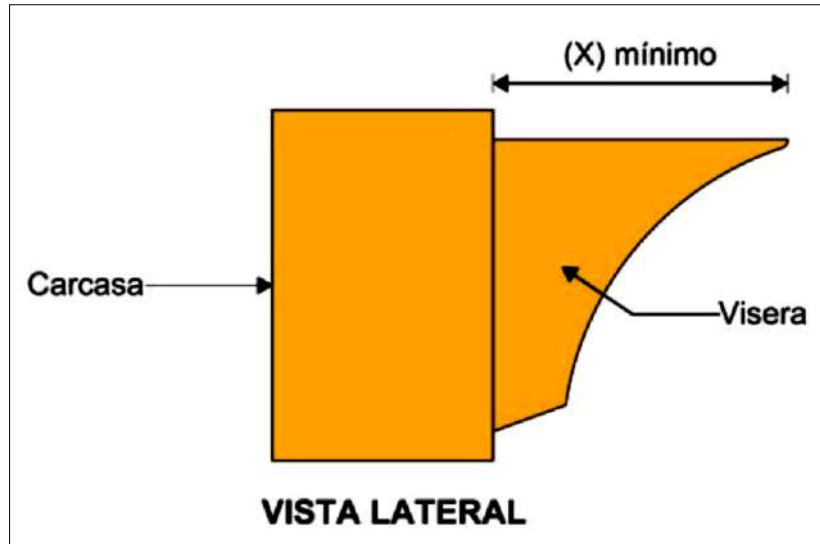


Figura 39. Ejemplo de visera de semáforo.
Fuente: Manual de dispositivos de control de tránsito automotor para calles y carreteras, Dirección general de Caminos y Ferrocarriles (MTC, 2018).

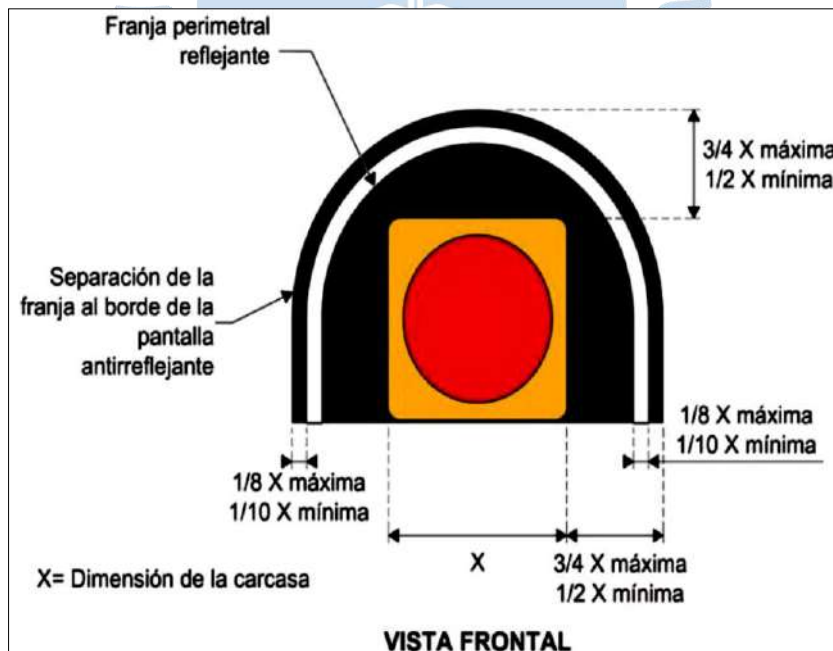


Figura 40. Ejemplo de vista frontal y dimensiones de placa de contraste.
Fuente: Manual de dispositivos de control de tránsito automotor para calles y carreteras, Dirección general de Caminos y Ferrocarriles (MTC, 2018).

1.7.2. Unidad de control

Es un mecanismo electrónico o electromecánico, que tiene por finalidad controlar los cambios de emisión de señales luminosas, a partir de una programación preestablecida, que se clasifica de la siguiente manera:

- Tiempo fijo: Controlador por el cual ninguna fase del ciclo es activa por el tránsito.
- Semi accionado: Controlador por el cual algunas de las fases de la intersección se activan por el tránsito.
- Totalmente accionado: Controlador por el cual todas las fases de la intersección se activan por el tránsito.
- Adicionalmente, puede realizar las siguientes funciones:
 - Procesar la información generada por los detectores para ajustar los tiempos a las necesidades de la intersección.
 - Recibir y enviar información a una base de control o control maestro con el fin de optimizar el control del tráfico y su operación.
 - Conjugar la implementación de programas o planes predefinidos.
 - Proveer los elementos que garanticen la seguridad de los usuarios evitando señalizaciones conflictivas y reportar a la base de control el tipo de falla que puede presentar.

1.7.3. Estación central o control maestro

Es el centro de maniobras que distribuye automáticamente las señales de control generadas sobre los circuitos de las unidades de control adyacentes o sucesivas interconectadas de un sistema coordinado de semáforos, y tiene por finalidad optimizar los movimientos del tránsito vehicular y contribuir a la solución de los problemas de congestionamiento.

En las grandes áreas urbanas es común que la distancia entre intersecciones sea corta, y cuando dichas intersecciones son controladas por semáforos, la influencia entre ellas es tan importante que la regulación del tránsito depende mucho más de la coordinación entre semáforos, que de las fases y tiempos de cada intersección en particular.

Los sistemas más utilizados en las Estaciones Centrales y Control Maestro son:

- Sistema coordinado simultáneo

En el cual todos los semáforos al mismo tiempo muestran la misma indicación a lo largo de una vía. En todas las intersecciones los tiempos son esencialmente los mismos y las

indicaciones cambian simultáneamente, de manera que todos los semáforos indican luz verde en la vía principal y luz roja en las vías secundarias, cambiando alternadamente.

- Sistema coordinado alternado

En el cual los semáforos adyacentes o grupos de semáforos adyacentes muestran indicaciones alternas a lo largo de una vía. Existe un sistema alterno simple y un sistema alterno doble y triple, en el primero el desfase es de medio ciclo, mientras que para el segundo desfases cero para los semáforos simultáneos, y medio ciclo para los demás.

- Sistema coordinado progresivo

Puede ser limitado o flexible, en el primer caso se fija una duración común a los ciclos y a las indicaciones de la luz verde, que son independientes de acuerdo a las exigencias de cada intersección y de conformidad con un programa de tiempos para permitir la circulación continua o casi continúa de grupos de vehículos. El segundo caso abarca todas las características del primero y algunas adicionales que dependen del tipo de Control Maestro y otros dispositivos.

1.7.4. Requisitos generales para la instalación de semáforos

Para la instalación de semáforos se debe realizar un estudio de ingeniería vial, se efectuará una investigación de las condiciones del tránsito y las características físicas de la intersección.

- Alcances generales de los estudios requeridos

La información básica requerida para determinar la necesidad de implementación semafórica es la siguiente:

- Volumen del tránsito que ingresa a una intersección por cuartos de hora y por cada vía de acceso en un período de 16 horas consecutivas durante tres (3) días representativos. Las 16 horas seleccionadas deben contener el mayor porcentaje del tránsito de las 24 horas.
- El volumen del tránsito para cada movimiento vehicular desde cada vía de acceso clasificado por tipo de vehículos (camiones, buses, autos, motos y bicicletas) durante cada período de 15 minutos de las dos horas de máxima demanda.
- Volumen peatonal en períodos de 15 minutos por cada cruce durante las horas de máxima demanda vehicular y de máxima intensidad de circulación de peatones.

- Diagrama conteniendo estadísticas sobre accidentes, por lo menos de un año anterior, clasificados por tipo, ubicación, sentido de circulación, consecuencias, hora, fecha y día de la semana.
- Plano conteniendo las características geométricas de la intersección, canalización, pendientes y/o restricciones de distancia y visibilidad; así como de la superficie de rodadura, entradas, salidas, pasos ferroviarios, postes, hidrantes y otros. Asimismo, información sobre Dispositivos de Control del Tránsito tales como señalización vertical, demarcaciones en el pavimento, iluminación, sentido de circulación, condiciones de estacionamiento, paraderos y rutas de transporte público.
- Información adicional referida entre otras a demoras de los vehículos para cada acceso, número y distribución de intervalos o espaciamientos entre grupos de vehículos en los accesos de la intersección en condiciones de seguridad

- Alcances generales de las condiciones de tránsito requeridas

Teniendo como base los estudios antes indicados, se evaluará las siguientes condiciones del tránsito para verificar la necesidad de implementación semafórica:

- Condición 1: Volumen vehicular para ocho horas.
- Condición 2: Volumen vehicular para cuatro horas.
- Condición 3: Volumen vehicular para horas punta.
- Condición 4: Volumen peatonal.
- Condición 5: Movimiento o circulación progresiva.
- Condición 6: Accidentes frecuentes.
- Condición 7: Red vial.
- Condición 8: Intersecciones cercanas a pasos a nivel ferroviario.
- Condición 9: Combinación de las condiciones anteriores.

- Volumen vehicular para ocho horas

Este volumen se obtiene desarrollando dos subcondiciones, denominadas A y B, considerando que B se aplica cuando A no satisface, en este sentido:

El volumen mínimo vehicular (A), se aplica en las intersecciones donde el volumen del tránsito es la razón principal para considerar la instalación de un semáforo.

La condición de interrupción del tránsito continuo (B), se aplica en intersecciones donde el volumen de tránsito es tan denso que ocasiona que el tránsito de la vía secundaria sufra retrasos excesivos para entrar o cruzar dicha vía principal. (Ministerio de Transporte y Telecomunicaciones, 2018)

El criterio de evaluación de esta condición es excluyente, dado que, si (A) o (B) analizados individualmente satisfacen, ya no es necesario analizar otra subcondición o combinación de estas.

En la Tabla 17, se cumple la subcondición (A), cuando en la vía principal y en el acceso de mayor flujo de la vía secundaria, existen los volúmenes indicados en la columna del 100% para ambas vías.

Tabla 17. Cumplimiento de la subcondición (A) en función al flujo vehicular.

Número de carriles de circulación por acceso		Vehículos por hora en la Vía Principal (Total de ambas accesos)				Vehículos por hora en la Vía Secundaria (mayor volumen de uno de los accesos)			
Vía Principal	Vía Secundaria	100%	80%	70%	56%	100%	80%	70%	56%
1	1	500	400	350	280	150	120	105	84
2 o más	1	600	480	420	336	150	120	105	84
2 o más	2 o más	600	480	420	336	200	160	140	112
1	2 o más	500	400	350	280	200	160	140	112

Fuente: Manual de dispositivos de control de tránsito automotor para calles y carreteras, Dirección general de Caminos y Ferrocarriles (MTC, 2018).

En la Tabla 18, se cumple la subcondición (B) cuando en la vía principal y en el acceso de mayor volumen de la vía secundaria, existen los volúmenes mínimos indicados en la columna del 100% para ambas vías.

El criterio de estudio será para las mismas 8 horas tanto para el volumen de la vía principal y secundaria, sin embargo, para la vía secundaria no es necesario que el mayor volumen durante las 8 horas provenga de la misma dirección.

Si en caso, el límite de velocidad o la velocidad del percentil 85 exceden los 60 km/h o si la intersección se encuentra dentro de un centro poblado que alberga menos de 10,000 habitantes, los volúmenes de la columna del 70% podrán ser utilizados en vez de 100% en ambas tablas.

Tabla 18. Cumplimiento de la subcondición (B) en función al flujo vehicular

Número de carriles de circulación por acceso		Vehículos por hora en la Vía Principal (Total de ambos accesos)				Vehículos por hora en la Vía Secundaria (mayor volumen de uno de los accesos)			
Vía Principal	Vía Secundaria	100%	80%	70%	56%	100%	80%	70%	56%
1	1	750	600	525	420	75	60	53	42
2 o más	1	900	720	630	504	75	60	53	42
2 o más	2 o más	900	720	630	504	100	80	70	56
1	2 o más	750	600	525	420	100	80	70	56

Fuente: Manual de dispositivos de control de tránsito automotor para calles y carreteras, Dirección general de Caminos y Ferrocarriles (MTC, 2018).

Además, si el límite de velocidad de la vía principal supera los 60 km/h o si la intersección se encuentra dentro de un área urbana con una población menor de 10,000 habitantes, los volúmenes en las columnas de 56% podrán ser utilizados en vez de los de la columna de 80%.

- Volumen vehicular para cuatro horas

Esta condición se aplica para las intersecciones donde el volumen de tránsito que se intercepta, para una de cuatro horas de un día normal, es el criterio básico para la instalación de un semáforo.

Según la Figura 41, se considerará la implementación de un semáforo si los puntos trazados, los cuales representan los vehículos por hora en la vía principal (ambos sentidos) y el mayor volumen de la vía secundaria (un solo sentido) caen por encima de la curva de la figura. Para la configuración de carriles existentes, en la vía secundaria no se va a exigir el volumen más alto para cada una de las 4 horas analizadas.

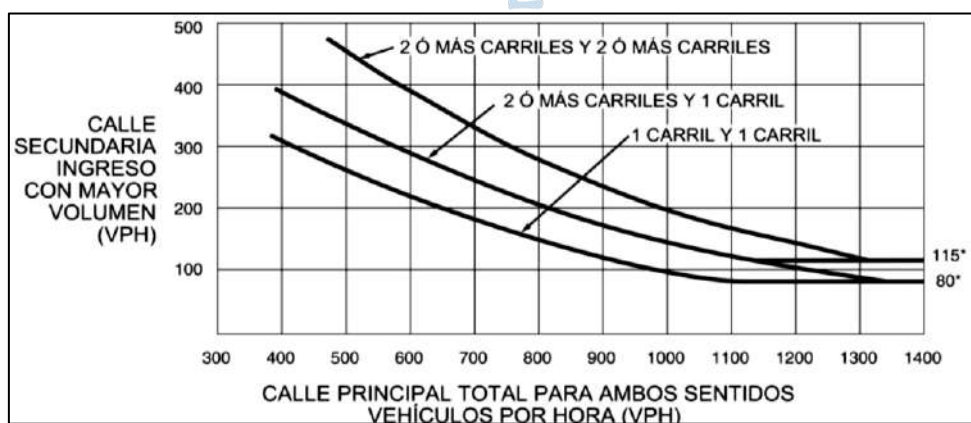


Figura 41. Configuración de curvas para carriles existentes (para cuatro horas)

Fuente: Manual de dispositivos de control de tránsito automotor para calles y carreteras, Dirección general de Caminos y Ferrocarriles (MTC, 2018).

Se puede utilizar la Figura 42, que se muestra a continuación en lugar de la Figura 41 cuando el límite de velocidad de la vía principal supera los 60 km/h, o si la intersección se encuentra dentro de un área urbana con una población menor a 10,000 habitantes.

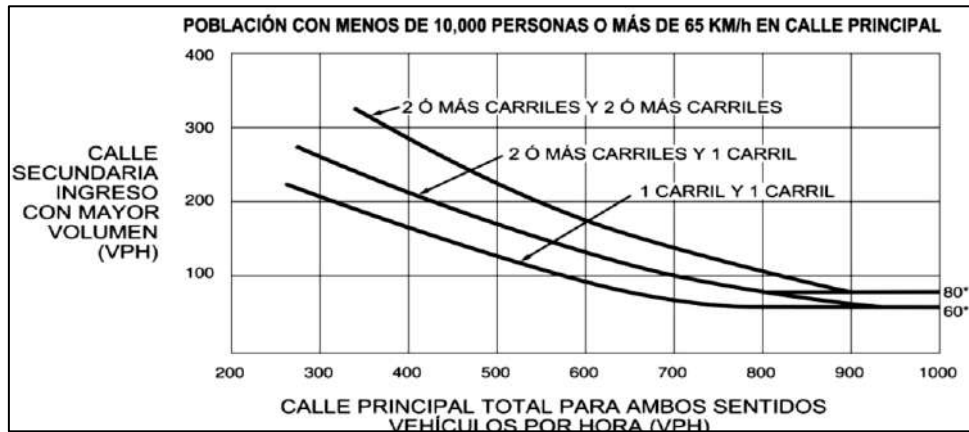


Figura 42. Se utiliza en función a la velocidad de la vía principal y población en zona urbana.
Fuente: Manual de dispositivos de control de tránsito automotor para calles y carreteras, Dirección general de Caminos y Ferrocarriles (MTC, 2018).

- Volumen vehicular para horas punta

Se aplica a las intersecciones donde el tránsito vehicular de una vía secundaria sufre demoras al entrar o cruzar una vía principal durante 1 hora punta de un día normal. Para implementar un semáforo, se tendrá en cuenta el cumplimiento de los siguientes dos criterios:

- Si para una misma hora (cualquiera de los cuatro períodos consecutivos de 15 minutos) de un día normal, se cumple lo siguiente:
 - El total del tiempo de demora de parada del tránsito en un acceso de una vía secundaria (una sola dirección) controlada por una señal de “PARE” es igual o superior: 4 vehículos-hora para un ingreso de un solo carril o 5 vehículos-hora para un ingreso de dos carriles.
 - El volumen de tránsito en la misma vía secundaria (una sola dirección) es igual o superior a 100 vehículos por hora para un solo carril de tránsito o de 150 vehículos por hora para dos carriles.
 - El volumen total que ingresa durante esa hora es igual o superior a 650 vehículos por hora para intersecciones con tres accesos y 800 vehículos por hora para intersecciones con cuatro o más accesos.

- b) Si se cumple que los puntos que han sido graficados en la Figura 43, los cuales representan los vehículos por hora en una vía principal (ambos accesos) y los vehículos por hora en el acceso de mayor volumen de tránsito en una vía secundaria (un solo sentido), durante una hora (cualquiera de los cuatro períodos consecutivos de 15 minutos) de un día promedio, caen por encima de la curva aplicable, para cada combinación de carriles correspondiente.

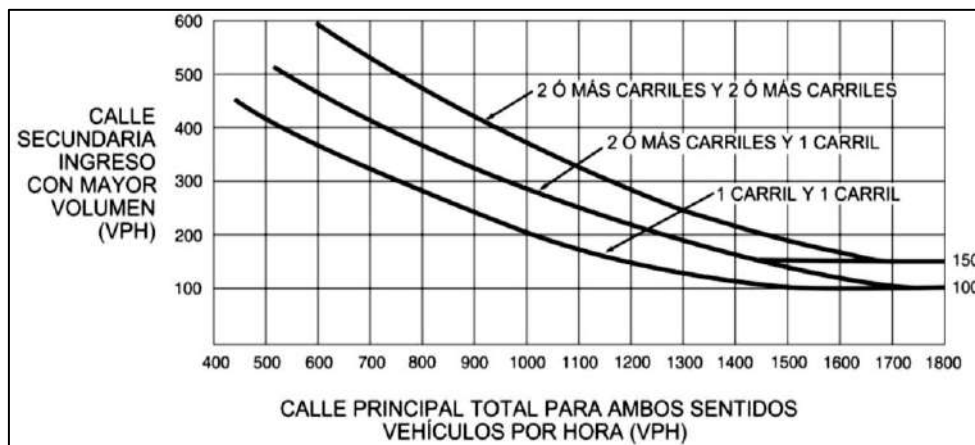


Figura 43. Gráfico para combinación de carriles para hora punta
Fuente: Manual de dispositivos de control de tránsito automotor para calles y carreteras, Dirección general de Caminos y Ferrocarriles, MTC, 2018.

Se puede utilizar la Figura 44 en lugar de la anterior Figura 43, si el límite de velocidad de una vía principal supera los 60 km/h o si la intersección se encuentra dentro de un área urbana con una población menor a 10,000 habitantes.

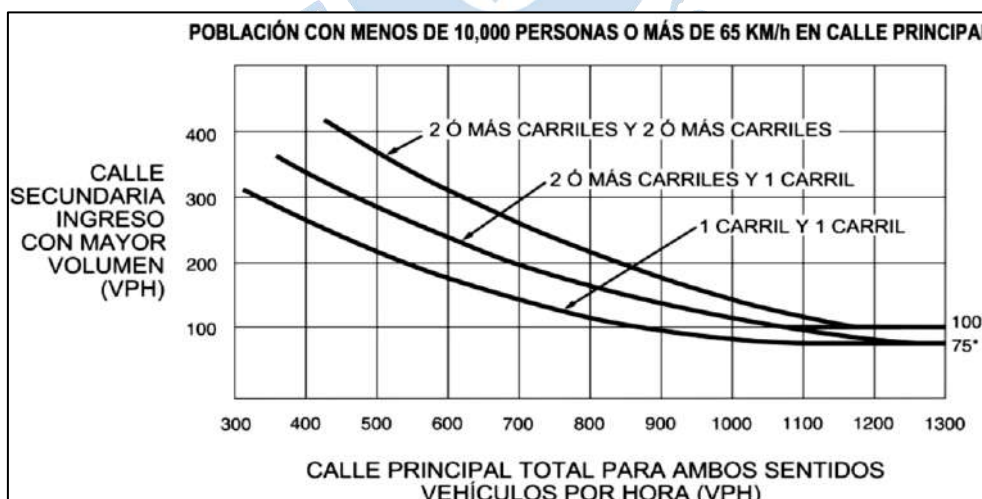


Figura 44. Se utiliza en función a la velocidad de la vía principal y población en zona urbana.
Fuente: Manual de dispositivos de control de tránsito automotor para calles y carreteras, Dirección general de Caminos y Ferrocarriles, MTC, 2018.

- **Volumen peatonal**

Para este volumen se tendrá en consideración lo siguiente:

- Si en cualquiera de las ocho horas de un día representativo, entran 600 o más vehículos a una intersección por hora, o si entran 1,000 o más vehículos por hora a una intersección con una vía principal que tiene un separador central de 1.20 m como mínimo.
- En las vías urbanas donde se produce permanente afluencia peatonal, por ende, demanda que para cruzar una intersección los vehículos deben detenerse mediante la visualización de un semáforo.
- En vías principales donde los vehículos transitan a velocidades mayores a 50 km/h y no existen puentes peatonales.
- En vías principales adyacentes o cercanas a centros escolares, donde se produzca afluencia de cruce de escolares y donde no existan puentes peatonales.

1.7.5. Tipo de semáforos

La siguiente clasificación se basa en los mecanismos de su operación y forma de control:

- **Semáforos para vehículos**

Tienen por finalidad controlar el tránsito vehicular, las indicadas formas de operación se adoptan en función al volumen del tránsito vehicular y la importancia de las vías materia de control mediante este sistema.

- Semáforos fijos o pre sincronizados: Son aquellos que cuentan con una programación de intervalos y secuencia de fases preestablecidos no accionados por el tránsito vehicular. El programa que rige sus características de operación tales como duración del ciclo, desfase, y otros, pueden ser modificados.
- Semáforos sincronizados por el tránsito: Son aquellos cuyo funcionamiento es sincronizado en todos los accesos a una intersección, en función a las demandas del flujo vehicular y disponen de medios (detectores de vehículos y/o peatones) para ser accionados por éste.
- Semáforos adaptados al tránsito: Denominados también Semáforos Inteligentes, son aquellos cuyo funcionamiento es ajustado continua y automáticamente en todos los accesos a una intersección, de acuerdo a la información sobre el flujo vehicular que colectan los detectores de tráfico y envían la información sobre la secuencia de fases, intervalos de fases, ciclos y/o desfases, a una Estación Central o Control Maestro.

- **Semáforos para peatones**
- **Semáforos especiales**
 - Semáforos de destellos o intermitente: Son aquellos que tienen una o más lentes de color amarillo o rojo que se iluminan intermitentemente, y tiene por finalidad advertir sobre situaciones especiales, tales como la presencia de peligro, regular velocidades, controlar intersecciones o dar indicación de “PARE”.
 - Semáforos para regular el uso de carriles: Son aquellos que tienen por finalidad regular el uso de carriles de una vía, cuando debido a las variaciones del flujo del tránsito de doble circulación, se pueden utilizar ciertos carriles para el movimiento en un sentido durante unas horas y para el sentido opuesto durante otras horas.
 - Semáforos para paso de vehículos de emergencia
 - Semáforos para indicar la aproximación de trenes
 - Semáforos para regular el uso de carriles de peaje

1.7.6. Cálculo y consideraciones para el tiempo de semáforo

- **Términos básicos**
 - **Indicación de señal**- Es el encendido de una de las luces del semáforo o una combinación de varias luces al mismo tiempo.
 - **Ciclo** - Tiempo necesario para que ocurra una secuencia completa de todas las indicaciones de la señal del semáforo.
 - **Movimiento** - Maniobra o conjunto de maniobras de un mismo acceso que tienen el derecho de paso simultáneamente y forman una misma fila.
 - **Intervalo** - Cualquiera de las diversas divisiones del ciclo durante la cual no cambian las indicaciones de la señal de semáforo.
 - **Fase** - Parte del ciclo asignada a cualquier combinación de uno o más movimientos que reciben simultáneamente el derecho de paso, durante uno o más intervalos.
 - **Secuencia de fases** - Orden predeterminado en que ocurren las fases del ciclo.
 - **Reparto** - Porcentaje de la longitud del ciclo asignado a cada una de las diversas fases.
 - **Intervalo de despeje** - Tiempo de ámbar del semáforo que sigue al intervalo verde.
 - **Intervalo todo rojo** - Tiempo de rojo para todo el tránsito que se prepara a circular. Se aplica en intersecciones excesivamente anchas y/o para crear una fase exclusiva para peatones.

- Intervalo de cambio de fase - Intervalo que puede consistir solo en un ámbar o en un ámbar más todo rojo.

- **Consideraciones para el cálculo de los tiempos de semáforo**

- Para obtener un mínimo de demoras, cada fase debe incluir el mayor número de movimientos posibles.
- El número de fases diferentes debe reducirse al mínimo considerando la seguridad y la eficiencia.
- Una fase comienza con la pérdida del derecho de paso, final del verde, de los movimientos de los que están en conflicto, con los que ganan el derecho.
- Una fase consta de un intervalo ámbar, un todo rojo y uno verde. Puede darse el caso que, según el diseñador, se omita el intervalo ámbar.
- La distribución de los tiempos de cada fase debe estar en relación directa con los volúmenes de tránsito de los movimientos correspondientes.
- La duración de cada fase y del ciclo dependerá de la demanda.

En la Figura 45 se muestra un ejemplo de una intersección en donde existen 2 fases, se señalan las fases y el diagrama de fases correspondiente, considerando el verde, ámbar, rojo, todo rojo y la longitud del ciclo.

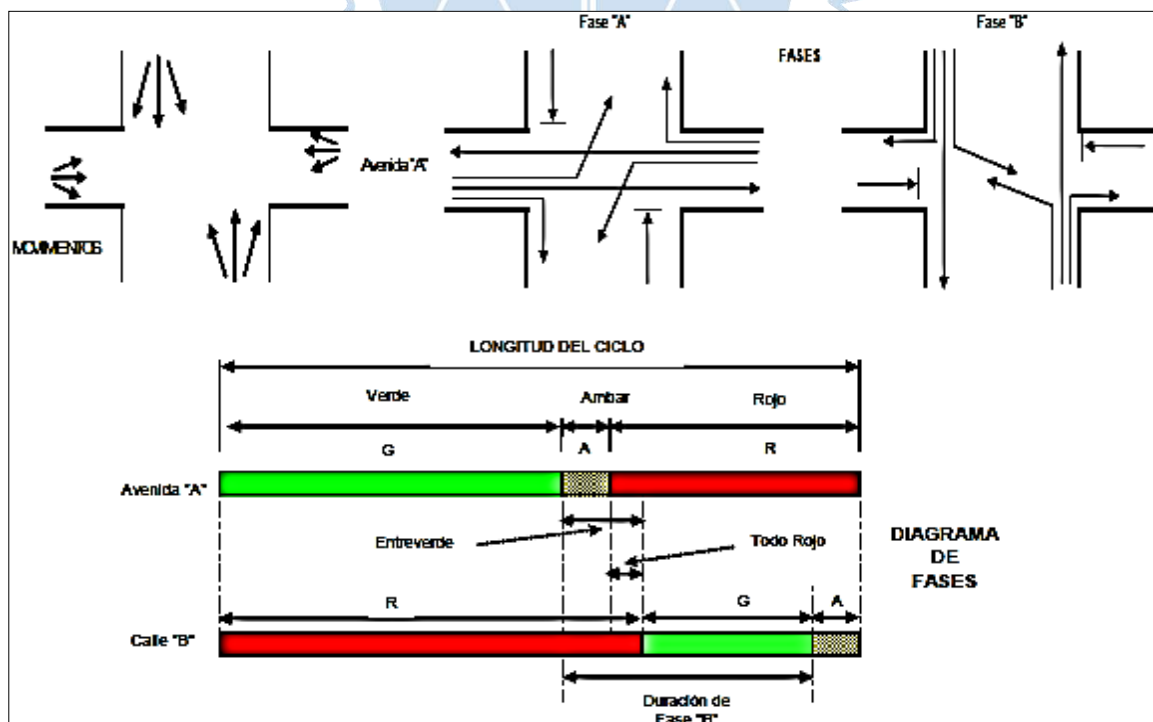


Figura 45. Diagrama de fases de un semáforo en una intersección.
Fuente: Elaboración propia.

- **Cálculo de los tiempos del semáforo**

Intervalo de cambio de fase

La función principal del intervalo de cambio de fase es el de alertar a los usuarios de un cambio en la asignación del derecho al uso de la intersección.

Para calcular el intervalo de cambio de fase, considerando el tiempo de reacción del conductor, tiempo y espacio de desaceleración y el tiempo necesario de despeje de la intersección; se utiliza la Ecuación 23, que se muestra a continuación:

$$Y = t + \frac{v}{2fg} + \frac{W+L}{v} \quad (\text{Ecuación 23})$$

Siendo,

Y= intervalo de cambio de fase, amarillo más todo rojo (s)

t= tiempo de percepción-reacción del conductor (usualmente 1.00 s)

v= velocidad de aproximación de los vehículos (m/s)

f= factor de condición del pavimento

g= gravedad de desaceleración (m/s^2)

W= ancho de la intersección (m)

L= longitud del vehículo (valor típico 6.10 m)

En la Figura 46 se observa gráficamente los parámetros antes mencionados de las longitudes que se utilizan para calcular el intervalo de cambio de fase.

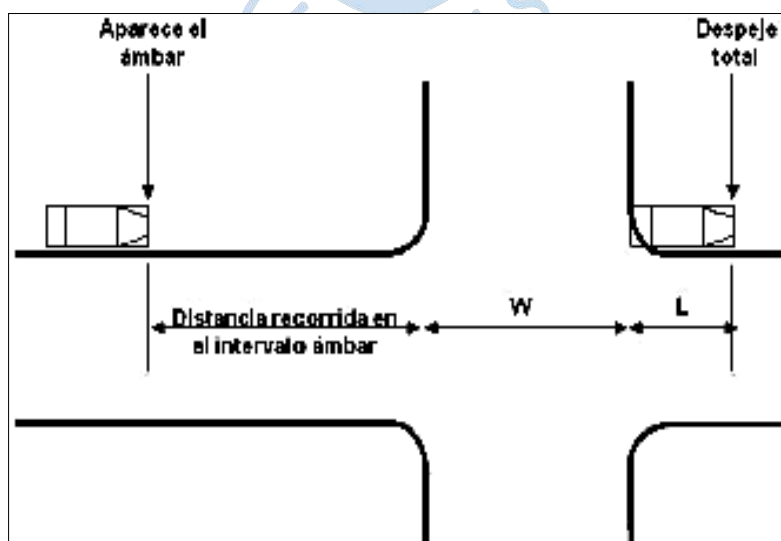


Figura 46. Parámetros de intervalo de cambio de fase.
Fuente: Elaboración propia.

Longitud del ciclo

Según F.V. Webster, con base en observaciones de campo y simulación de varias muestras de condiciones de tránsito, demostró que la demora mínima de todos los vehículos en una intersección con semáforo, se puede obtener para una longitud de ciclo óptimo de:

$$C_0 = \frac{1.5L+5}{1-\sum_{i=1}^{\phi} Y_i} \quad (\text{Ecuación 24})$$

Dónde:

C_0 = tiempo óptimo de ciclo (s)

L = tiempo total perdido por ciclo (s)

Y_i = máximo valor de la relación entre el flujo actual y el flujo de saturación para el acceso o movimiento o carril crítico de la fase i

ϕ = número de fases

El intervalo de valores aceptables para la longitud de un ciclo determinado está entre el 75% y el 150% del ciclo óptimo, para el cual las demoras nunca serán mayores en más de 10% al 20% de la demora mínima.

- **Flujo de saturación**

Cuando el semáforo cambia a verde, el paso de los vehículos que cruzan la línea de parada (ALTO) se incrementa rápidamente a una tasa llamada flujo de saturación, la cual permanece constante hasta que la fila de verde se disipa o hasta que termina el verde.

La tasa de vehículos que cruzan la línea al arrancar es menor durante los primeros segundos, mientras los vehículos aceleran hasta alcanzar una velocidad de marcha normal. Análogamente, durante el período posterior a la terminación del verde, la tasa de vehículos que cruzan la línea es menor debido a que algunos vehículos disminuyen su velocidad o se detienen.

El flujo de saturación es la tasa máxima de vehículos que cruzan la línea de parada que puede ser obtenida, cuando existen filas y estas aún persisten hasta el final del periodo de verde. En este caso, se tiene un periodo de verde totalmente saturado.

En el caso de ciudades con alto grado de saturación como la nuestra, se concentran flujos de saturación que van desde los 1800 a 1900 vehículos por hora y carril. La Figura 47 muestra las relaciones fundamentales que caracterizan este fenómeno. (Akcelik, Rahmi, 1989).

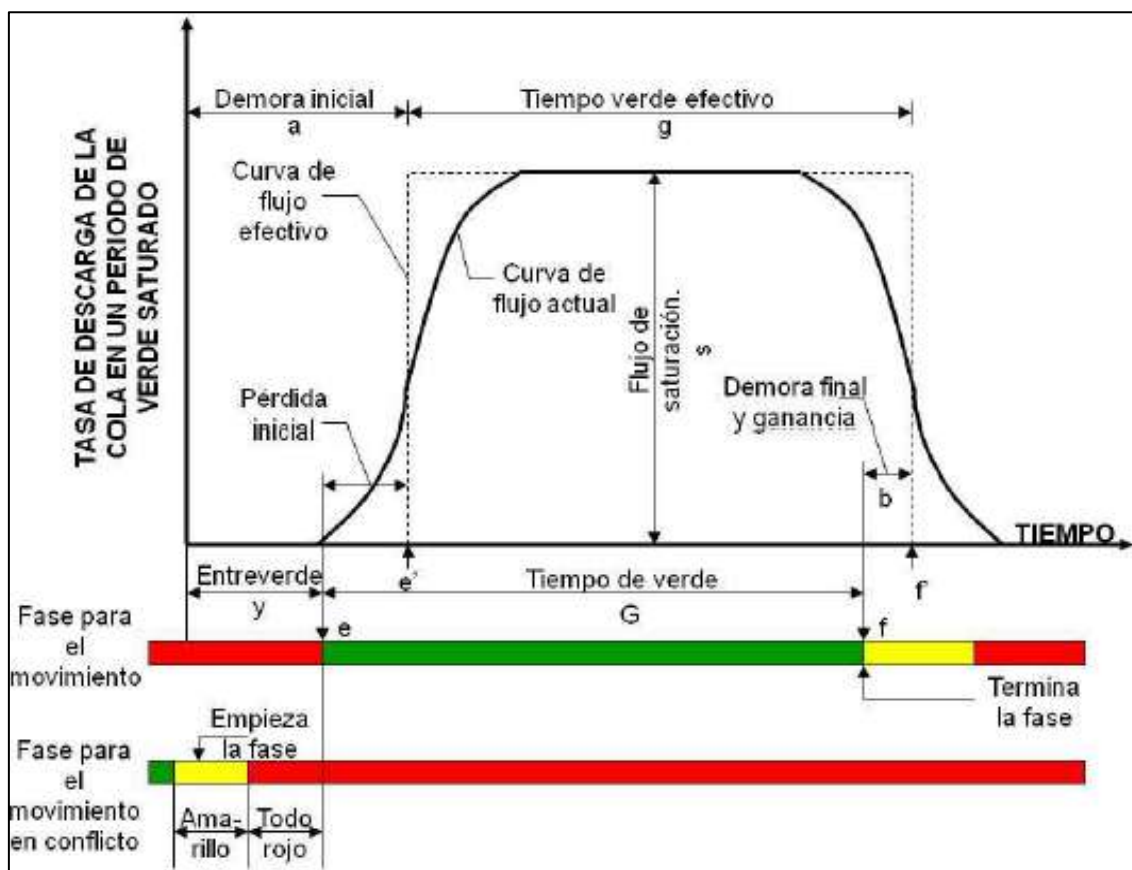


Figura 47. Modelo básico del flujo de saturación

Fuente: Akceli Rahmi. Traffic Signals: Capacity and Timing Analysis, Australian Road Research Board, Research Report ARR No. 123, Fourth Reprint, Australia, 1989.

La línea punteada indica la curva de flujo efectivo, que reemplaza la curva de flujo actual de vehículos que cruzan la línea por un rectángulo de igual área, cuya altura es el flujo de saturación s y cuyo ancho es el tiempo de verde efectivo g . Es decir, el área bajo la curva “ sg ”, representa el máximo número de vehículos que cruzan la línea en un ciclo promedio.

- **Tiempo perdido**

El tiempo total L perdido por ciclo es:

$$L = [(\sum_{i=1}^{\phi} li) + TR] \quad (\text{Ecuación 25})$$

Siendo,

TR= tiempo todo rojo durante el ciclo, en caso de existir.

El tiempo perdido en la fase i se despeja de la siguiente ecuación:

$$L_i = G_i + A_i - g_i \quad (\text{Ecuación 26})$$

Siendo,

G_i = El verde real que incluye los tiempos de pérdida inicial y de ganancia final

A_i = es el intervalo de ámbar

g_i =es el verde efectivo.

En la Figura 48 se observa el diagrama de verde real y el diagrama de verde efectivo.

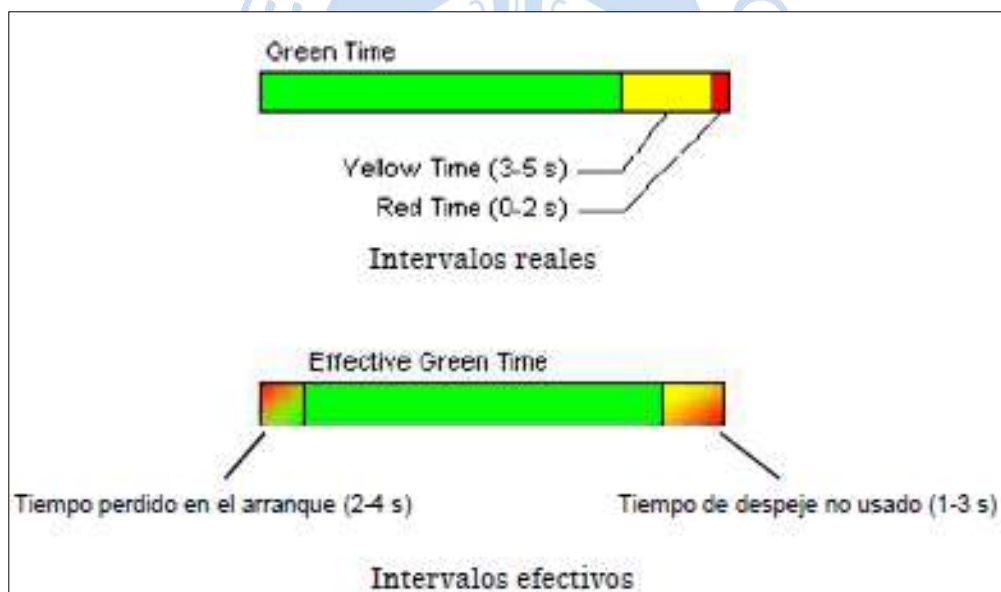


Figura 48. Modelo básico del flujo de saturación

Fuente: Akcelik, Rahmi. Traffic Signals: Capacity and Timing Analysis, Australian Road Research Board, Research Report ARR No. 123, Fourth Reprint, Australia, 1989.

- **Asignación de tiempos verdes**

El tiempo de verde efectivo total g_t , disponible por ciclo para todos los accesos de la intersección, está dado por:

$$g_t = C - L = C - [(\sum_{i=1}^{\phi} l_i) + TR] \quad (\text{Ecuación 27})$$

Siendo,

G_t = tiempo de verde efectivo total por ciclo disponible para todos los accesos.

C = longitud actual del ciclo

L = tiempo total perdido por ciclo

I_i = tiempo perdido por fase

\emptyset = fase

T_R = tiempo total de todo rojo durante el ciclo





Capítulo 2

Situación actual de la Avenida Andrés Avelino Cáceres - sector Castilla

2.1. Datos generales de la zona

La avenida Andrés Avelino Cáceres es un corredor o vía principal que comprende desde el Óvalo Cáceres hasta la Av. Guardia Civil, el área de evaluación está ubicada en el distrito de Castilla y es aledaña a la rivera del Río Piura, cuenta con dos calzadas y una berma central que varía entre 7 a 9 metros de ancho. El tramo estudiado mide aproximadamente 715 metros como se muestra en la 49.

Esta avenida se intersecta en 3 puntos:

1. Avenida Guillermo Irazola
2. Avenida Universitaria
3. Avenida Luis Montero



Figura 49. Panorama satelital de la avenida Andrés Avelino Cáceres.
Fuente: Google Earth

Observaciones de cada intersección vial:

La primera intersección abarca la llegada de los vehículos del distrito de Piura hacia el centro comercial Open Plaza, el cual está ubicado en el distrito de Castilla (Dirección Oeste-Este).

También encontramos los vehículos que se dirigen hacia los colegios que están cruzando el puente, como el Colegio Santa María, Las Arenas, Christian Life, Vallesol, Turicará, San Luis Gonzaga, entre otros; y también universidades como UDEP, UPAO, etc. (Dirección Este-Oeste), mientras que en sentido contrario (Dirección Oeste- Este) encontramos vehículos que se dirigen hacia los colegios como: San Ignacio, Don Bosco, Americano, San Gabriel, entre otros; y también universidades como UNP. Asimismo, algunos vehículos dirigen su recorrido por la ruta de la Represa Los Ejidos, donde se encuentran caseríos conjuntos (Dirección Norte) y otros vehículos se dirigen hacia hospitales, centros de servicio, restaurantes o bares (Dirección Sur).

En la Figura 50, se observan 3 áreas de parqueo, las cuales simbolizan un ingreso vehicular que de alguna manera afecta el flujo vehicular; disminuyéndolo en cuanto ingresan los vehículos a estas zonas, y aumentándolo cuando los vehículos salen de estas zonas y se integran nuevamente al flujo vehicular normal.



Figura 50. Intersección entre Av. Andrés Avelino Cáceres y Guillermo Irazola.
Fuente: Google Earth

La segunda intersección muestra el escenario entre el centro comercial Open Plaza, la Universidad Nacional de Piura y otros servicios como: farmacias, tiendas, restaurantes. La entrada de vehículos como: micros, buses y camiones a la dirección Norte (Entrada de la UNP) generaba una zona de peligro para los transeúntes, que en este caso eran los alumnos de la propia universidad, es por ello que las autoridades competentes decidieron clausurar el ingreso a esa zona. (Ver Figura 51).

Actualmente, el recorrido de las empresas de transporte urbano ha cambiado su ruta con destino a los caseríos de Miraflores realizándola por la intersección 1, justo a la pista aleada a la Rivera del Río. También hay vehículos que se dirigen hacia la académica Idepunp (Dirección Oeste- Este), o hacia colegios o casas (Dirección Sur).



Figura 51. Intersección entre Av. Andrés Avelino Cáceres y Universitaria.
Fuente: Google Earth.

La tercera intersección muestra el cruce entre la entrada de la Puerta N°3 de la Universidad Nacional de Piura y el consecuente transcurso de vehículos que se dirigen hacia los centros odontológicos u oftalmológicos, Idepunp y colegios, etc. (Dirección Sur). Asimismo, camiones de carga pesada que transportan mercancía de un destino a otro (Dirección Oeste- Este), tal como se observa en la Figura 52.



Figura 52. Intersección entre Av. Andrés Avelino Cáceres y Av. Luis Montero.
Fuente: Google Earth

2.2. Estudio de tráfico

Uno de los principales motivos por el cual se evalúa y se implementa la planificación vial en esta zona es el “tráfico”. Este es el punto raíz de la problemática actual que se vive en la avenida Andrés Avelino Cáceres - sector Castilla. Se han tomado muestras representativas en la hora-punta, en el cual se muestra que el Índice Actual del Tráfico aumenta, estos períodos de tiempo se tomaron en 3 intervalos:

1. Intervalo 6a.m-7a.m
2. Intervalo 1p.m-2p.m
3. Intervalo 6p.m-7p.m

Obteniendo como el pico mayor de tráfico ocurría en el intervalo 3, debido a que en ese lapso de tiempo la mayoría de las personas, disponen a realizar diversos tipos de actividades como: *hanging out*, compras, viajes de mercancías, entre otras.

La distribución de aforo vehicular se dio de la siguiente manera, como se muestra en la Figura 53; estableciéndose entre sí una combinación por ejes, por ejemplo, si el viaje se realiza en la zona Norte, es decir, zona 1, los posibles giros que hará el móvil serán: 1-3 (Giro a la derecha), 1-2(trayectoria recta) y 1-4 (Giro a la izquierda); si es el caso y si la situación amerita un giro en “U”, se denotará como 1-U, y así para cada dirección del flujo vehicular.

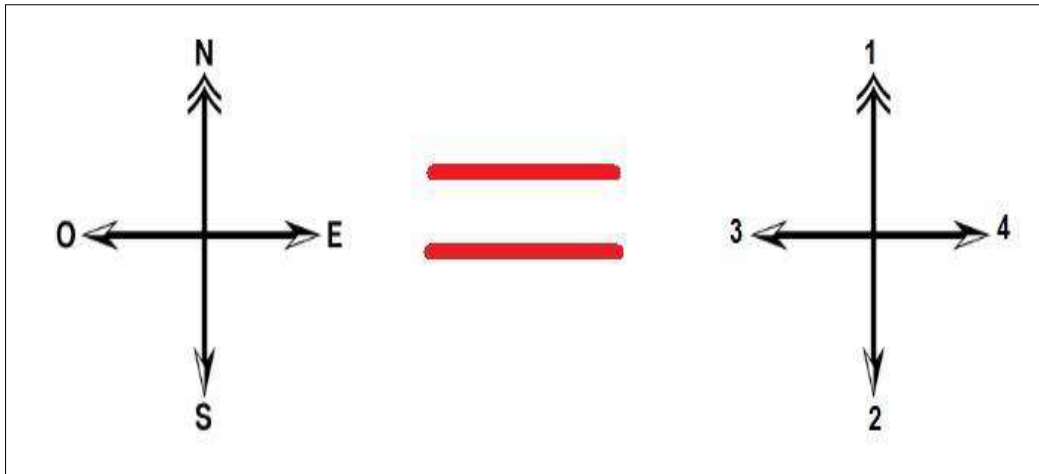


Figura 53. Equivalencia de distribución geométrica y distribución de flujo vehicular.
Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestra en la Figura 54, un panorama de flujo vehicular (cola de tráfico), que ocupa gran parte de la Av. Guillermo Irazola (perpendicular a la Av. Andrés Avelino Cáceres). Cabe resaltar asimismo que, existe un cierto intervalo de tiempos de semáforo asignados por el MTC, el cual se detallará más adelante.



Figura 54. Flujo vehicular observado en zona Norte de la Av. Guillermo Irazola.
Fuente: Fotografía- Elaboración propia.

En las Figura 55, Figura 56, Figura 57, muestran la distribución de los viajes que realizan los vehículos que transitan por esta zona, cuyo origen-destino se describirá más adelante.

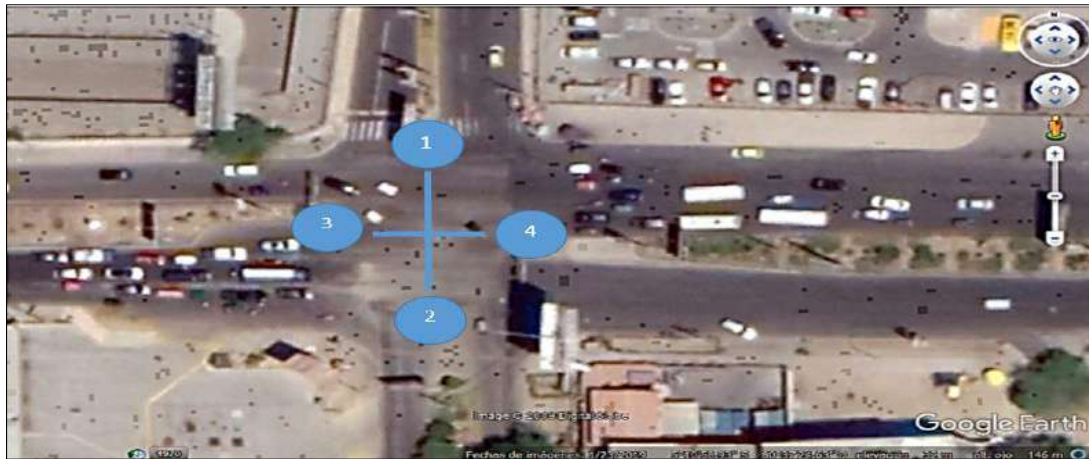


Figura 55. Direccionalidad de flujo vehicular en la intersección con Av. Guillermo Irazola.
Fuente: Google Earth.

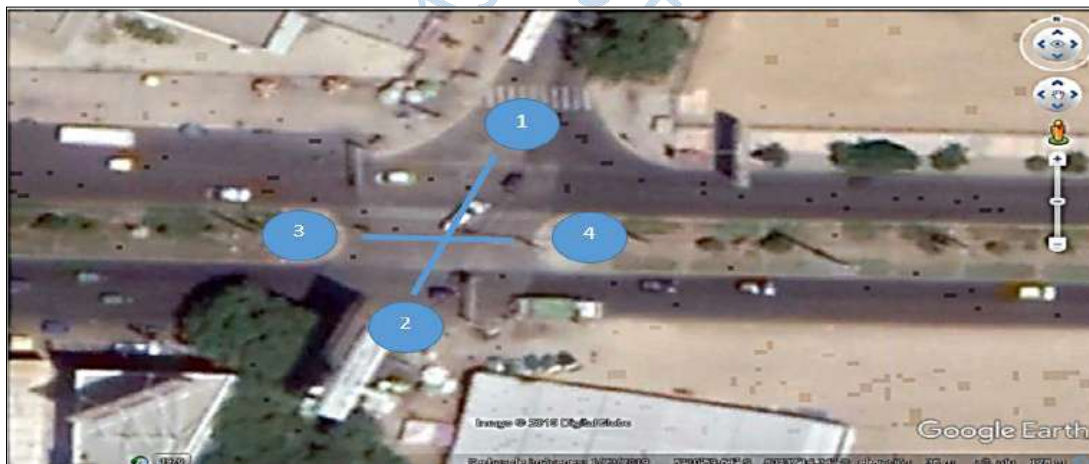


Figura 56. Direccionalidad de flujo vehicular en la intersección con Av. Universitaria.
Fuente: Google Earth.

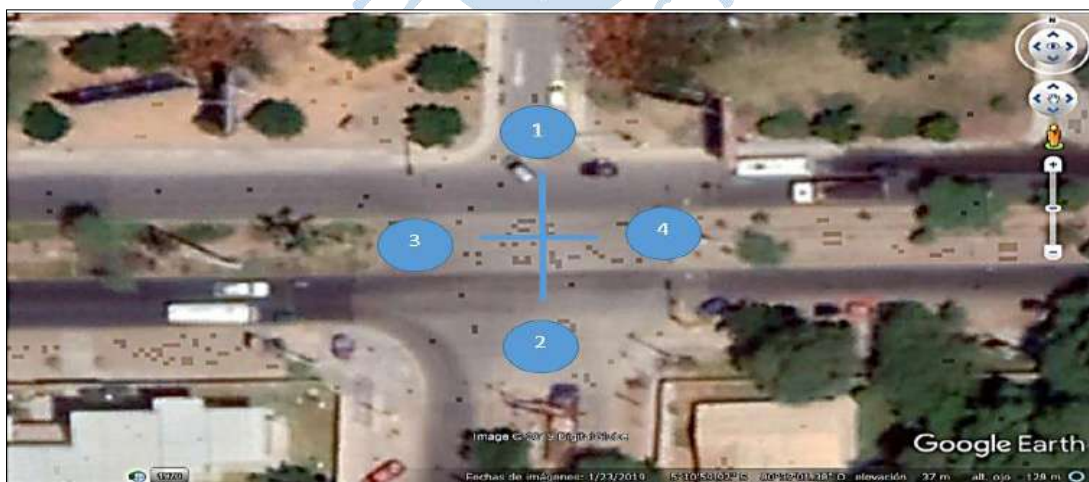


Figura 57. Direccionalidad de flujo vehicular en la intersección con Av. Luis Montero.
Fuente: Google Earth.

2.2.1. Aforo vehicular

El MTC establece tipos de vehículos que circulan frecuentemente en nuestras carreteras. Existe una variedad de vehículos, por lo tanto, se debe tener en cuenta que el parámetro de porcentaje de vehículos pesados es esencial para la adecuada simulación del programa, estos se agrupan en: vehículos pesados de transporte urbano y de carga. Asimismo, las bicicletas no están consideradas pues no es un tipo de vehículo motorizado.

AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS	
		PICK UP	PANEL	RURAL Combi		B2E	B3E o B4E
AUTO	AUTO	CMTA	CMTA	CR	MICRO	B2E	B3E o B4E
							
CAMION							
2 E		3 E		4 E			
							
SEMI TRAYLER							
2S1/2S2		2S3		3S1/3S2		>= 3S3	
							
TRAYLER							
2T2		2T3		3T2		3T3	
							

Figura 58. Tipo de vehículos evaluados en el tránsito.
Fuente: MTC

Cada vehículo debe ser transformado a una unidad equivalente, esto significa que se estandariza un auto como vehículo modelo, y los demás vehículos serán transformados a este vehículo en unidades equivalentes, ya sea multiplicados o divididos entre los factores mostrados en la Tabla 19.

Tabla 19. Factores para cada vehículo

VEHÍCULOS		FACTORES P/VE
MOTO LINEAL		<i>0.25</i>
MOTO TAXI		<i>0.33</i>
AUTO		<i>0.80</i>
STATION WAGON		<i>0.80</i>
CAMIONETAS	PICK UP	<i>1.00</i>
	PANEL	<i>1.00</i>
	RURAL Combi	<i>2.00</i>
MICRO		<i>4.00</i>
BUS	2 E	<i>5.00</i>
	>=3 E	<i>5.00</i>
CAMION	2 E	<i>5.00</i>
	3 E	<i>5.00</i>
	4 E	<i>5.00</i>
SEMI TRAYLER	2S1/2S2	<i>5.00</i>
	2S3	<i>5.00</i>
	3S1/3S2	<i>5.00</i>
	>= 3S3	<i>5.00</i>
TRAYLER	2T2	<i>5.00</i>
	2T3	<i>5.00</i>
	3T2	<i>5.00</i>
	>=3T3	<i>5.00</i>

Fuente. Elaboración propia.

Las Tabla 20, Tabla 21 y Tabla 22 muestran el conteo vehicular de los días: 5 de abril (1 Intersección), 12 de abril (2 Intersección) y 19 de abril (3 Intersección), a la hora que ocurre la mayor demanda vehicular, en este caso, en el intervalo de 6 a 7 p.m.

El total de vehículos equivalentes que circulan en la hora pico en la primera intersección es de 3691; en la segunda, 2765 y la tercera, 2886. Este estudio da como conclusión que la intersección donde existe mayor circulación de vehículos es la intersección 1, debido a que existe mayor punto de atracción ya antes mencionado y la importancia que tiene al conecta el distrito de Piura y Castilla.

Tabla 21. Aforo vehicular en la Intersección con la Av. Universitaria

CORREDOR:		AV. ANDRÉS AVELINO CÁCERES		DÍA Y FECHA:		Viernes 12/04/19														
INTERSECCIÓN:		AV. UNIVERSITARIA		HORA PUNTA:		6:00-7:00 PM														
factores p/VE		0.25	0.33	0.80	0.80	1.00	1.00	2.00	4.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00			
VÍA	ZONA O-D	CLASIFICACIÓN VEHICULAR																TOTAL VEH. EQUIV.		
		MOTO LINEA L	MOTO TAXI	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS		MICRO		BUS		CAMION		SEMI TRAYLER			TRAYLER			TOTA L VEH.
		PICK UP	PANE L	RURA L	Coabi	2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>= 3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3		
INTERSECCION	2	85	143	115	11	19	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	380	203
	2-4	7	8	27	10	14	0	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	72	61
	TOTAL	92	151	142	21	33	0	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	452	264
		%	20.35	33.41	31.42	4.65	7.30	0.00	2.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	100	100
CORREDOR	3-4	311	636	313	9	80	35	12	79	15	0	5	6	0	4	0	0	0	1510	1178
	3-U	76	169	49	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	298	118
	4-3	380	340	348	10	33	29	41	112	8	0	3	2	0	0	2	4	0	1312	1182
		4-U	13	16	13	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	47	23
		TOTAL	780	1161	723	28	113	64	53	191	23	0	8	8	0	4	2	4	3167	2501
		%	24.63	36.66	22.83	0.88	3.57	2.02	1.67	6.03	0.73	0.00	0.25	0.25	0.00	0.13	0.06	0.13	100	100

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 22. Aforo vehicular en la Intersección con la Av. Luis Montero

CORREDOR: AV. ANDRÉS AVELINO CÁCERES		DÍA Y FECHA: Viernes 19/04/19																			
INTERSECCIÓN: AV. LUIS MONTERO		HORA PUNTA: 6:00-7:00 PM																			
factores p/VE		0.25	0.33	0.80	1.00	1.00	2.00	4.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00					
VÍA	ZONA O-D	CLASIFICACIÓN VEHICULAR														TOTAL VEH. EQUIV.					
		MOTO LINEAL	MOTO TAXI	AUTO	STATION WAGON	PICK UP	PANEL	RURAL Combi	MICRO	BUS		CAMION		SEMI TRAYLER			TRAYLER			TOTAL VEH.	
		2 E >=3 E	2 E	3 E	4 E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>= 3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3								
INTERSECCION	1	1-2	0	0	41	6	23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	70	
		1-3	0	0	21	9	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	38
		1-4	0	0	18	8	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	39
	2	2-1	0	0	6	2	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11
		2-3	115	85	95	5	12	0	0	67	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	379
		2-4	18	31	13	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	65
TOTAL		133	116	194	33	59	0	0	67	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	602	
%		22.09	19.27	32.23	5.48	9.80	0.00	0.00	11.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	100	
CORREDOR	3	3-1	19	0	14	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	43	
		3-2	55	121	139	4	19	0	7	42	0	0	7	9	0	0	0	0	0	0	403
		3-4	285	474	199	7	84	13	9	0	6	0	12	0	0	0	6	0	0	0	1095
	4	3-U	0	0	0	0	0	0	0	45	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	45
		4-1	9	7	11	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30
		4-2	77	65	86	10	21	0	16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	275
TOTAL		817	988	770	40	188	45	73	101	15	0	33	9	0	4	0	0	6	0	3089	
%		26.45	31.98	24.93	1.29	6.09	1.46	2.36	3.27	0.49	0.00	1.07	0.29	0.00	0.13	0.00	0.19	0.00	0.00	100	

Fuente. Elaboración propia.

2.2.2. Flujograma

Es una distribución geométrica que representa la cantidad de las posibles trayectorias de los vehículos motivados intrínsecamente por el origen-destinos de los viajes que ejecutan. (Ver Figura 59,60 y 61).

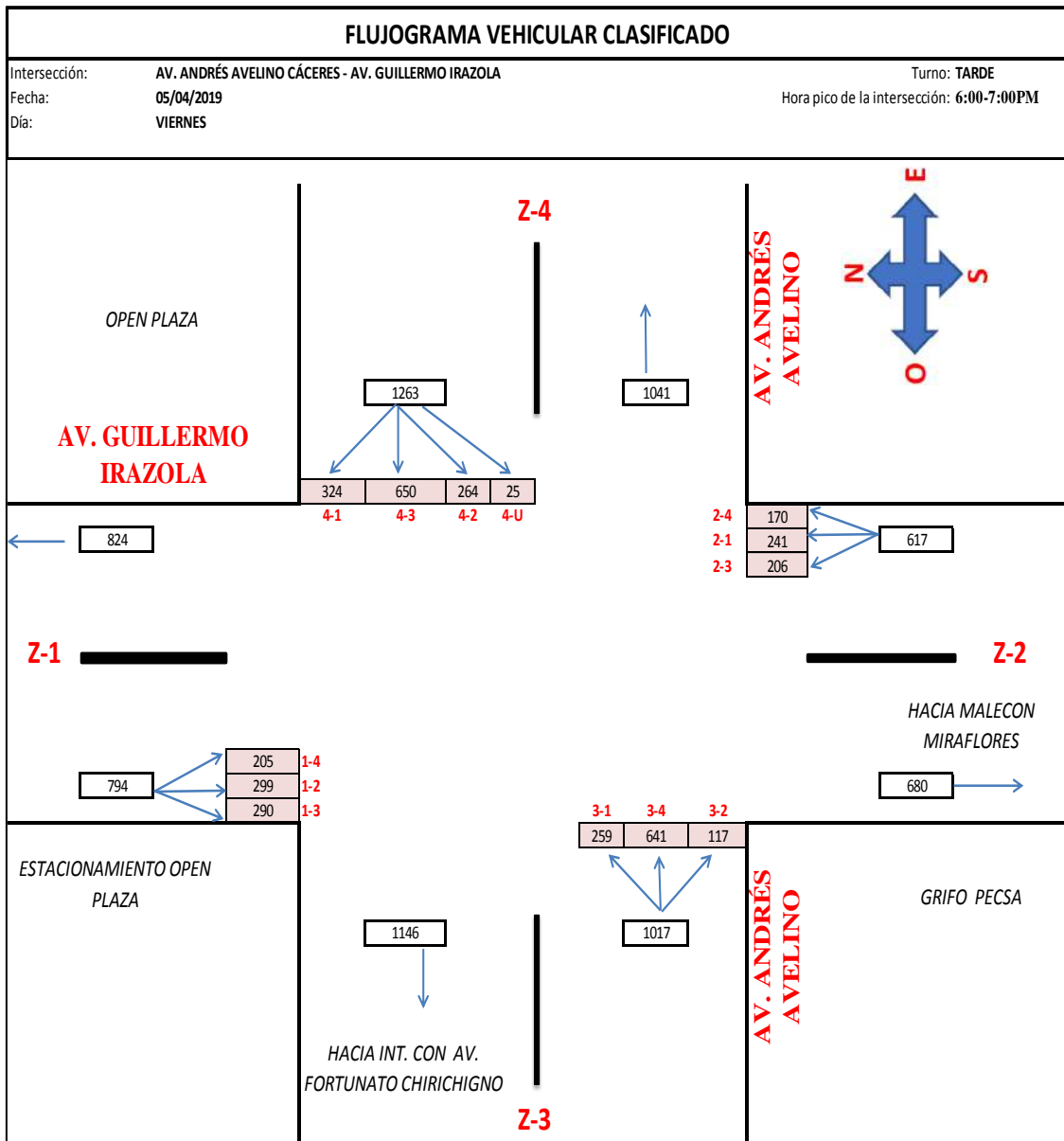


Figura 59. Flujograma vehicular de la Intersección con Av. Guillermo Irazola.
 Fuente: Elaboración propia.

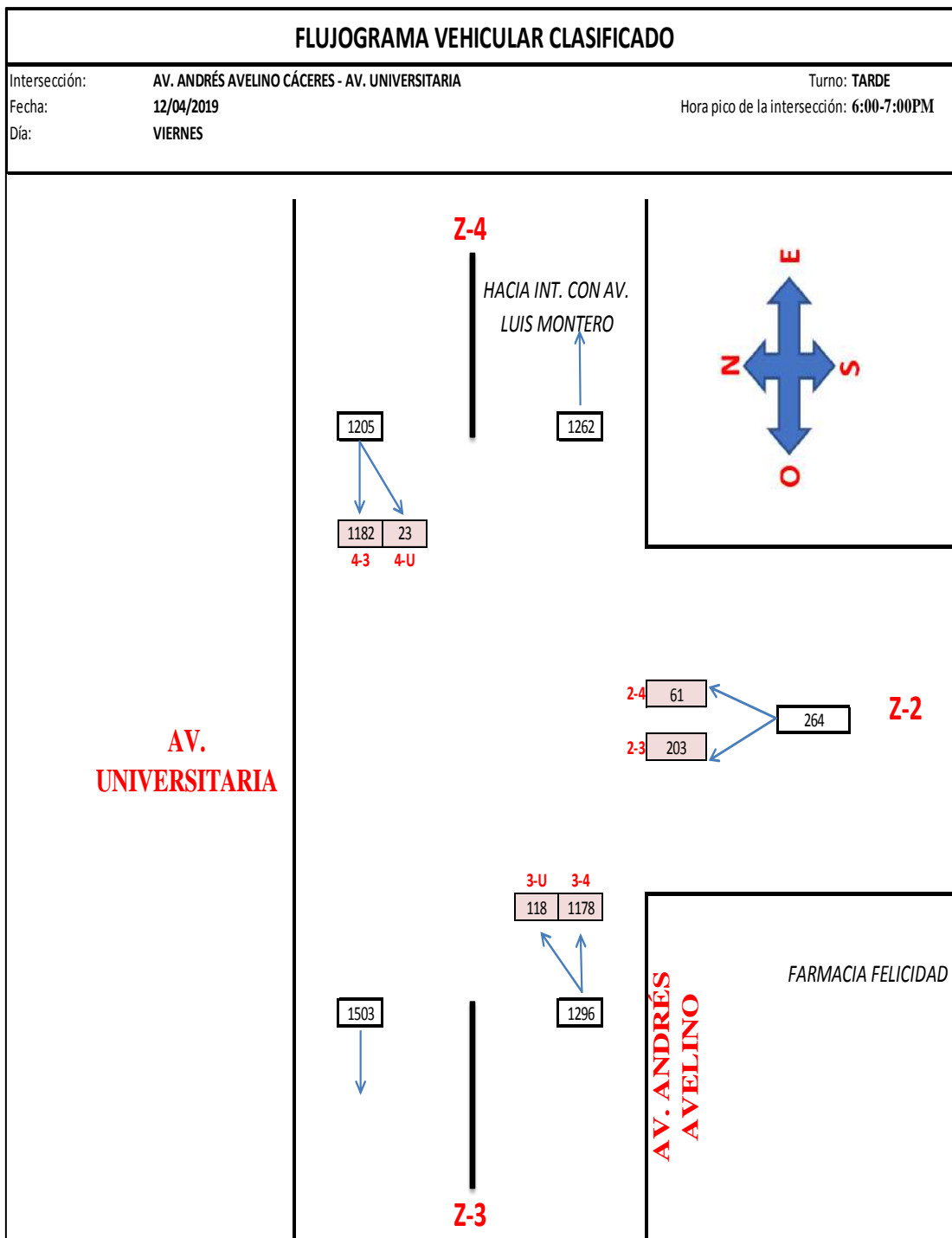


Figura 60. Flujograma vehicular de la Intersección con Av. Universitaria
 Fuente: Elaboración propia.

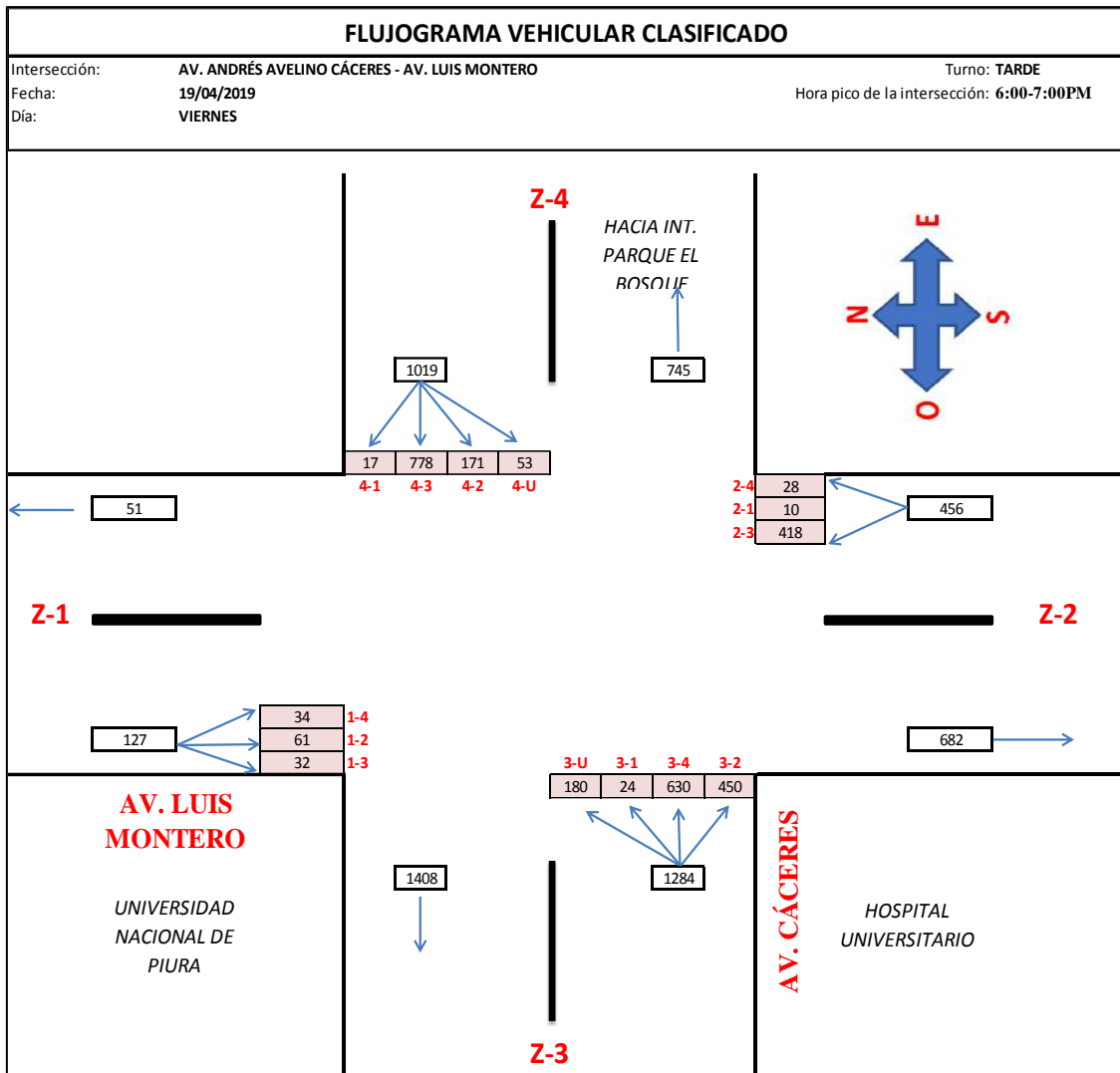


Figura 61. Flujoگرامa vehicular de la Intersección con Av. Luis Montero.
 Fuente: Elaboración propia.

2.3. Análisis vial en las intersecciones con el uso de Synchro 8.0

Synchro 8.0 es un programa que permite modelar gráficamente el flujo vehicular que presenta el panorama de una intersección. Se conoce que, como tal, ocurren 3 tipos de maniobras que terminan en: puntos de convergencia, puntos de divergencia y cruces como se ha mencionado en el Item 1.6.1. Asimismo, este programa es capaz de crear un diagrama de fases para observar cada tiempo que brinda el semáforo.

A continuación, se procederá a analizar cada intersección y su influencia en la avenida principal “Andrés Avelino Cáceres”, identificando la problemática principal partícipe de la congestión del tráfico, es por ello, que se realizarán propuestas como solución a mediano plazo útiles para generar una mejor planificación vial, se optimizarán los tiempos de viaje bajo estándares de seguridad.

Cabe mencionar que, Synchro 8 presenta una ligera desventaja, la cual es que no permite colocar diferentes anchos de carril en dos calzadas distintas separadas por una berma central en común; al estilo conservador se ha considerado tomar la medida más crítica que, en este caso es la menor, con la finalidad de que cumpla en caso se le coloque un ancho mayor.

“Ministerio de Transportes y Comunicaciones” establece bajo su propio reglamento que, no debe existir un carril que otorgue el giro en U; sin embargo, el comportamiento del conductor opta por trasgredir ese reglamento y ocasiona un gran desorden o un caos vehicular en estas intersecciones.

2.3.1. Intersección con Av. Irazola

En esta intersección que surge de la prolongación de la Av. Andrés Avelino Cáceres es una de las vías que conecta el distrito de Piura, Veintiséis de Octubre y Castilla, por lo que existe alta demanda de transitividad. Además de tener un punto muy atractivo que es el centro comercial Open Plaza y la Universidad Nacional de Piura.

La Av. Irazola es considerada una arteria o vía secundaria, esta vía es frecuentada para acceder al centro comercial Open Plaza, los diferentes caseríos y Universidad Nacional de Piura, ya que esta última actualmente su principal puerta de ingreso se encuentra clausurada desde marzo del presente año. Por lo que muchos de los servicios de movilidad han optado por esta avenida, ya no por la Av. Universitaria. Se debe agregar que esta avenida tiene dirección al nuevo puente Juan Pablo II por lo que también hace que sea concurrida esta avenida.

Durante la hora punta, esta intersección recibe 1017 vehículos en dirección OE, de los cuales 641 van en trayectoria recta, 259 y 117 giran a la izquierda y derecha, respectivamente; considerando que en la dirección O-S se tiene un giro libre a la derecha; en dirección EO obtenemos 1263 vehículos, de los cuales 650 van en trayectoria recta, 264, 324 y 25 giran a la izquierda, derecha y “U”, respectivamente; en la dirección NS obtenemos 794 vehículos, de los cuales 299 van en trayectoria recta, 205 y 290 giran a la izquierda y derecha, respectivamente; en dirección SN obtenemos 617 vehículos, de los cuales 241 van en trayectoria recta, 206 y 170 giran a la izquierda y derecha, respectivamente.

Esta intersección presenta una semaforización de 3 fases como se muestra en la Figura 62, para controlar el flujo vehicular proveniente de las 2 avenidas:

Semaforización de la Av. Andrés Avelino Cáceres dirección OE:

- Tiempo rojo: 70 s.
- Tiempo todo rojo: 2 s.
- Tiempo verde: 20 s.
- Tiempo ámbar: 3 s.

Semaforización de la Av. Andrés Avelino Cáceres dirección EO:

- Tiempo rojo: 61 s.
- Tiempo todo rojo: 1 s.
- Tiempo verde: 30 s.
- Tiempo ámbar: 3 s.

Semaforización de la Av. Guillermo Irazola:

- Tiempo rojo: 59 s.
- Tiempo todo rojo: 1 s.
- Tiempo verde: 32 s.
- Tiempo ámbar: 3 s.

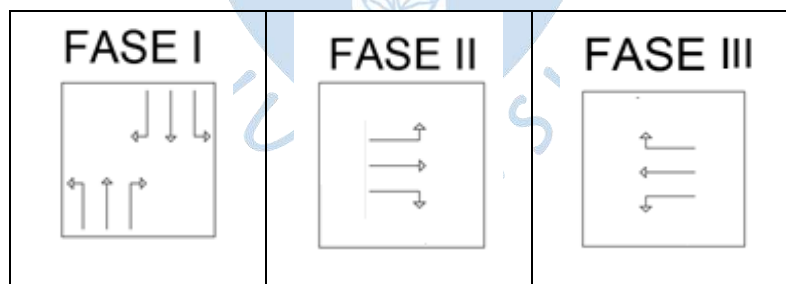


Figura 62. Fases de la intersección 1
Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 63 se presenta el diagrama de fases y cómo ocurren secuencialmente considerando los tiempos antes mencionados y cumpliendo con la longitud de ciclo de 95 segundos.

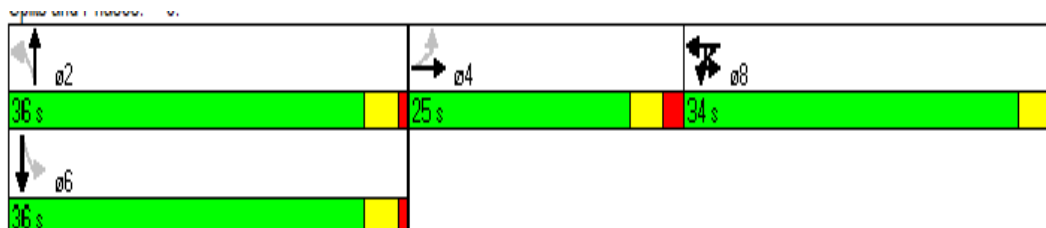


Figura 63. Diagrama de fases de la intersección 1
Fuente: Elaboración propia.

Se puede observar que el total de vehículos que van por la Av. Guillermo Irazola es menor al total de vehículos que van por la Av. Andrés Avelino Cáceres, a pesar de esto en la Av. Guillermo Irazola tiene mayor tiempo de verde. Se observó que existe una deficiencia para controlar el flujo vehicular por semáforos, ya que al tener mucho tiempo en verde se desperdicia tiempo de pase, ocasionando que se forman colas de vehículos en la avenida principal.

Debemos mencionar que el flujo vehicular en esta intersección es variable, de lunes a viernes el flujo vehicular es constante, mientras los sábado y domingo se observa mayor longitud de cola. De lunes a viernes se tiene un promedio de 15 metros de longitud de cola, mientras el día domingo y sábado se tiene un promedio de 90 metros de longitud de colas. Este aumento se debe porque que existe mayor visita al centro comercial, por lo que los conductores están a la espera para ingresar al estacionamiento del centro comercial.

Con los datos obtenidos del conteo vehicular se puede observar que las mototaxis y las motos lineales, considerados vehículos livianos, representa 52.22 %. En los últimos años ha existido un crecimiento del parque automotor respecto a mototaxis y motos lineales. La mayor informalidad se debe a los conductores de estos vehículos como: pasarse luz roja, imprudencia al sobrepasar, giros no permitidos y otros.

Además, la representación de los vehículos livianos y vehículos pesados es 94.35 y 5.65 %, respectivamente, por tanto, se puede concluir que el mayor flujo vehicular se debe a los vehículos livianos. La mayor cantidad de vehículos existentes son los autos representando 31.18 %.

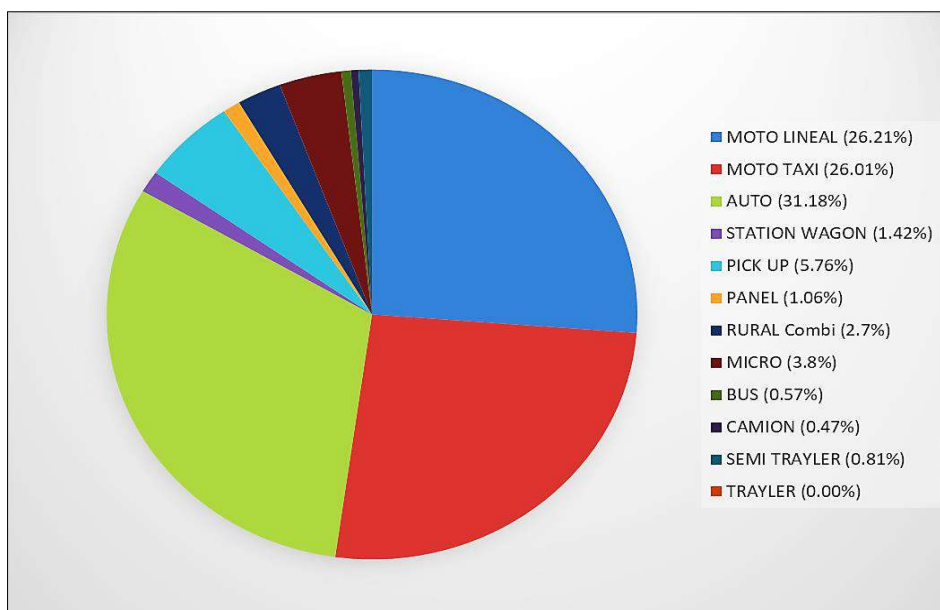


Figura 64. Diagrama circular del conteo vehicular de la intersección 1.
Fuente: Elaboración propia.

Las dimensiones geométricas de la intersección de la Av. Andrés Avelino Cáceres con Av. Guillermo Irazola.

Tabla 23. Dimensiones geométricas de la intersección con Av. Guillermo Irazola.

Dimensiones geométricas de la intersección	Lado	
	Derecho	Izquierdo
	Centro	
Ancho de carril entrada Av. Andrés Avelino Cáceres Este (# Carril)	4.1m (4)	4.2 (3)
Ancho de carril entrada Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (# Carril)	4.6m (3)	3.7m (2)
Ancho de carril de almacenamiento Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (# Carril)	4.6m (1)	-
Largo de carril de almacenamiento Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	15m	-
Ancho de carril entrada Av. Guillermo Irazola Norte (# Carril)	4.4m (2)	3.4m (3)
Ancho de carril entrada Av. Guillermo Irazola Sur (# Carril)	3m (2)	3m (2)
Ancho de berma Av. Andrés Avelino Cáceres Este	3.3m	
Ancho de berma Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	5.9m	
Ancho de berma Av. Guillermo Irazola Norte	2.2 m	
Ancho de berma Av. Guillermo Irazola Sur	5.9 m	
Ancho de vereda Av. Andrés Avelino Cáceres Este	6m	2.3m
Ancho de vereda Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	3.1m	3.4m
Ancho de vereda Av. Guillermo Irazola Norte	1.75m	2.15m
Ancho de vereda Av. Guillermo Irazola Sur	1.95m	1.2m
Ancho de jardín Av. Andrés Avelino Cáceres Este	-	3m
Ancho de jardín Av. Guillermo Irazola Sur	5.4m	1.9m

Fuente: Elaboración propia

Se extrajo de la simulación del programa los datos como nivel de servicio, tiempo de demora y longitud de cola.

Tabla 24. Situación actual de la intersección 1

Parámetro	Situación actual
Nivel de servicio y demora global (seg)	F (354.7)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Este (seg/veh)	F (81.7)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (seg/veh)	F (369.3)
Nivel de servicio y demora - Av. Guillermo Irazola Norte (seg/veh)	F (709.0)
Nivel de servicio y demora - Av. Guillermo Irazola Sur (seg/veh)	F (382.8)
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Este	139.4 m
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	61.3 m
Longitud de colas - Av. Guillermo Irazola Norte	175.8 m
Longitud de colas - Av. Guillermo Irazola Sur	85.2m

Fuente: Elaboración propia

2.3.2. Intersección con Av. Universitaria

En esta intersección actualmente el ingreso y salida principal vehicular de la Universidad Nacional de Piura se encuentra cerrada desde el mes de marzo del año 2019, por lo que ahora es una intersección en “T” a nivel no canalizada. La Av. Universitaria actualmente es una vía de dos carriles con una solo dirección, SN. Para la modelación en Synchro 8, se tomará una intersección tipo Cruz, pero para el carril de la Av. Universitaria Norte se considera que existen 0 vehículos, haciendo que no afecte la simulación, ya que el programa no simula si se idealiza como una intersección en “T”.

La Av. Universitaria, vía arterial o secundaria, y la Av. Andrés Avelino Cáceres son frecuentadas para acceder a la Universidad Nacional de Piura. Los vehículos de servicio público dejan a sus pasajeros cerca de la entrada peatonal de la universidad o el centro comercial. Actualmente no existe un área asignada o paradero con el fin que los vehículos de servicio público puedan estacionarse sin perjudicar la transitividad de los vehículos que van de EO. Solamente, existe señalización de paradero de buses. Este carril no cumple con la demanda existente.

Durante la hora punta, esta intersección recibe 1296 vehículos en dirección OE, de los cuales 1178 van en trayectoria 118 giran a la izquierda; en dirección EO obtenemos 1205 vehículos, de los cuales 1182 van en trayectoria recta, 23 giran en “U”; en dirección SN obtenemos 264 vehículos, de los 203 y 61 vehículos giran a la izquierda y derecha, respectivamente.

Esta intersección presenta una semaforización de 2 fases como se muestra en la Figura 65 para controlar el flujo vehicular proveniente de las 2 avenidas:

Semaforización de la Av. Andrés Avelino Cáceres dirección OE:

- Tiempo rojo: 58 s.
- Tiempo verde: 39 s.

Semaforización de la Av. Andrés Avelino Cáceres dirección EO:

- Tiempo rojo: 42 s.
- Tiempo verde: 23 s.

Semaforización de la Av. Universitaria:

- Tiempo rojo: 55 s.
- Tiempo verde: 23 s.
- Tiempo ámbar: 3 s.

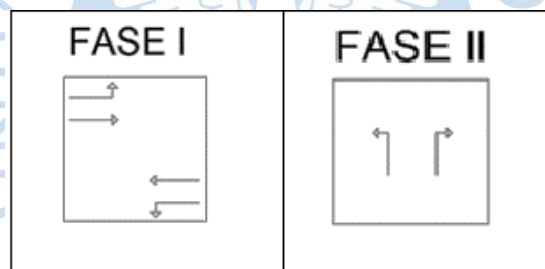


Figura 65. Fases de la intersección 2
Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 66 se presenta el diagrama de fases y cómo ocurren secuencialmente considerando los tiempos antes mencionados y cumpliendo con la longitud de ciclo de 81 segundos. Es necesario mencionar que existen 2 fases, sin embargo, la segunda fase que es la que controla la dirección Este- Oeste y viceversa, presenta un desfase de 16 segundos. Es decir, en la dirección Este-Oeste dura 23 de verde, mientras que en la dirección Oeste- Este dura 39 de verde.



Figura 66. Diagrama de fases de la intersección 2
Fuente: Elaboración propia.

El tiempo de semaforización fue diseñado para cumplir las condiciones cuando la Av. Universitaria, que conecta el ingreso de la universidad, estaba habilitada. Por lo tanto, debe existir un rediseño de estos tiempos.

Existen 118 vehículos que giran en “U”, sin embargo, este giro no está permitido. El operar esta maniobra perjudica drásticamente la transitividad de los vehículos que van en la dirección EO porque genera colas.

Con los datos obtenidos del conteo vehicular se puede observar que las mototaxis y las motos lineales, consideradas vehículos livianos, representan 60.35 %. Ya mencionado anteriormente, los conductores de estos vehículos son los causantes de informalidad, perjudicando el confort de los otros conductores.

Además, la representación de los vehículos livianos y vehículos pesados es 93.22 y 6.78 %, respectivamente, por tanto, se puede concluir que el mayor flujo vehicular se debe a los vehículos livianos. La mayor cantidad de vehículos existentes son los mototaxis representando 36.25 %. Esto se debe a que en esta intersección encontramos un paradero de mototaxis que está cerca del centro comercial Open Plaza y Universidad Nacional de Piura. Es importante recalcar que las personas optan por este servicio de movilidad, ya que es el más económico. (Ver Figura 67).

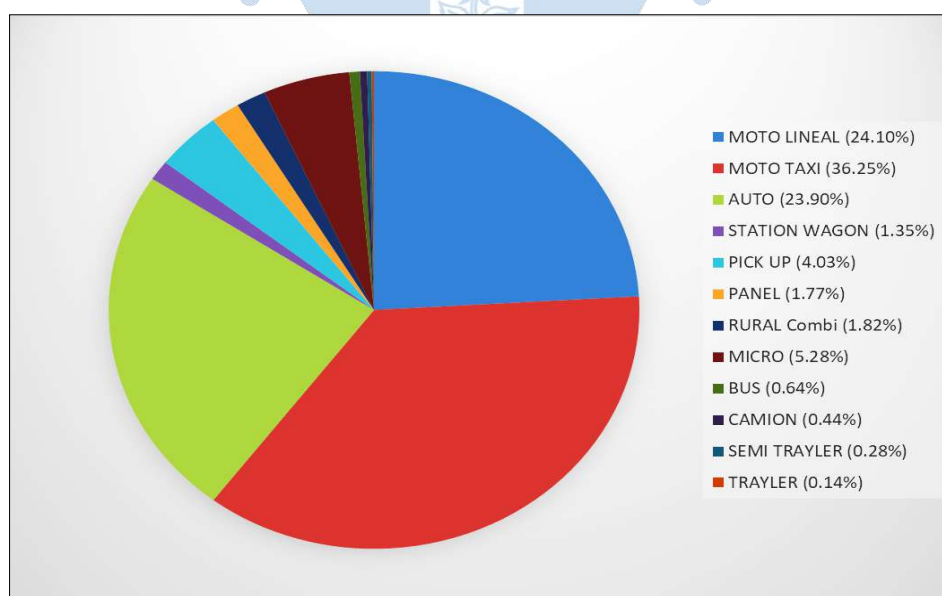


Figura 67. Intersección Av. Andrés avelino Cáceres vs Av. Universitaria
Fuente: Elaboración propia

Las dimensiones geométricas de la intersección de la Av. Andrés Avelino Cáceres con Av. Universitaria. (Ver Tabla 25).

Tabla 25. Dimensiones geométricas de la intersección con Av. Universitaria.

Dimensiones geométricas de la intersección	Lado	
	Derecho	Izquierdo
	Centro	
Ancho de carril entrada Av. Andrés Avelino Cáceres Este (# Carril)	3.5m (2)	3.1m (2)
Ancho de carril entrada Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (# Carril)	3.5m (3)	3.5m (2)
Ancho de carril entrada Av. Universitaria Sur (# Carril)	3.1m (2)	-
Ancho de berma Av. Andrés Avelino Cáceres Este	7.1m	
Ancho de berma Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	7.1m	
Ancho de vereda Av. Andrés Avelino Cáceres Este	2.95m	2.3m
Ancho de vereda Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	3m	6m
Ancho de vereda Av. Universitaria Sur	1m	2.1m
Ancho de jardín Av. Andrés Avelino Cáceres Este	2.3m	2.7m
Ancho de jardín Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	3.1m	-
Ancho de jardín Av. Universitaria Sur	4.35m	1.45m

Fuente: Elaboración propia

En el carril del lado izquierdo Oeste, en la realidad existe 3 carriles, pero para la simulación se ha considerado 2 carriles, ya que el tercer carril sirve como paradero de micros. También se observa que los vehículos como motos lineales, moto taxis y taxis tienen un paradero frente a la puerta principal del centro comercial. (Ver Figura 68).



Figura 68. Paradero de micros frente a Tottus.

Fuente: Elaboración propia.

Se extrajo de la simulación del programa los datos como nivel de servicio, tiempo de demora y longitud de cola. (Ver Tabla 26).

Tabla 26. Situación actual de la intersección 2.

Parámetro	Situación actual
Nivel de servicio y demora global (seg)	F (208.7)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Este (seg)	F (434.3)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (seg)	D (36.6)
Nivel de servicio y demora - Av. Universitaria Sur (seg)	C (26)
Longitud de cola - Av. Andrés Avelino Cáceres Este	174.0 m
Longitud de cola - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	76.8 m
Longitud de cola - Av. Universitaria Sur	19.7 m

Fuente: Elaboración propia.

2.3.3. Intersección con Av. Luis Montero

En esta intersección se encuentra otro ingreso a la Universidad Nacional de Piura. Actualmente el ingreso y salida vehicular de la universidad se encuentra permitida solo para vehículos autorizados, por esta razón, existe un bajo flujo vehicular, 127 vehículos.

La Av. Luis Montero, vía arterial o secundaria, y la Av. Andrés Avelino Cáceres son frecuentadas porque tienen como punto atractivo la academia IDEPUNP.

Durante la hora punta, esta intersección recibe 1284 vehículos en dirección OE, de los cuales 630 van en trayectoria recta, 24, 450, 180 giran a la izquierda, derecha y en "U", respectivamente; en dirección EO obtenemos 1019 vehículos, de los cuales 778 van en trayectoria recta, 171, 17 y 53 giran a la izquierda, derecha y "U", respectivamente; en la dirección NS obtenemos 127 vehículos, de los cuales 61 van en trayectoria recta, 34 y 32 giran a la izquierda y derecha, respectivamente; en dirección SN obtenemos 456 vehículos, de los cuales 10 van en trayectoria recta, 418 y 28 giran a la izquierda y derecha, respectivamente.

Esta intersección presenta una semaforización de 2 fases como se muestra en la Figura 69, para controlar el flujo vehicular proveniente de las 2 avenidas.

Semaforización de la Av. Andrés Avelino Cáceres:

- Tiempo rojo: 33 s.
- Tiempo verde: 30 s.
- Tiempo ámbar: 3 s.

Semaforización de la Av. Luis Montero:

- Tiempo rojo: 33 s.
- Tiempo verde: 30 s.
- Tiempo ámbar: 3 s.

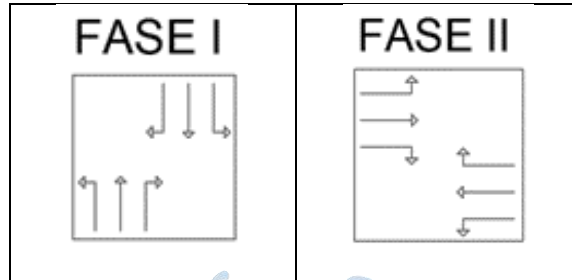


Figura 69. Fases de la intersección 3
Fuente. Elaboración propia.

En la Figura 70 se presenta el diagrama de fases y cómo ocurren secuencialmente considerando los tiempos antes mencionados y cumpliendo con la longitud de ciclo de 66 segundos.

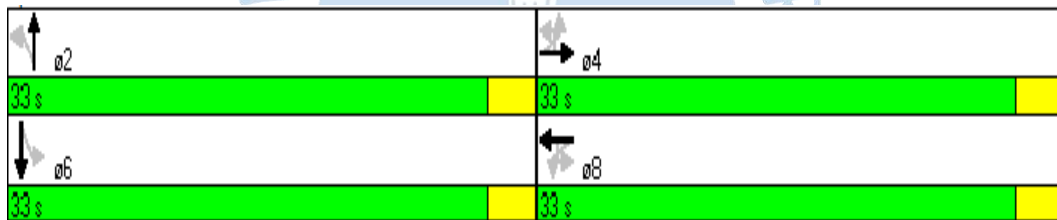


Figura 70. Diagrama de fases de la intersección 3
Fuente. Elaboración propia.

Se puede observar que el total de vehículos que van por la Av. Luis Montero es menor al total de vehículos que van por la Av. Andrés Avelino Cáceres, a pesar de esto en la Av. Luis Montero tiene igual tiempo de verde. Se observó que existe una deficiencia para controlar el flujo vehicular por semáforos, ya que al tener mucho tiempo en verde se desperdicia tiempo de pase, ya que se forman colas de vehículos en los carriles que van por la Av. Andrés Avelino Cáceres.

Con los datos obtenidos del conteo vehicular se puede observar que las mototaxis y las motos lineales, consideradas vehículos livianos, representan 55.65 %. Ya mencionado anteriormente los conductores de estos vehículos son los causantes de informalidad perjudicando el confort y seguridad de los otros conductores.

Además, la representación de los vehículos livianos y vehículos pesados es 93.63 y 6.37 %, respectivamente, por tanto, se puede concluir que el mayor flujo vehicular se debe a los vehículos livianos. La mayor cantidad de vehículos existentes son las mototaxis representando 29.91 %. (Ver Figura 71).

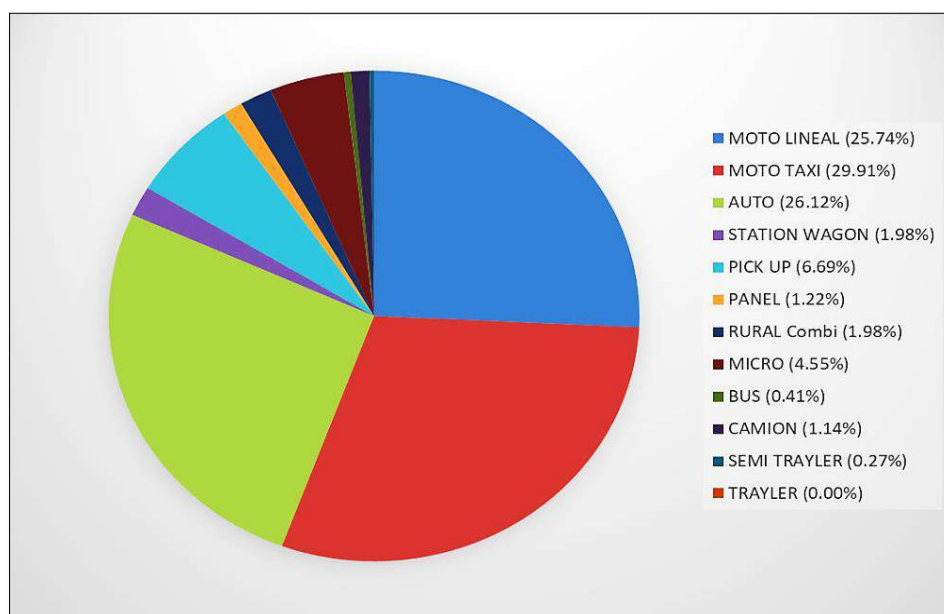


Figura 71. Intersección Av. Andrés Avelino Cáceres vs Av. Luis Montero.

Fuente: Elaboración propia

Las dimensiones geométricas de la intersección de la Av. Andrés Avelino Cáceres con Av. Luis Montero. (Ver Tabla 27).

Se extrajo de la simulación del programa los datos como nivel de servicio, tiempo de demora y longitud de cola. (Ver Tabla 28).

Tabla 27. Dimensiones geométricas de la intersección con Av. Luis Montero.

Dimensiones geométricas de la intersección	Lado	
	Derecho	Izquierdo
	Centro	
Ancho de carril entrada Av. Andrés Avelino Cáceres Este (# Carril)	3.3m (2)	3.3m (2)
Ancho de carril entrada Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (# Carril)	3.3m (2)	3.3m (2)
Ancho de carril entrada Av. Luis Montero Norte (# Carril)	3.45m (1)	3.45m (1)
Ancho de carril entrada Av. Luis Montero Sur (# Carril)	3.1m (2)	3.1m (2)
Ancho de berma Av. Andrés Avelino Cáceres Este	7.15m	
Ancho de berma Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	7.15m	
Ancho de berma Av. Luis Montero Sur	7m	
Ancho de vereda Av. Andrés Avelino Cáceres Este	1.5m	2.1m
Ancho de vereda Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	2m	2.3m
Ancho de vereda Av. Luis Montero Norte	1.5m	1.5m
Ancho de vereda Av. Luis Montero Sur	2m	2m
Ancho de jardín Av. Andrés Avelino Cáceres Este	6.2m	-
Ancho de jardín Av. Luis Montero Sur	3m	5m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 28. Situación actual de la intersección 3

Parámetro	Situación actual
Nivel de servicio y demora global (seg)	F (372.8)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Este (seg)	F (190.2)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (seg)	F (170.4)
Nivel de servicio y demora - Av. Luis Montero Norte (seg)	B (11.5)
Nivel de servicio y demora - Av. Luis Montero Sur (seg)	D (53.3)
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Este	107.1 m
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	159.4 m
Longitud de colas - Av. Luis Montero Norte	10.2
Longitud de colas - Av. Luis Montero Sur	24 m

Fuente: Elaboración propia.

2.4. Ejecución del programa Synchro 8.0

A continuación, se muestra la simulación en 3D del flujo vehicular que circula entre la Av. Guillermo Irazola y la Av. Andrés Avelino Cáceres. La intención de esta investigación es, crear un escenario que se parezca lo más posible a la realidad, en ese sentido, cada carril tiene su propio sentido de giro y a esto se suma, los tiempos de los semáforos, los cuales sólo indican el tiempo total del ciclo, colocando valores de verde, ámbar y todo rojo para cada intersección.

Asimismo, en el sentido este, se ha incrementado un carril ficticio, el cual se encarga de girar en U, lo que el MTC concluye que no es permitido realizar ese movimiento, puesto que, genera mayor congestión vehicular, es así que, debido al comportamiento del conductor y a la trasgresión de las normas de seguridad vial, se realiza sin ninguna restricción por parte de las autoridades.

El programa asigna cada color de semáforo para cada carril perteneciente a la calzada, lo que facilita el entendimiento de los movimientos que cada vehículo de determinado carril está obligado a realizar.

Cabe señalar que, solo se ha introducido un “*storage length*” o “longitud de almacenamiento” a la primera intersección, sección Oeste. (Ver Figura 72, Figura 73 y Figura 74).

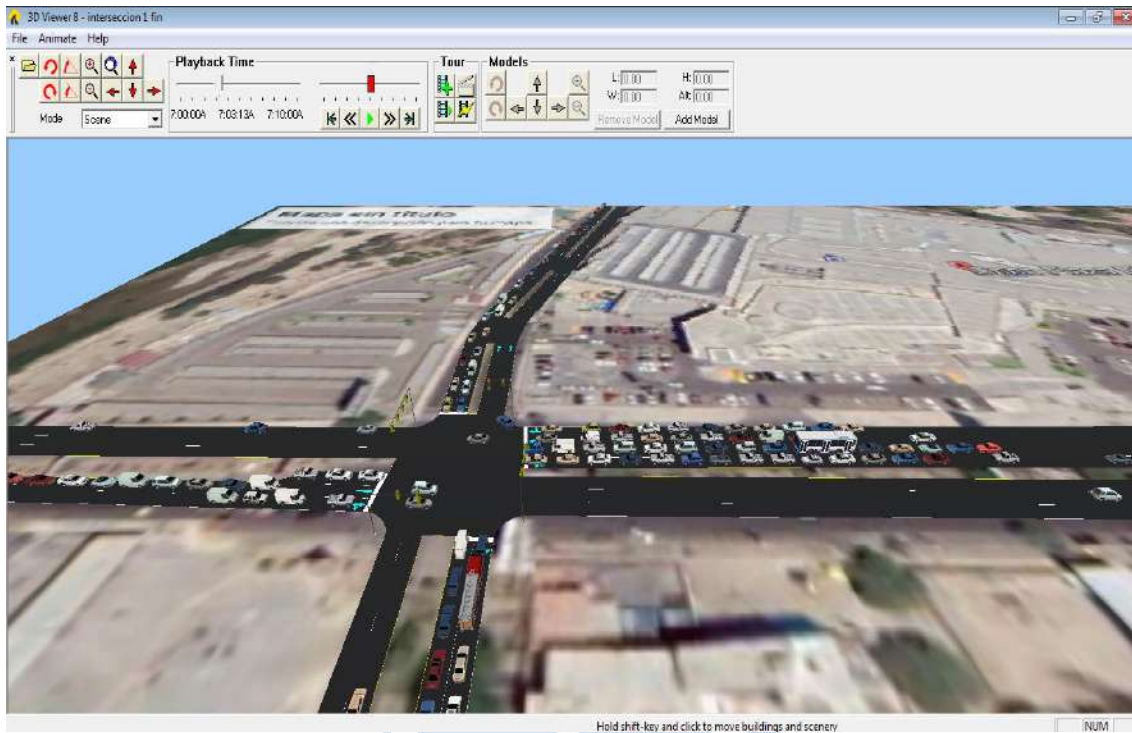


Figura 72. Simulación de la Intersección con la Av. Guillermo Irazola
Fuente. Elaboración propia en Synchro 8.0

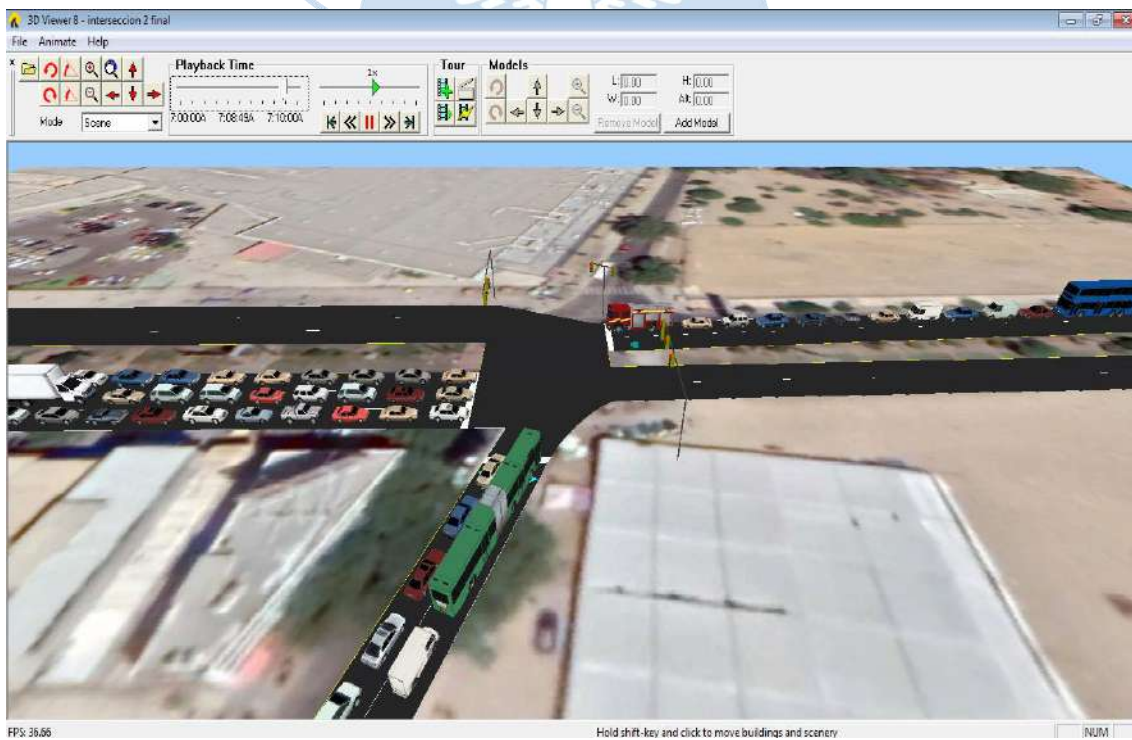
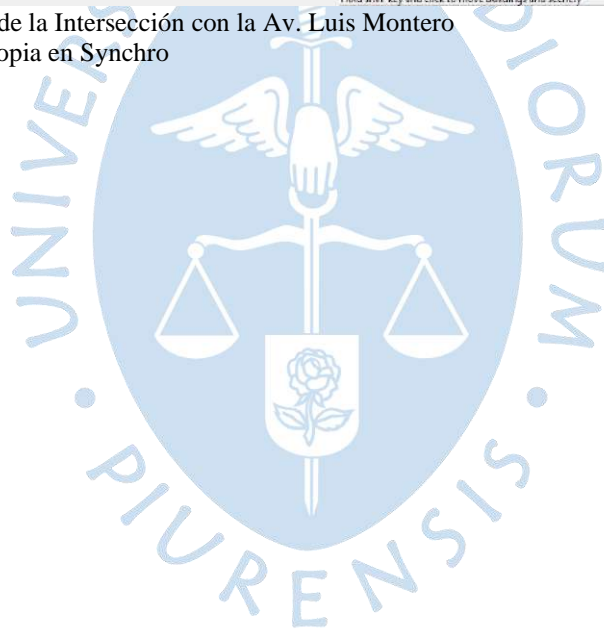


Figura 73. Simulación de la Intersección con la Av. Universitaria.
Fuente. Elaboración propia en Synchro 8.0



Figura 74. Simulación de la Intersección con la Av. Luis Montero Fuente. Elaboración propia en Synchro



Capítulo 3

Propuestas de solución considerando el análisis de capacidad y niveles de servicio con Synchro 8.0

3.1. Av. Guillermo Irazola

Después de haber hecho la simulación de la intersección con el software Synchro 8.0 se obtuvo del reporte un nivel de servicio F, esto refleja la transitividad de los vehículos.

El nivel F es el peor de los índices de nivel de servicio, este bajo nivel se puede observar por la simulación que los vehículos que dan vuelta en U perjudican a los vehículos que están en cola para seguir su trayecto, ya que estos no pueden girar libremente ya que, en el carril opuesto, estos también se encuentran en su momento para poder avanzar (tiempo verde).

En la Figura 75 se puede observar que el carril más perjudicado es el de la Av. Guillermo Irazola lado Norte, se debe a que se origina una cola porque existen vehículos que desean girar a la izquierda no puede entrar a la intersección porque si origina mucho punto de conflictos con los vehículos que vienen de la dirección Sur.

Los vehículos que vienen de la dirección Este y giran en U, son mototaxis, motos lineales y autos, esto es un mal hábito del conductor, porque no se encontró alguna razón para realizar este movimiento simplemente es una decisión tomada al azar.

En la simulación se observa que la cola más larga ocurre en la dirección NORTE (aproximadamente toda la longitud que abarca el centro comercial Open Plaza) y le sigue la dirección ESTE (aproximadamente a la mitad del largo del centro comercial Open Plaza); esto ocurre debido a que existe un carril de estacionamiento de micros al lado adyacente de este centro comercial, el cual tiende a que se reduzca el espacio por el cual los vehículos pueden

transitar; es por ello que se debe prever de un espacio adecuado y libre de tránsito para que no ocurran interrupciones.



Figura 75. Simulación de la Intersección 1.
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

Esta intersección es la más conflictiva de las 3 intersecciones estudiadas porque es la que alberga mayor volumen vehicular y el punto de encuentro entre los vehículos que vienen y van de Piura a Castilla y viceversa.

Actualmente la intersección está limitada geoméricamente de la siguiente manera como se muestra en la Figura 76.



Figura 76. Vista satelital de la intersección 1.
Fuente: Google Earth.

Se actualizará el flujograma con los siguientes cambios:

- Los vehículos que giran en U desde la dirección Este, serán agregados como Giro a la izquierda, ya que es lo más adecuado.
- Actualmente en la Av. Andrés Avelino Cáceres los vehículos que vienen de la dirección Oeste tienen giro libre a la derecha. Se optará por esta opción para los vehículos que vienen de la dirección Este.

En la Figura 77 se observa la actualización del flujograma considerando los cambios ya mencionados.

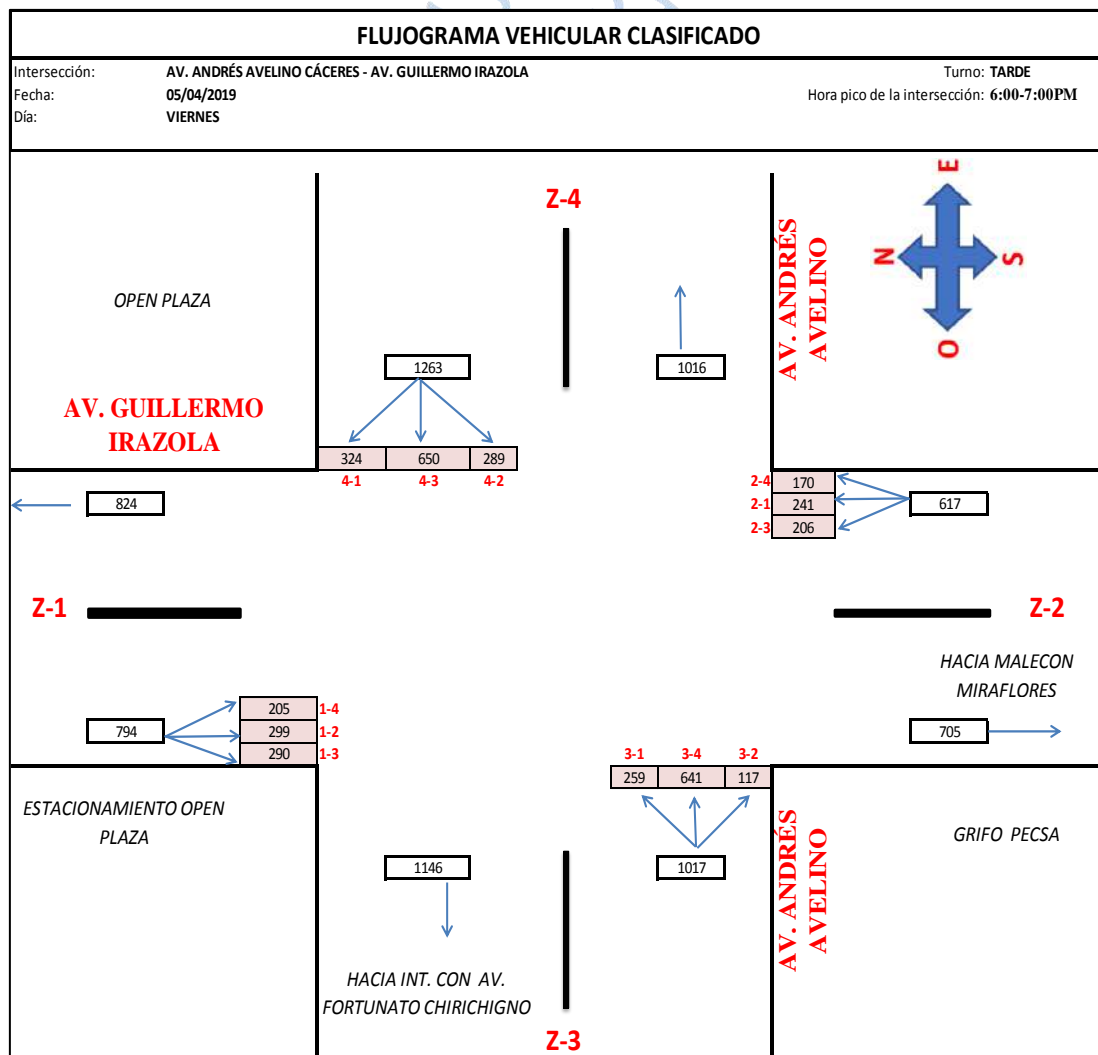


Figura 77. Actualización del flujograma de la intersección 1
 Fuente: Elaboración Propia

3.1.1. Determinación del tiempo de despeje

Los vehículos que transitan en la Av. Andrés Avelino Cáceres recorren una distancia de 21.5 m en la intersección correspondiente al ancho de la Av. Guillermo Irazola y los vehículos que transitan en Av. Guillermo Irazola recorren una distancia de 34.5 m en la intersección correspondiente al ancho de la Av. Andrés Avelino Cáceres.

A continuación, se indican dichos tiempos, para lo cual ha sido necesario la velocidad de recorrido de los vehículos la cual se ha obtenido con la tabla de Velocidades de marcha teóricas en función de la velocidad de diseño (ver Tabla 29), usando la fórmula de la Ecuación 23 resultó un tiempo de ámbar de 3 segundos, un tiempo de todo rojo de 2 segundos para la Av. Andrés Avelino Cáceres y de 3 segundos para la Av. Guillermo Irazola. Sin embargo, se ha escogido un diseño de 2 segundos de todo rojo para ambas direcciones.

Tabla 29. Tabla de tiempo despeje intersección 1.

Dirección	t (s)	v (km/h)	v (m/s)	f	g (m/s ²)	w (m)	L (m)	t ambar (s)	t todo rojo (s)	I min (s)
Av. Andrés Avelino Cáceres	1	45	12.500	0.33	9.81	21.5	3.5	2.931	2.000	4.931
Av. Guillermo Irazola	1	45	12.500	0.33	9.81	34.5	3.5	2.931	3.040	5.971

Fuente: Elaboración propia

3.1.2. Primera propuesta: Optimización de tiempos para fases actuales

Para mejorar el nivel de servicio de esta intersección optimizaremos los tiempos de los semáforos para las fases que existen actualmente, como se indicará a continuación:

- Una primera fase en la que la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz verde en sentidos Oeste y el resto de los sentidos, luz roja. (Ver Figura 78).

FASE I

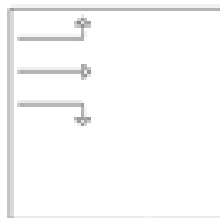


Figura 78. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 -Propuesta 1

Fuente: Elaboración propia

- Una segunda fase en la que la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz verde en sentido Este y el resto de los sentidos, luz roja. (Ver Figura 79).

FASE II

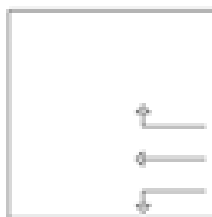


Figura 79. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 - Propuesta 1
Fuente: Elaboración propia

- Una tercera fase en la que la Av. Guillermo Irazola tiene luz verde en sentido que vienen del norte y del sur y la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz roja. (Ver Figura 80).

FASE III

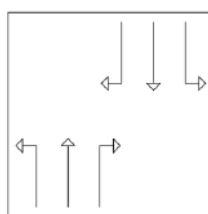


Figura 80. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 - Propuesta 1
Fuente: Elaboración propia

Los tiempos optimizados serán los siguientes:

- Primera fase
 - Verde (16 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Todo Rojo (2 Segundos)
 - Rojo (51 Segundos)

- Segunda fase
 - Verde (17 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Todo Rojo (2 Segundos)
 - Rojo (50 Segundos)

- Tercera fase
 - Verde (24 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)

- Todo Rojo (2 Segundos)
- Rojo (43 Segundos)

Se obtiene una duración de ciclo de 72 segundos como se muestra en la Figura 81:

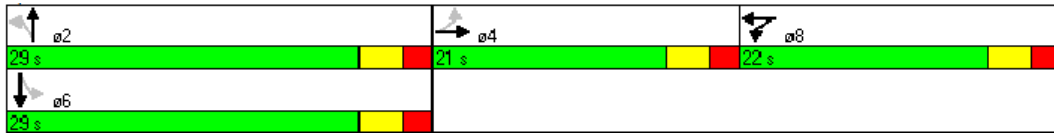


Figura 81. Diagrama de Fases de la intersección 1 – Propuesta 1
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

A continuación, en la Tabla 30 se observará las mejoras del nivel de servicio, demora y longitud de cola.

Podemos observar que el nivel de servicio aún sigue siendo F, pero relativamente ha disminuido la longitud de cola y el tiempo de demora. En la situación actual los resultados eran muy críticos.

Tabla 30. Propuesta 1 para la intersección 1

Parámetro	Situación actual	Propuesta 1
Nivel de servicio y demora global (seg)	F (282.2)	F (228.5)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Este (seg/veh)	E (70.4)	F (165.2)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (seg/veh)	F (112.2)	E (61.6)
Nivel de servicio y demora - Av. Guillermo Irazola Norte (seg/veh)	F (726.6)	F (478)
Nivel de servicio y demora - Av. Guillermo Irazola Sur (seg/veh)	F (415.7)	F (312.1)
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Este	92.9 m	73.9 m
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	98.8 m	71.3 m
Longitud de colas - Av. Guillermo Irazola Norte	129.8 m	93 m
Longitud de colas - Av. Guillermo Irazola Sur	97 m	70.4 m

Fuente: Elaboración propia

3.1.3. Segunda propuesta: Optimización de tiempos para 2 fases

Para mejorar el nivel de servicio de esta intersección se cambiará las fases existentes por una opción de 2 fases, como se indicará a continuación.

- Una primera fase en la que Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Guillermo Irazola tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 82).

FASE I

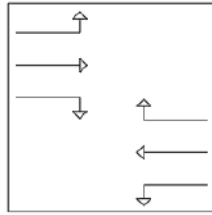


Figura 82. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 -Propuesta 2
Fuente: Elaboración propia.

- Una segunda fase en la que Av. Guillermo Irazola tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 83).

FASE II

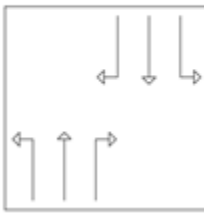


Figura 83. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 -Propuesta 2
Fuente: Elaboración propia.

Los tiempos optimizados serán los siguientes:

- Primera fase
 - Verde (19 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Todo Rojo (2 Segundos)
 - Rojo (26 Segundos)

- Segunda fase
 - Verde (21 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Todo Rojo (2 Segundos)
 - Rojo (24 Segundos)

Se obtiene una duración de ciclo de 50 segundos como se muestra en la Figura 84:

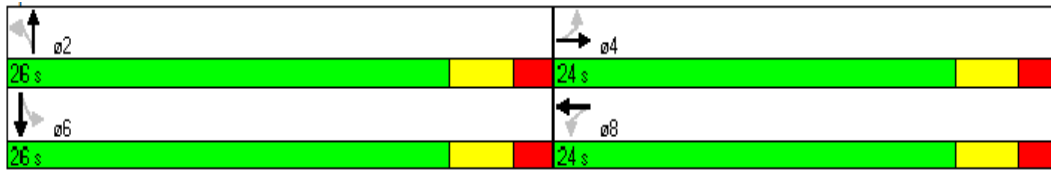


Figura 84. Diagrama de fases de la intersección 1 – Propuesta 2
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

A continuación, en la Tabla 31 se observará las mejoras del nivel de servicio, demora y longitud de cola.

Podemos observar que el nivel de servicio aún sigue siendo F, pero relativamente ha disminuido significativamente la longitud de cola y tiempo de demora, como se puede ver en la Av. Andrés Avelino Cáceres Este y Oeste un nivel de servicio C. Además, que en la Av. Guillermo Irazola sus niveles de servicio aún siguen siendo F, pero sus parámetros se han reducido a la mitad.

Tabla 31. Propuesta 2 para la intersección 1

Parámetro	Situación actual	Propuesta 2
Nivel de servicio y demora global (seg)	F (282.2)	F (122.7)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Este (seg/veh)	E (70.4)	C (34.1)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (seg/veh)	F (112.2)	C (20.3)
Nivel de servicio y demora - Av. Guillermo Irazola Norte (seg/veh)	F (726.6)	F (386.8)
Nivel de servicio y demora - Av. Guillermo Irazola Sur (seg/veh)	F (415.7)	F (132.8)
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Este	92.9 m	52.3 m
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	98.8 m	28.3 m
Longitud de colas - Av. Guillermo Irazola Norte	129.8 m	54.3 m
Longitud de colas - Av. Guillermo Irazola Sur	97 m	42.1 m

Fuente: Elaboración propia

3.1.4. Tercera propuesta: Giro exclusivo para carriles del Oeste-Este

A continuación, se muestra la Tabla 32, la cual señala los cálculos del producto cruzado, el cual consiste en multiplicar los vehículos que giran a la izquierda y los que vienen de frente en la dirección paralela de acuerdo a las mismas fases del semáforo. Se ha considerado optar por colocar una fase de giro exclusivo en la dirección Oeste y Este.

Tabla 32. Producto cruzado de la intersección 1.

Dirección	Volumen de giro a la izquierda	No. Carriles en sentido opuesto	Dirección opuesta	Volumen en sentido opuesto	Volumen opuesto por carril	Producto cruzado
1-4	205	2	2-1	241	121	24703
2-3	206	2	1-2	441	221	45423
3-1	259	-	-	-	-	-
4-2	289	-	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Para mejorar el nivel de servicio de esta intersección optaremos por agregar una fase de giro exclusivo para los vehículos procedentes de la Av. Andrés Avelino Cáceres, teniendo así 3 fases, como se indicará a continuación:

- Una primera fase en la que la Av. Guillermo Irazola tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 85).

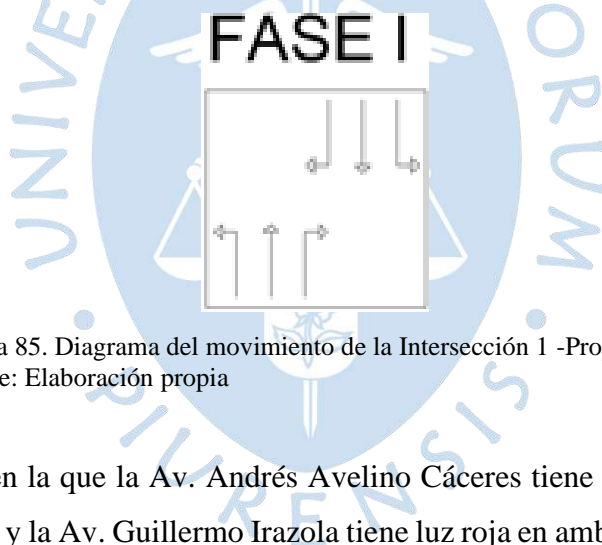


Figura 85. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 -Propuesta 3
Fuente: Elaboración propia

- Una segunda fase en la que la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene giro exclusivo en ambos sentidos (luz verde) y la Av. Guillermo Irazola tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 86).

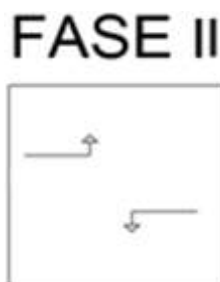


Figura 86. Diagrama del movimiento de la intersección 1 -Propuesta 3
Fuente: Elaboración propia

- Una tercera fase en la que la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz verde en ambos sentidos menos para giro a la izquierda y la Av. Guillermo Irazola tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 87).

FASE III

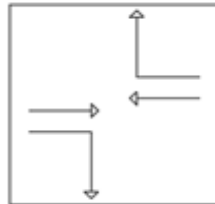


Figura 87. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 -Propuesta 3
Fuente: Elaboración propia

Los tiempos optimizados serán los siguientes:

- Primera fase
 - Verde (23 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Todo Rojo (2 Segundos)
 - Rojo (34 Segundos)
- Segunda fase
 - Verde (10 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Rojo (49 Segundos)
- Tercera fase
 - Verde (16 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Todo Rojo (2 Segundos)
 - Rojo (41 Segundos)

Se obtiene una duración de ciclo de 62 segundos como se muestra en la Figura 88:

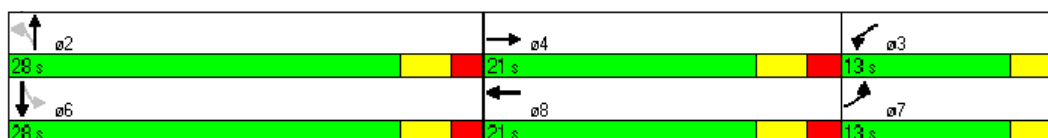


Figura 88. Diagrama de Fases de la intersección 1 – Propuesta 3.

Fuente: Elaboración Synchro 8.0

Se deberá realizar un cambio mínimo de la geometría en el carril de almacenamiento existente, este actualmente es de 15 metros, pero no abastece la cantidad de vehículos actualmente, por lo tanto, se deberá aumentar a 30 metros de largo.

No es posible agregar un carril de almacenamiento en la Av. Andrés Avelino Cáceres Este, debido a que existe un poste de luz que no permite construir otro carril. Además, se realizó la simulación creando dicho carril, pero este no mejora el nivel de servicio. Esto se puede deber a que con los 4 carriles existentes es suficiente para satisfacer el volumen vehicular y el carril opuesto a este.

A continuación, en la Tabla 33bse observará las mejoras del nivel de servicio, demora y longitud de cola.

Tabla 33. Propuesta 3 para la intersección 1

Parámetro	Situación actual	Propuesta 3
Nivel de servicio y demora global (seg)	F (282.2)	F (187.8)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Este (seg/veh)	E (70.4)	F (168.9)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (seg/veh)	F (112.2)	D (42.6)
Nivel de servicio y demora - Av. Guillermo Irazola Norte (seg/veh)	F (726.6)	F (373.8)
Nivel de servicio y demora - Av. Guillermo Irazola Sur (seg/veh)	F (415.7)	F (226.8)
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Este	92.9 m	70 m
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	98.8 m	46.3 m
Longitud de colas - Av. Guillermo Irazola Norte	129.8 m	73.5 m
Longitud de colas - Av. Guillermo Irazola Sur	97 m	56.5 m

Fuente: Elaboración propia

3.1.5. Cuarta propuesta: Giro exclusivo para carriles del Oeste-Este y Sur-Norte

Como se muestra en la Tabla 32, la cual señala los cálculos del producto cruzado, el cual consiste en multiplicar los vehículos que giran a la izquierda y los que vienen de frente en la dirección paralela de acuerdo con las mismas fases del semáforo. Se ha considerado optar por colocar una fase de giro exclusivo en la dirección Oeste, Este, Sur y Norte.

Para mejorar el nivel de servicio de esta intersección optaremos por agregar una fase de giro exclusivo para los vehículos procedentes de la Av. Andrés Avelino Cáceres y la Av. Guillermo Irazola, teniendo así 4 fases, como se indicará a continuación:

- Una primera fase en la que la Av. Guillermo Irazola tiene giro exclusivo en ambos sentidos (luz verde) y la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 89).

FASE I

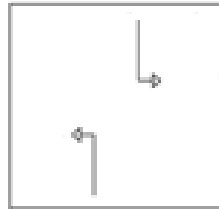


Figura 89. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 - Propuesta 4
Fuente: Elaboración propia

- Una segunda fase en la que la Av. Guillermo Irazola tiene luz verde en ambos sentidos menos para giro a la izquierda y la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 90).

FASE II

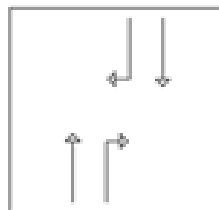


Figura 90. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 - Propuesta 4
Fuente. Elaboración propia.

- Una tercera fase en la que la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene giro exclusivo en ambos sentidos (luz verde) y la Av. Guillermo Irazola tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 91).

FASE III

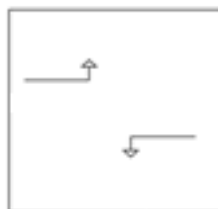


Figura 91. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 - Propuesta 4
Fuente. Elaboración propia.

- Una cuarta fase en la que la Av. Guillermo Irazola tiene luz verde en ambos sentidos menos para giro a la izquierda y la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 92).

FASE IV

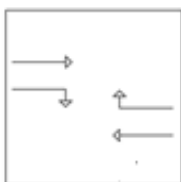


Figura 92. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 - Propuesta 4
Fuente. Elaboración propia.

Los tiempos optimizados serán los siguientes:

- Primera fase
 - Verde (12 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Rojo (74 Segundos)

- Segunda fase
 - Verde (21 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Todo Rojo (2 Segundos)
 - Rojo (63 Segundos)

- Tercera fase
 - Verde (15 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Rojo (71 Segundos)

- Cuarta fase
 - Verde (25 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Todo Rojo (2 Segundos)
 - Rojo (59 Segundos)

Se obtiene una duración de ciclo de 89 segundos como se muestra en la Figura 93:

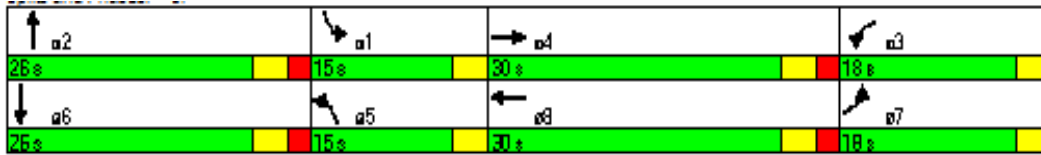


Figura 93. Diagrama de fases de la intersección 1 – Propuesta 4.
Fuente: Elaboración propia.

Se deberá realizar un cambio mínimo de la geometría en el carril de almacenamiento existente, este actualmente es de 15 metros, pero no abastece la cantidad de vehículos actualmente, por lo tanto, se deberá aumentar a 30 metros de largo.

No es posible agregar un carril de almacenamiento en la Av. Andrés Avelino Cáceres Este, debido a que existe un poste de luz que no permite construir otro carril. Además, se realizó la simulación creando dicho carril, pero este no mejora el nivel de servicio. Esto se puede deber a que con los 4 carriles existentes es suficiente para satisfacer el volumen vehicular y el carril opuesto a este.

Se deberá realizar un cambio de la geometría agregando un carril de almacenamiento en ambas direcciones de la Av. Guillermo Irazola, longitud de 20 y 25 metros; respectivamente. Por ende, las nuevas medidas; para el lado norte, la berma se reducirá a 0.8 metros y se tendrá que hacer una reconstrucción de los carriles 3.4 metros de ancho; Para el lado Sur, la berma de 5.9 metros se reducirá a 2.9 metros para añadir un carril de 3 metros de ancho. (Ver Figura 94).



Figura 94. Nueva geometría de la intersección 1
Fuente: Elaboración propia

A continuación, en la Tabla 34 se observa las mejoras del nivel de servicio, demora y longitud de cola.

Se observa que el nivel de servicio y demora global disminuye a la mitad, es una mejora significativa, si bien mejora los NDS siguen siendo deficientes. Además de haber disminuido la longitud de cola en la Av. Guillermo Irazola Norte, debemos recalcar que en esta ha disminuido significativamente, debido a que la longitud de cola es relativamente larga.

Tabla 34. Propuesta 4 para la intersección 1

Parámetro	Situación actual	Propuesta 4
Nivel de servicio y demora global (seg)	F (282.2)	F (104.3)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Este (seg/veh)	E (70.4)	F (152.7)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (seg/veh)	F (112.2)	D (46.3)
Nivel de servicio y demora - Av. Guillermo Irazola Norte (seg/veh)	F (726.6)	F (125.7)
Nivel de servicio y demora - Av. Guillermo Irazola Sur (seg/veh)	F (415.7)	E (73.4)
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Este	92.9 m	101.5 m
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	98.8 m	65.9 m
Longitud de colas - Av. Guillermo Irazola Norte	129.8 m	70.2 m
Longitud de colas - Av. Guillermo Irazola Sur	97 m	51.6 m

Fuente: Elaboración propia

3.2. Av. Universitaria

Luego de haber hecho la simulación de la intersección con el software Synchro 8.0 se obtuvo del reporte un nivel de servicio F, esto refleja la transitividad de los vehículos.

El nivel F es el peor de los índices de nivel de servicio, este alto nivel se puede observar por la simulación que los vehículos que dan vuelta en U perjudican a los vehículos que están en cola para seguir su trayecto, ya que estos no pueden girar libremente porque en el carril opuesto, estos también se encuentran en su momento para poder avanzar (tiempo verde).

Los vehículos que vienen de la dirección Este y giran en U, son mototaxis y motos lineales, esto es un mal hábito del conductor, porque no se encontró alguna razón para realizar este movimiento simplemente es una decisión tomada al azar.

Los vehículos que vienen de la dirección Oeste y giran en U, estos vehículos realizan dicha maniobra ya que cerca se encuentra un paradero o porque son vehículos que se estacionan para dejar algún pasajero ya que aquí encontramos la entrada a la universidad y al centro comercial.

Actualmente la intersección está limitada geoméricamente como se muestra en la Figura 95, de la siguiente manera.



Figura 95. Vista satelital de la intersección 2.
Fuente: Elaboración propia.

Se actualizará el flujograma con los siguientes cambios:

- Los vehículos que giran en U desde la dirección Este, serán agregados como trayectoria recta, ya que solo tendrían esa opción ya que el carril perpendicular solo tiene una dirección.
- Los vehículos que giran en U desde la dirección Oeste, serán agregados como trayectoria recta, ya que solo tendrían esa opción ya que el carril perpendicular solo tiene una dirección.

En la Figura 96 se observa la actualización del flujograma considerando los cambios ya mencionados.

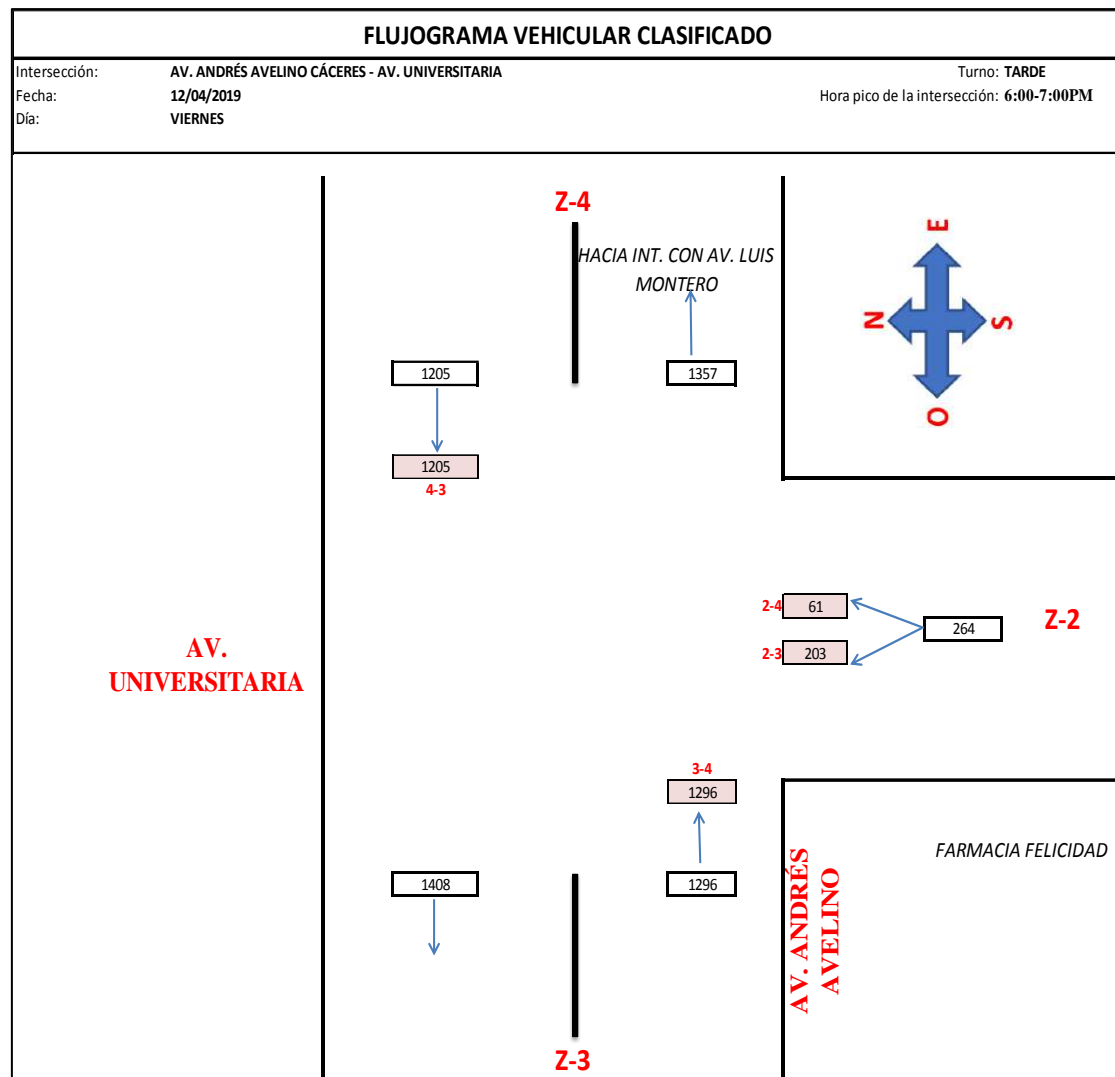


Figura 96. Actualización del flujograma de la intersección 2
Fuente: Elaboración propia

3.2.1. Determinación del tiempo de despeje

Los vehículos que transitan en la Av. Andrés Avelino Cáceres recorren una distancia de 6.2 m en la intersección correspondiente al ancho de la Av. Universitaria y los vehículos que transitan en Av. Universitaria recorren una distancia de 17.5 m en la intersección correspondiente al ancho de la Av. Andrés Avelino Cáceres. Es necesario calcular los tiempos de duración de ámbar y todo rojo, actualmente no hay tiempo de todo rojo, al no existir origina que el semáforo dé verde a la calle transversal cuando algunos conductores se encuentran aun cruzando la intersección, ocasionando pérdidas de tiempo de verde y congestión.

A continuación, se indican dichos tiempos, para lo cual ha sido necesario la velocidad de recorrido de los vehículos, la cual se ha obtenido con la tabla de velocidades de marcha teóricas en función de la velocidad de diseño (ver Tabla 35), usando la fórmula de la Ecuación 23 resultó

un tiempo de ámbar de 3 segundos, un tiempo de todo rojo de 0.776 segundos para la Av. Andrés Avelino Cáceres y de 1.688 segundos para la Av. Universitaria, aproximándolos. Sin embargo, se ha escogido un diseño de 1 segundo de todo rojo para ambas direcciones.

Tabla 35. Tabla de tiempo despeje intersección 2

<i>Dirección</i>	<i>t (s)</i>	<i>v (km/h)</i>	<i>v(m/s)</i>	<i>f</i>	<i>g (m/s²)</i>	<i>w (m)</i>	<i>L (m)</i>	<i>t ambar (s)</i>	<i>t todo rojo (s)</i>	<i>I min (s)</i>
Av. Andrés Avelino Cáceres	1	45	12.500	0.33	9.81	6.2	3.5	2.931	0.776	3.707
Av. Universitaria	1	45	12.500	0.33	9.81	17.5	3.5	2.931	1.680	4.611

Fuente: Elaboración propia.

3.2.2. Primera propuesta: Fases actuales con tiempos optimizados

Para mejorar el nivel de servicio de esta intersección optimizaremos los tiempos de los semáforos para las fases que existen actualmente, como se indicará a continuación:

- Una primera fase en la que la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Universitaria tiene luz roja. (Ver Figura 97).

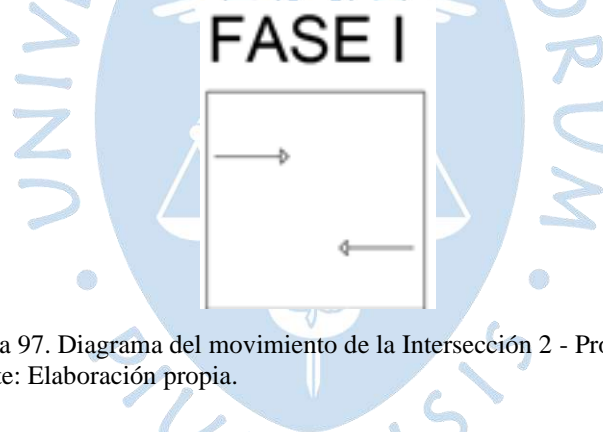


Figura 97. Diagrama del movimiento de la Intersección 2 - Propuesta 1
Fuente: Elaboración propia.

- Una segunda fase en la que la Av. Universitaria tiene luz verde en sentido que vienen del este y la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz roja. (Ver Figura 98).

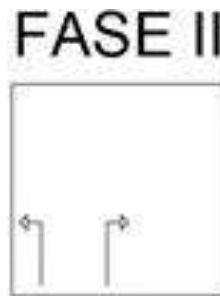


Figura 98. Diagrama del movimiento de la Intersección 2 - Propuesta 1
Fuente: Elaboración propia.

Los tiempos optimizados serán los siguientes:

- Primera fase
 - Verde (31 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Rojo (21 Segundos)

- Segunda fase
 - Verde (17 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Todo Rojo (1 Segundos)
 - Rojo (34 Segundos)

Se obtiene una duración de ciclo de 55 segundos se muestra en la Figura 99:

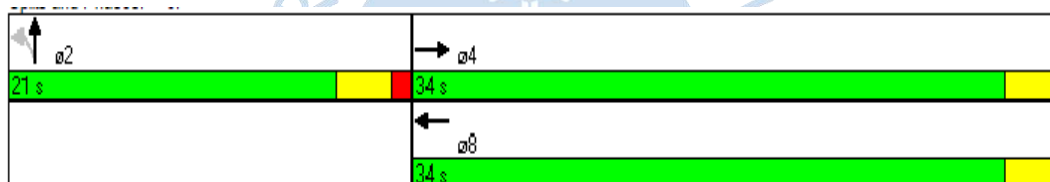


Figura 99. Diagrama de Fases de la intersección 1 – Propuesta 4
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

A continuación, en la Tabla 36 se observará las mejoras del nivel de servicio, demora y longitud de cola.

Como podemos observar el nivel ahora es B mostrando una mejora significativa, como ya se ha mencionado anteriormente en el mes de febrero se cerró el acceso vehicular a la entrada de la Universidad (Av. Universitaria sector Norte), hasta ahora no se ha hecho un cambio de los tiempos semafóricos.

Tabla 36. Propuesta 1 para la intersección 2

Parámetro	Situación actual	Propuesta 1
Nivel de servicio y demora global (seg)	F (262.5)	B (12.1)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Este (seg)	F (527.9)	B (14.3)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (seg)	E (63.6)	A (9.1)
Nivel de servicio y demora - Av. Universitaria Sur (seg)	C (26.2)	B (17.2)
Longitud de cola - Av. Andrés Avelino Cáceres Este	180.2 m	50 m
Longitud de cola - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	92.7 m	30.9 m
Longitud de cola - Av. Universitaria Sur	20 m	12.3 m

Fuente: Elaboración propia.

Actualmente hay 2 fases, pero los semáforos de la Av. Andrés Avelino Cáceres se encuentran desfasados, en sector Oeste tiene más tiempo de verde a comparación sector Este, esto significaría que mientras el semáforo sector Oeste se encuentra en verde, los del sector Este se encuentran en rojo, esto les permitirá a los vehículos que vienen de sector Este girar a la izquierda libremente sin generar puntos de conflictos con los vehículos que vienen de Este-Oeste. Realizando el cambio a 2 fases sin estar desfasado y prohibiendo la vuelta en “U” se logra esta mejora.

3.2.3. Segunda propuesta: 3 carriles en todas las direcciones

Para mejorar el nivel de servicio de esta intersección optimizaremos los tiempos de los semáforos para las fases que existen actualmente, como se indicará a continuación:

- Una primera fase en la que la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Universitaria tiene luz roja. (Ver Figura 100).

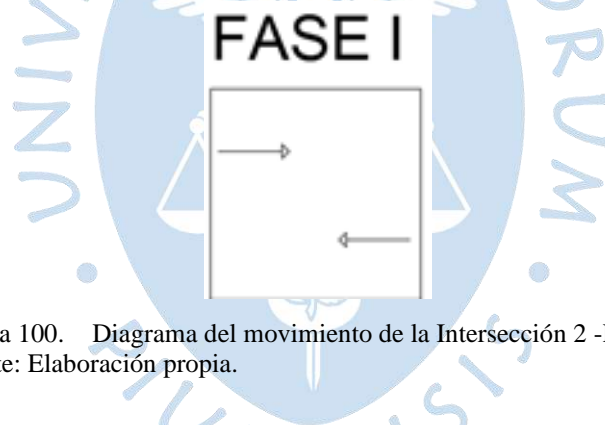


Figura 100. Diagrama del movimiento de la Intersección 2 -Propuesta 2
Fuente: Elaboración propia.

- Una segunda fase en la que la Av. Universitaria tiene luz verde en sentido que vienen del este y la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz roja. (Ver Figura 101).

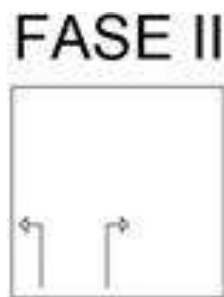


Figura 101. Diagrama del movimiento de la Intersección 2 -Propuesta 2
Fuente: Elaboración propia.

Los tiempos optimizados serán los siguientes:

- Primera fase
 - Verde (31 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Rojo (21 Segundos)
- Segunda fase
 - Verde (17 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Todo Rojo (1 Segundos)
 - Rojo (34 Segundos)

Se obtiene una duración de ciclo de 55 segundos se muestra en la Figura 102:

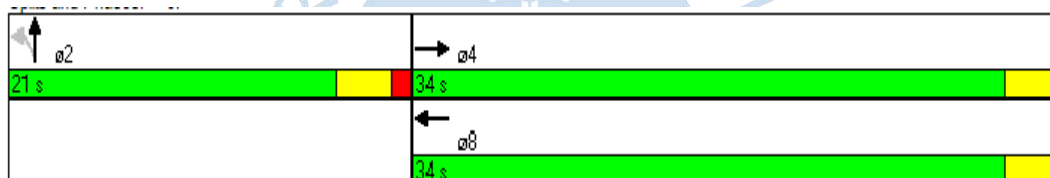


Figura 102. Diagrama de fases de la intersección 1 – Propuesta 4.
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

Esta propuesta consiste en un cambio total de la geometría por ende debemos verificar si las medidas nos permiten.

Para los carriles de la Av. Andrés Avelino Cáceres sector Este se agregará un carril a cada lado con un ancho de 3.5 metros, se reducirá la berma a 4.6 metros, la vereda será de 2.5 metros y ya no existirá el área de jardines para así poder agregar los carriles nuevos.

Para los carriles de la Av. Andrés Avelino Cáceres sector Oeste para el lado derecho ya existe 3 carriles, pero para el lado de izquierdo se deberá hacer un ajuste, ya que parte de la vereda reduce el ancho de carril, esto se debe para proteger al carril que sirve como estacionamiento de micros. Además de reducir la vereda 2 metros permitiendo así agregar dicho carril. (Ver Figura 103).



Figura 103. Intersección 2 detalle del carril para paradero de bus.
Fuente: Elaboración propia

Implementando los nuevos carriles la nueva geometría se observará en la Figura 104.



Figura 104. Nueva geometría de la intersección 2.
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

A continuación, en la Tabla 37 se observará las mejoras del nivel de servicio, demora y longitud de cola.

En la Tabla 37 se muestra el resultado de esta propuesta, obteniendo un nivel de servicio A a comparación de la propuesta 1 con un nivel de servicio B, sin embargo, la diferencia no es relevante. Pero para un futuro si no existe un control del crecimiento del parque automotor, esta alternativa será beneficiosa ya que reduciría la longitud de cola.

Tabla 37. Propuesta 2 para la intersección 2

Parámetro	Situación actual	Propuesta 2
Nivel de servicio y demora global (seg)	F (262.5)	A (9.7)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Este (seg)	F (527.9)	A (8.7)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (seg)	E (63.6)	A (9.1)
Nivel de servicio y demora - Av. Universitaria Sur (seg)	C (26.2)	B (17.2)
Longitud de cola - Av. Andrés Avelino Cáceres Este	180.2 m	27.8 m
Longitud de cola - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	92.7 m	30.9 m
Longitud de cola - Av. Universitaria Sur	20 m	12.3 m

Fuente: Elaboración propia.

3.3. Av. Luis Montero

Luego de haber realizado la simulación de la intersección con el software Synchro 8.0 se obtuvo del reporte un nivel de servicio F, esto refleja la transitividad de los vehículos.

El nivel F es el peor de los índices de NDS, se observa en la simulación que los vehículos que dan vuelta en U perjudican a los vehículos que están en cola para seguir su trayecto, ya que estos no pueden girar libremente porque los vehículos que vienen del carril opuesto se cruzan con los vehículos que dan vuelta en U.

Los vehículos que vienen de la dirección Este y giran en U, son mototaxis y motos lineales, esto se debe porque frente a la puerta principal de la academia IDEPUNP hay un paradero de mototaxis, por lo tanto, existe una gran demanda de pasajeros, haciendo que los conductores de estos vehículos realicen esta maniobra prohibida.

Los vehículos que vienen de la dirección Oeste y giran en U, todos son micros de la empresa Super Star, debido a que esta es su ruta. Se debería hacer un estudio más riguroso para asignar una mejor ruta sin perjudicar tanto a los pasajeros que optan por este servicio y el nivel de servicio de esta intersección.

Actualmente la intersección está limitada geoméricamente de la siguiente manera, como se muestra en la Figura 105.



Figura 105. Vista satelital de la intersección 3.
Fuente: Elaboración propia.

Se actualizará el flujograma con los siguientes cambios:

- Los vehículos que giran en U desde la dirección Este, serán agregados como giro a la izquierda, ya que es lo más adecuado.
- Los vehículos que giran en U desde la dirección Oeste, serán agregados como trayectoria recta, esto significaría que las micros Super Star, tendrían que cambiar su ruta girando en U en la siguiente intersección. (Ver Figura 106).



Figura 106. Cambio de ruta de las micros Super Star.
Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 107 se observa la actualización del flujograma considerando los cambios ya mencionados.

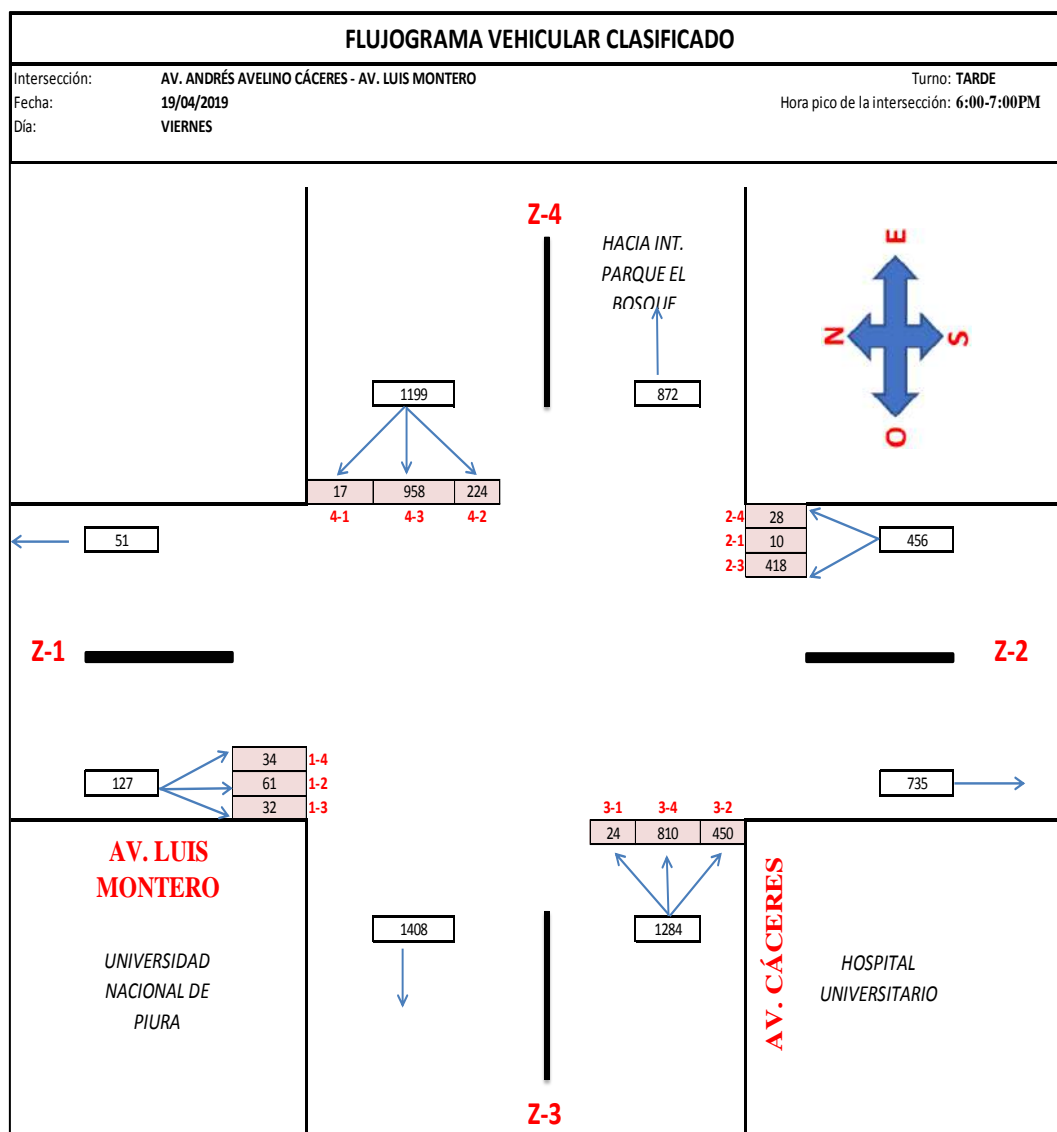


Figura 107. Actualización del flujograma de la intersección 3
 Fuente: Elaboración propia.

3.3.1. Determinación del tiempo de despeje

Los vehículos que transitan en la Av. Andrés Avelino Cáceres recorren una distancia de 13.9m en la intersección correspondiente al ancho de la Av. Luis Montero y los vehículos que transitan en Av. Luis Montero recorren una distancia de 20.35 m en la intersección correspondiente al ancho de la Av. Andrés Avelino Cáceres. Es necesario calcular los tiempos de duración de ámbar y todo rojo, actualmente no hay tiempo de todo rojo, al no existir origina

que el semáforo dé verde a la calle transversal cuando algunos conductores se encuentran aun cruzando la intersección, ocasionando pérdidas de tiempo de verde y congestión.

A continuación, se indican dichos tiempos, para lo cual ha sido necesario la velocidad de recorrido de los vehículos, la cual se ha obtenido con la tabla de Velocidades de marcha teóricas en función de la velocidad de diseño (ver Tabla 38), usando la fórmula de la Ecuación 23 resultó un tiempo de ámbar de 3 segundos, un tiempo de todo rojo de 1.832 segundos para la Av. Andrés Avelino Cáceres y de 1.908 segundos para la Av. Luis Montero. Sin embargo, se ha escogido un diseño de 1 segundo de todo rojo para ambas direcciones.

Tabla 38. Tabla de tiempo despeje intersección 3

<i>Dirección</i>	<i>t (s)</i>	<i>v (km/h)</i>	<i>v (m/s)</i>	<i>f</i>	<i>g (m/s²)</i>	<i>w (m)</i>	<i>L (m)</i>	<i>t ambar (s)</i>	<i>t todo rojo (s)</i>	<i>I min (s)</i>
Av. Andrés Avelino Cáceres	1	45	12.500	0.33	9.81	19.4	3.5	2.931	1.832	4.763
Av. Luis Montero	1	45	12.500	0.33	9.81	20.35	3.5	2.931	1.908	4.839

Fuente: Elaboración propia.

3.3.2. Primera propuesta: Optimización de tiempos para fases actuales

Para mejorar el nivel de servicio de esta intersección se cambiará las fases existentes por una opción de 2 fases, como se indicará a continuación.

- Una primera fase en la que la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Luis Montero tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 108).

FASE I

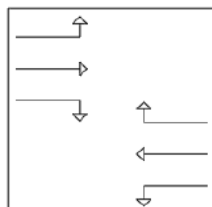


Figura 108. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 -Propuesta 1
Fuente: Elaboración propia.

- Una segunda fase en la que la Av. Luis Montero tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 109).

FASE II

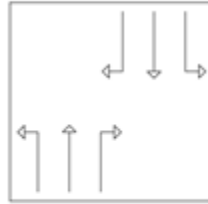


Figura 109. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 -Propuesta 1
Fuente: Elaboración propia.

Los tiempos optimizados serán los siguientes:

- Primera fase
 - Verde (34 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Todo Rojo (1 Segundos)
 - Rojo (21 Segundos)
- Segunda fase
 - Verde (17 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Todo Rojo (1 Segundos)
 - Rojo (38 Segundos)

Se obtiene una duración de ciclo de 59 segundos como se muestra en la Figura 110:

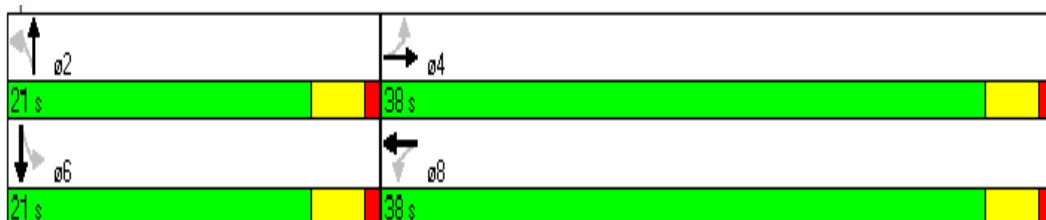


Figura 110. Diagrama de fases de la intersección 3 – Propuesta 1.
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

A continuación, en la Tabla 39 se observará las mejoras del nivel de servicio, demora y longitud de cola.

Como se indica el nivel de servicio resultó F se obtuvo que el carril que mejoró significativamente el nivel de servicio y la longitud de cola fue la Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste, el carril más crítico aún sigue siendo el del lado Este. Se debe recalcar que para el lado Norte no existe una semaforización, los vehículos pueden entrar libremente a la intersección, ya que el flujo vehicular es nulo. El programa automáticamente concede un semáforo en dirección de cada carril existente.

Tabla 39. Propuesta 1 para la intersección 3

Parámetro	Situación actual	Propuesta 1
Nivel de servicio y demora global (seg)	F (145.6)	F (116)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Este (seg)	F (190.2)	F (204.6)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (seg)	F (170.4)	F (86.4)
Nivel de servicio y demora - Av. Luis Montero Norte (seg)	B (11.5)	E (69.2)
Nivel de servicio y demora - Av. Luis Montero Sur (seg)	C (28.4)	D (42)
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Este	107.1 m	112.7 m
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	159.4 m	51.2 m
Longitud de colas - Av. Luis Montero Norte	10.2 m	12.2 m
Longitud de colas - Av. Luis Montero Sur	24 m	28.3 m

Fuente: Elaboración propia

3.3.3. Segunda propuesta: Giro exclusivo para carril del Este

A continuación, se muestra la Tabla 40, la cual señala los cálculos del producto cruzado, que consiste en multiplicar los vehículos que giran a la izquierda y los que vienen de frente en la dirección paralela de acuerdo a las mismas fases del semáforo. Se ha considerado optar por colocar una fase de giro exclusivo en la dirección Este.

Tabla 40. Producto cruzado de la Intersección 3.

Dirección	Volumen de giro a la izquierda	Carriles en sentido opuesto	Dirección opuesta	Volumen en sentido opuesto	Volumen opuesto por carril	Producto cruzado
1-4	34	2	2-1	10	5	170
2-3	418	2	1-2	61	31	12749
3-1	24	2	4-3	958	479	11496
4-2	224	2	3-4	810	405	90720

Fuente: Elaboración propia

Para mejorar el nivel de servicio de esta intersección optaremos por agregar una fase de giro exclusivo para los vehículos procedente de la Av. Andrés Avelino Cáceres, teniendo así 3 fases, como se indicará a continuación:

- Una primera fase en la que la Av. Luis Montero tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 111).

FASE I

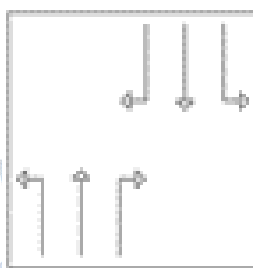


Figura 111. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 - Propuesta 2
Fuente: Elaboración propia

- Una segunda fase en la que la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Luis Montero tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 112).

FASE II

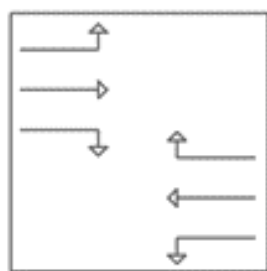


Figura 112. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 - Propuesta 2
Fuente: Elaboración propia

- Una tercera fase en la que la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz verde en un sentido y la Av. Guillermo Irazola tiene luz roja en ambos sentidos, con el fin de proteger el giro a la izquierda de los vehículos provenientes de la dirección Este. (Ver Figura 113).

FASE III

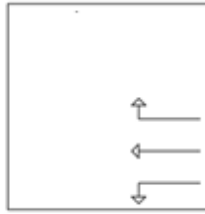


Figura 113. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 -Propuesta 2
Fuente: Elaboración propia.

Los tiempos optimizados serán los siguientes:

- Primera fase
 - Verde (19 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Todo Rojo (1 Segundos)
 - Rojo (42 Segundos)
- Segunda fase
 - Verde (26 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Todo Rojo (1 Segundos)
 - Rojo (35 Segundos)
- Tercera fase
 - Verde (9 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Rojo (53 Segundos)

Se obtiene una duración de ciclo de 65 segundos como se muestra en la Figura 114:

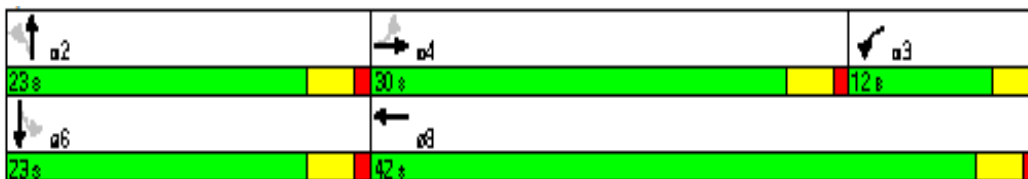


Figura 114. Diagrama de Fases de la intersección 3 – Propuesta 2.
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

Se deberá realizar un cambio de la geometría, agregando un carril de almacenamiento de longitud 25 metros en dirección de la Av. Andrés Avelino Cáceres sector Este. Por ende, las nuevas medidas; para el lado este, la berma se reducirá a 3.85 metros y el ancho carriles del carril de almacenamiento también será de 3.3 metros al igual de los carriles existentes.



Figura 115. Nueva geometría de la intersección 3
Fuente: Elaboración propia

A continuación, en la Tabla 41 se observará las mejoras del nivel de servicio, demora y longitud de cola.

En la Tabla 41, se muestra el nivel de servicio F, se obtuvo que carril que mejoró significativamente el nivel de servicio y la longitud de cola fue la Av. Andrés Avelino Cáceres Este, el carril más crítico aún sigue siendo el del lado Oeste. Se debe recalcar que para el lado Norte no existe una semaforización, los vehículos pueden entrar libremente a la intersección, ya que el flujo vehicular es nulo. El programa automáticamente concede un semáforo en dirección de cada carril existente.

Tabla 41. Propuesta 2 para la intersección 3

Parámetro	Situación actual	Propuesta 2
Nivel de servicio y demora global (seg)	F (145.6)	F (74.5)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Este (seg)	F (190.2)	C (29.6)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (seg)	F (170.4)	F (130.8)
Nivel de servicio y demora - Av. Luis Montero Norte (seg)	B (11.5)	B (18.9)
Nivel de servicio y demora - Av. Luis Montero Sur (seg)	C (28.4)	D (49.8)
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Este	107.1 m	40.6 m
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	159.4 m	112.2 m
Longitud de colas - Av. Luis Montero Norte	10.2 m	13.6 m
Longitud de colas - Av. Luis Montero Sur	24 m	32.4 m

Fuente: Elaboración propia

3.3.4. Tercera propuesta: 3 carriles en todas las direcciones

Para mejorar el nivel de servicio de esta intersección se cambiará las fases existentes por una opción de 2 fases, como se indicará a continuación.

- Una primera fase en la que la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Luis Montero tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 116).

FASE I

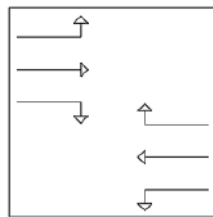


Figura 116. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 -Propuesta 1
Fuente: Elaboración propia

- Una segunda fase en la que la Av. Luis Montero tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 117).

FASE II

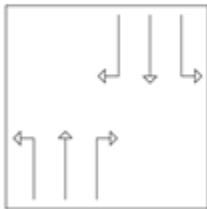


Figura 117. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 -Propuesta 1
Fuente: Elaboración propia

Los tiempos optimizados serán los siguientes:

- Primera fase
 - Verde (27 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Todo Rojo (1 Segundos)
 - Rojo (24 Segundos)

- Segunda fase
 - Verde (20 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Todo Rojo (1 Segundos)
 - Rojo (31 Segundos)

Se obtiene una duración de ciclo de 55 segundos como se muestra en la Figura 118:

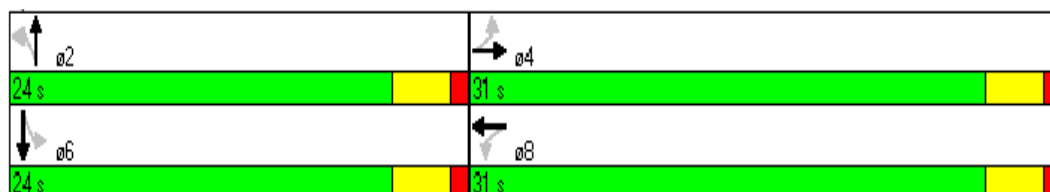


Figura 118. Diagrama de fases de la intersección 3 – Propuesta 4.
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

Esta propuesta consiste en un cambio total de la geometría, por ende debemos verificar si las medidas nos permiten. Considerando la propuesta 4 de la intersección 2 que consiste en tener 3 carriles en todas las direcciones, para esta propuesta se considera se buscare que también tenga 3 carriles en todas las intersecciones para tener una geometría simétrica.

Para los carriles de la Av. Andrés Avelino Cáceres sector Este se agregará un carril a cada lado con un ancho de 3 metros, se reducirá la berma a 2 metros, la vereda será de 2 metros.

Para los carriles de la Av. Andrés Avelino Cáceres sector Oeste se agregará un carril a cada lado con un ancho de 3 metros, se reducirá la berma a 4.6 metros, la vereda será de 2 metros. Para este sector sobrepasamos los límites, por lo tanto, se tendría hacer una expropiación de 1.95 metros, para cumplir con la simetría de la geometría. Ya que las medidas mencionadas son las medidas también de la propuesta 4 de la intersección 2 de la Av. Andrés Avelino Cáceres sector Este.

Para los carriles de la Av. Luis Montero Este sector derecho se agregará un carril de almacenamiento de 30 metros longitud y un ancho de 3.1 metros, se reducirá la berma a 3.9 metros, la vereda mantendrá su ancho.

Implementando los nuevos carriles la nueva geometría se observará en la Figura 119.



Figura 119. Nueva geometría de la intersección 3
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

A continuación, en la Tabla 42 se observará las mejoras del nivel de servicio, demora y longitud de cola.

Se observa que el nivel de servicio mejora significativamente, obteniendo ahora un nivel de servicio B, por ende, también disminuye la longitud de cola. Cambio de geometría demandaría una gran inversión por lo que sería una gran opción para un futuro, si no existe un control del crecimiento del parque automotor.

Tabla 42. Propuesta 3 para la intersección 3

Parámetro	Situación actual	Propuesta 3
Nivel de servicio y demora global (seg)	F (145.6)	B (17.6)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Este (seg)	F (190.2)	B (17.4)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (seg)	F (170.4)	B (17.4)
Nivel de servicio y demora - Av. Luis Montero Norte (seg)	B (11.5)	B (13.2)
Nivel de servicio y demora - Av. Luis Montero Sur (seg)	C (28.4)	B (19.7)
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Este	107.1 m	41.5 m
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	159.4 m	27.8 m
Longitud de colas - Av. Luis Montero Norte	10.2 m	9.8 m
Longitud de colas - Av. Luis Montero Sur	24 m	19.7 m

Fuente: Elaboración propia

3.4. Propuesta técnica con volúmenes actuales

3.4.1. Intersección con Av. Guillermo Irazola

Para esta intersección la mejor solución es la propuesta 2 descrita en el acápite 3.1.3, la cual indica realizar una optimización en el tiempo de los semáforos actuales de dos fases sin considerar un aumento de carril para fase de giro exclusivo, lo cual incentivaría a que se genere un sobre costo innecesario, por ejemplo en la propuesta 3, contar con carriles de giro exclusivo para dos direcciones empeora la demora de la intersección, mientras que si se coloca giro exclusivo en todas las direcciones podría mejorar y disminuir la demora pero no en gran proporción, es por ello que, se escoge la propuesta 2.

3.4.2. Intersección con Av. Universitaria

Para esta intersección la mejor solución es la propuesta 1 descrita en el acápite 3.2.2, la cual indica realizar una optimización en el tiempo de los semáforos actuales sin generar algún cambio de fase o la añadidura de más carriles a la intersección, lo que provocaría un gasto innecesario porque no habría mucha mejora de longitud de colas y demora de la intersección.

3.4.3. Intersección con Av. Luis Montero

Para esta intersección la mejor solución es la propuesta 3 descrita en el acápite 3.3.4, la cual indica realizar cambios en la geometría de la intersección pues antes eran 2 carriles, ahora se añadió uno más en todas las direcciones y esto permitió que se mejorará el nivel de servicio desde F(145.6) a B(17.6), por lo que es una propuesta eficiente dado que reduce las longitudes de colas y la demora de la intersección.

3.5. Comparación global con la situación actual

A continuación, se presentará el reporte total de la Av. Andrés Avelino Cáceres- sector Castilla que abarca las 3 intersecciones antes mencionadas; en comparación de la propuesta recomendada y la situación actual. (Ver Tabla 43 y Tabla 44).

Tabla 43. Reporte Synchro de la situación actual de la Av. Andrés Avelino Cáceres- sector Castilla.

Number of Intersections	3
Control Delay / Veh (s/v)	235
Queue Delay / Veh (s/v)	0
Total Delay / Veh (s/v)	235
Total Delay (hr)	610
Stops / Veh	0.77
Stops (#)	7214
Average Speed (km/hr)	4
Total Travel Time (hr)	666
Distance Traveled (km)	2586
Fuel Consumed (l)	2089
Fuel Economy (km/l)	1.2
CO Emissions (kg)	38.85
NOx Emissions (kg)	7.50
VOC Emissions (kg)	8.96
Unserved Vehicles (#)	2376
Vehicles in dilemma zone (#)	0
Performance Index	630.1

Fuente: Elaboración propia

Tabla 44. Reporte Synchro de la Av. Andrés Avelino Cáceres- sector Castilla con las mejores propuestas.

Number of Intersections	3
Control Delay / Veh (s/v)	47
Queue Delay / Veh (s/v)	0
Total Delay / Veh (s/v)	47
Total Delay (hr)	121
Stops / Veh	0.77
Stops (#)	7212
Average Speed (km/hr)	15
Total Travel Time (hr)	176
Distance Traveled (km)	2586
Fuel Consumed (l)	733
Fuel Economy (km/l)	3.5
CO Emissions (kg)	13.63
NOx Emissions (kg)	2.63
VOC Emissions (kg)	3.14
Unserved Vehicles (#)	351
Vehicles in dilemma zone (#)	0
Performance Index	140.8

Fuente: Elaboración propia

Se puede apreciar que la demora con las mejores propuestas disminuye desde 235 a 47 s/v, lo que satisface el confort y la serviciabilidad de la avenida en continuidad con sus 3 intersecciones, 2 de ellas en las cuales, solo era necesario cambio de tiempo semafórico y

modificaciones en las fases respectivas, sin embargo, en la última intersección es necesario aumentar un carril adicional por el volumen vehicular que transita esta zona. Es necesario mencionar que estas propuestas resultan ser las más económicas de las anteriores mencionadas, asimismo genera mejoras importantes en el tema de congestión vehicular de la Av. Andrés Avelino Cáceres, sector Castilla.

3.6. Propuesta técnica con crecimiento de tránsito

Una carretera debe estar diseñada para soportar el volumen de tráfico que es probable que ocurra en la vida útil del proyecto.

No obstante, el establecimiento de la vida útil de una carretera requiere la evaluación de las variaciones de los principales parámetros en cada segmento de la misma, cuyo análisis reviste cierta complejidad por la obsolescencia de la propia infraestructura o inesperados cambios en el uso de la tierra, con las consiguientes modificaciones en los volúmenes de tráfico, patrones, y demandas. Para efectos prácticos, se utiliza como base para el diseño un período de 10, 15 y 20 años porque se considera el tiempo máximo de vida útil de una vía; sin embargo, también se muestra el resultado del programa Synchro 8.0 en la Tabla 46 sobre los niveles de servicio para 25 y 35 años; asimismo, como ha de apreciarse sigue empeorando; es por ello que, estos años no se han considerado en el diseño; ya que, el diseño a largo plazo es impreciso porque probablemente cambien los manuales de carreteras de nuestro país.

La definición geométrica de las nuevas carreteras, o en el caso de mejoras en las ya existentes, no deben basarse únicamente en el volumen de tránsito actual, sino que debe considerar el volumen previsto que va a utilizar esta instalación en el futuro.

De esta forma, deberán establecerse los volúmenes de tránsito presentes en el año de puesta en servicio del proyecto y aquellos correspondientes al año horizonte de diseño.

Además de fijar algunas características del proyecto, permite eventualmente, elaborar un programa de construcción por etapas.

Según el Acápito 1.4.5, se ha supuesto una tasa de crecimiento anual de PBI de 2.5% (Solano P, 2019) y mediante la Ecuación 19, se han obtenido los factores de crecimiento para cada año, como se muestra en la Tabla 45.

Tabla 45. Factor de crecimiento de tránsito

$P_f = P_0(1 + T_c)^n$	Tc poblacional (%)	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
	Tc PBI (%)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
N	0	10	15	20	25	35
Año	2019	2029	2034	2039	2044	2054
Veh. livianos (98%)	1	1.0937	1.1438	1.1963	1.2511	1.3683
Veh. Pesados (2%)	1	1.2801	1.4483	1.6386	1.8539	2.3732
% Crecimiento total	1	1.0975	1.1499	1.2051	1.2631	1.3884

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se presenta en la Tabla 46, las alternativas propuestas afectadas por el factor de crecimiento para los años que se indican.

Tabla 46. Nivel de servicio y demora de la situación actual y de las soluciones propuestas.

INTERSECCION	NIVEL DE SERVICIO Y DEMORA GLOBAL A FUTURO					
	ESCENARIOS	Situación Actual	Propuesta 1	Propuesta 2	Propuesta 3	Propuesta 4
AV. GUILLERMO IRAZOLA	10 años	F (309.3)	F(137.3)	F(177.3)	F(232.3)	F(183.6)
	15 años	F (345.5)	F(159.8))	F(204.2)	F(261.6)	F(204.8)
	20 años	F (382.2)	F(183.8)	F(232.6)	F(292.9)	F(227.6)
	25 años	F (420.6)	F(210.4)	F(263.6)	F(329.3)	F(254.3)
	35 años	F (495.4)	F(267.4)	F(333.4)	F(409.0)	F(317.3)
AV. UNIVERSITARIA	10 años	F (364.9)	B (14.3)	B(10.3)	-	-
	15 años	F (429.0)	B (16.1)	B (10.7)	-	-
	20 años	F (496.9)	B (19.0)	B (11.2)	-	-
	25 años	F (574.9)	C (23.7)	B (11.7)	-	-
	35 años	F (761.1)	D (40.6)	B (13.3)	-	-
AV. LUIS MONTERO	10 años	F (449.7)	F (159.9)	D (50.5)	E (58.4)	-
	15 años	F (483.4)	F(187.6)	E (60.8)	E (63.7)	-
	20 años	F (519.1)	F(220.0)	E (74.8)	E (69.9)	-
	25 años	F (557.0)	F(256.9)	F (90.8)	E (79.0)	-
	35 años	F (643.3)	F (344.2)	F(129.7)	F (113.1)	-

Fuente: Elaboración propia.

3.6.1. Intersección con Av. Guillermo Irazola

En un panorama futuro, esta intersección presentaría un nivel de servicio desfavorable, pésimo, con demoras muy altas en la intersección, lo que conllevaría a un colapso. Por este, las propuestas evaluadas no son suficientes para mejorar el confort y la transitividad de esta zona.

3.6.2. Intersección con Av. Universitaria

En un panorama futuro, para esta intersección la mejor solución es la propuesta 2 descrita en el Acápite 3.2.3, la cual describe que se deben colocar 3 carriles en todas las direcciones. Esta propuesta no se diferencia significativamente de la propuesta 1 a corto plazo, sin embargo, para un largo plazo presenta un nivel de servicio desfavorable “D”.

3.6.3. Intersección con Av. Luis Montero

En un panorama futuro, para esta intersección ninguna de las propuestas nos daría un nivel de servicio adecuado. Tan solo la propuesta 2, mencionada en el Acápite 3.3.3, sería una propuesta moderada para un tiempo de 10 años; sin embargo, lo que se requiere es contar con una propuesta que dé como resultado un nivel de servicio bueno para 15 o más años. Al tratarse de un volumen sobresaturado a futuro para los carriles, debería realizarse una modificación en su geometría.

Una solución a largo plazo sería la implementación de una CFI o también llamada como “*Continuous Flow Intersection*”, en la cual los vehículos que intentan girar en la dirección opuesta al tráfico se cruzan en ambos sentidos paralelos respectivamente antes de ingresar a la intersección con el fin de aliviar el tránsito, esto se detallará en el Capítulo 4 de la presente tesis de investigación.



Capítulo 4

Diseño geométrico y propuesta adoptada

4.1. Propuesta de solución

Se busca adaptar la geometría de una CFI, o también llamada “*Continuous Flow Intersection*”, también conocida como “*Displaced Left Turn*”, la cual es una alternativa de un costo relativo mucho mayor a las propuestas que se ofrecieron en el Capítulo 3 de la presente tesis. Cabe mencionar que este tipo de solución se está utilizando en grandes potencias mundiales con el fin de mejorar la gestión del tránsito y fue creada por un grupo de ingenieros especializados en la rama del transporte, que participan en la planificación, diseño y operación de intercambios e intersecciones.

Se escogió este tipo de solución de intersección porque:

- Controla volúmenes similares que vienen de accesos opuestos; como se observan en los flujogramas de las Figura 120, Figura 121, Figura 122 y Figura 123 (Flujogramas modificados)
- Es idóneo para el número limitado de puntos de acceso cerca de las intersecciones con la Av. Guillermo Irazola, Av. Universitaria y Av. Luis Montero.
- Reduce el número de puntos de conflicto que se generan por el cruce a la izquierda y el movimiento de paso de las 3 intersecciones.
- Tiene una mejor sincronización, debido a la eliminación de las fases de la señal de tráfico a la izquierda y la sincronización de la intersección principal, además las señales de tráfico cruzadas permiten que el tráfico pase menos tiempo detenido, lo que mejora los tiempos de viaje por el corredor.

- No se requiere expropiar porque el ancho de la Av. Andrés Avelino Cáceres-sector Castilla es regularmente ancho, entonces se puede agregar fácilmente los carriles adicionales que dan el giro de izquierda desplazado.

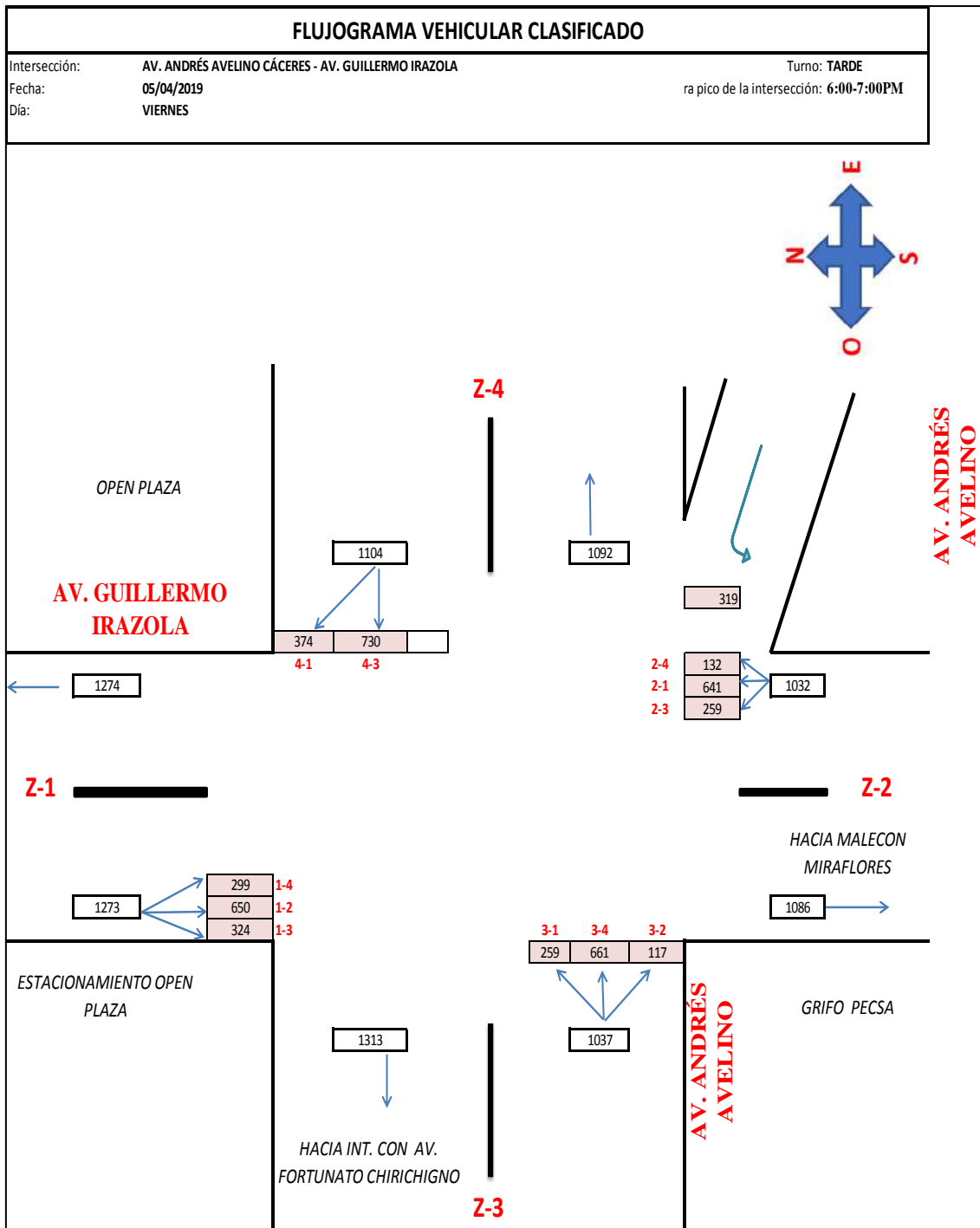


Figura 120. Flujoگرامa vehicular modificado de la Intersección con Av. Guillermo Irazola.
 Fuente: Elaboración propia.

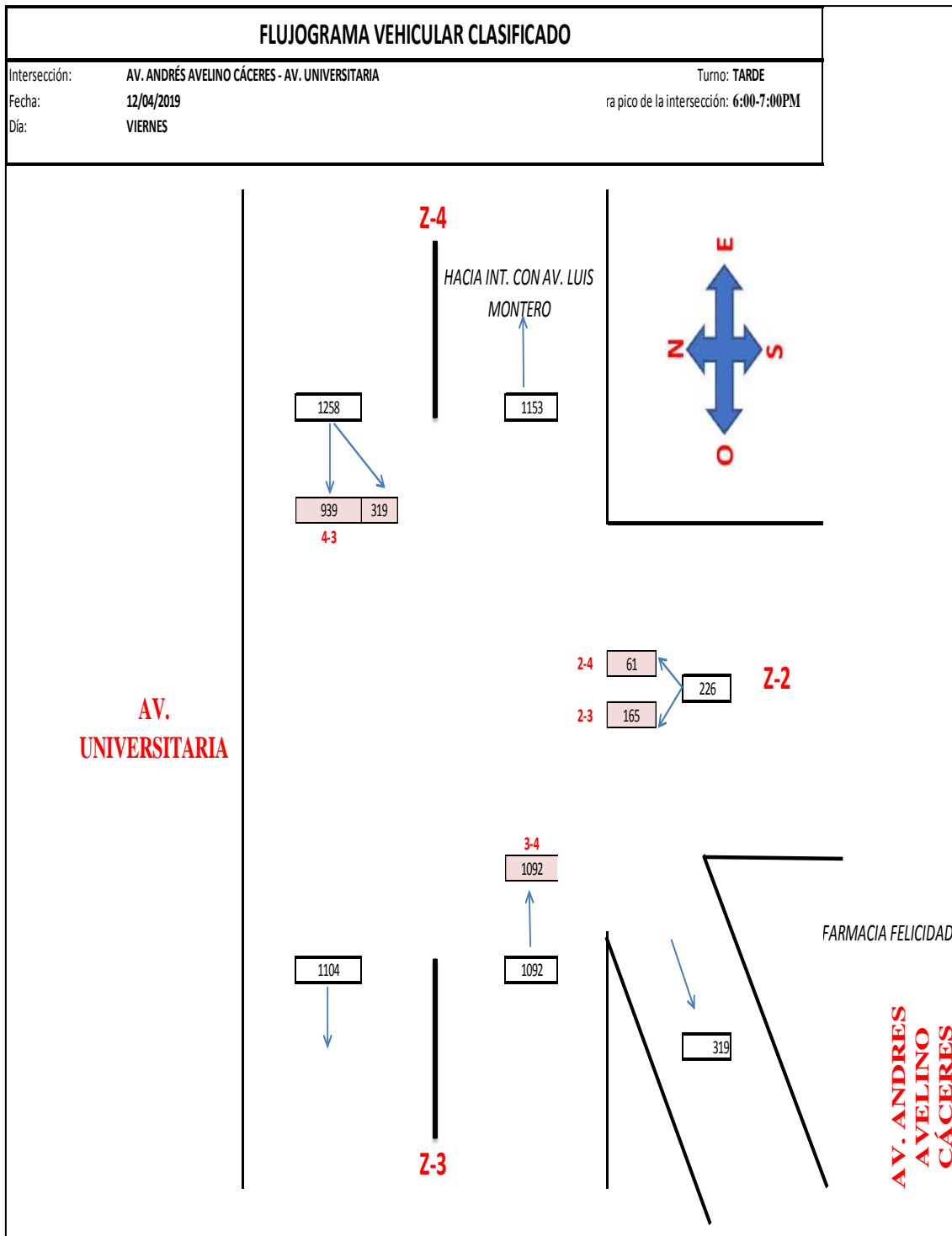


Figura 121. Flujograma vehicular modificado de la Intersección con Av. Universitaria
Fuente: Elaboración propia.

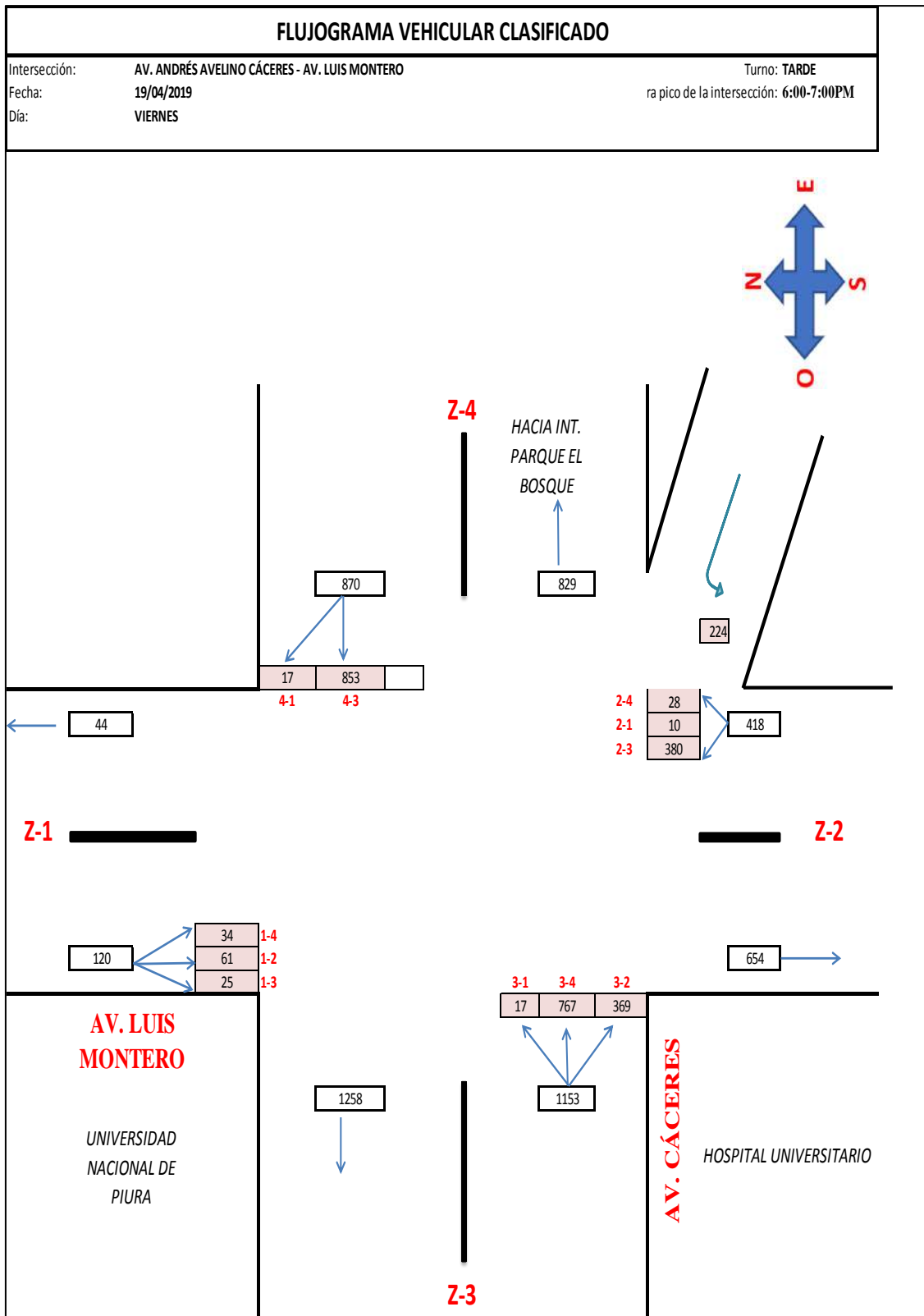


Figura 122. Flujoگرامa vehicular modificado de la Intersección con Av. Luis Montero.
 Fuente: Elaboración propia.

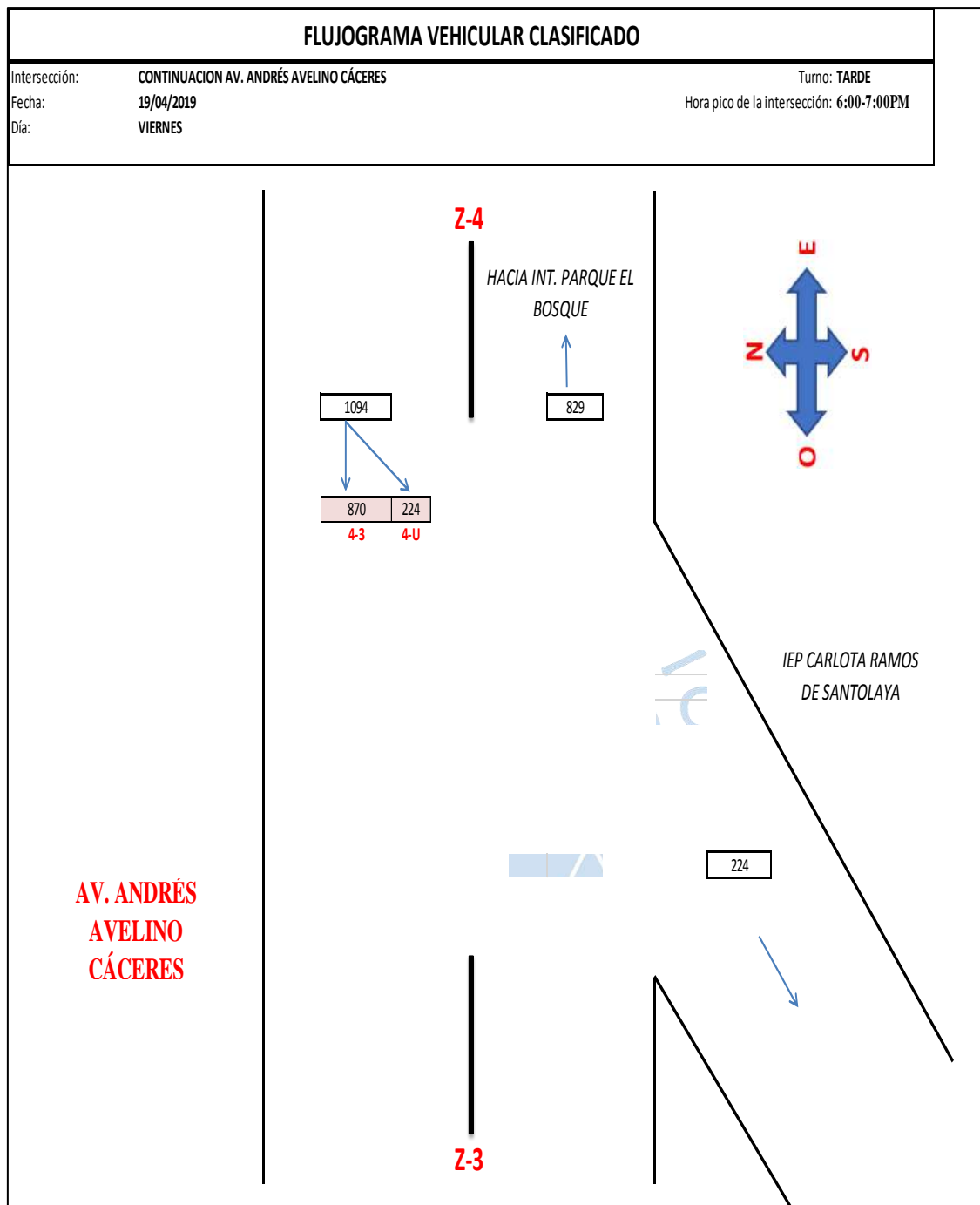


Figura 123. Flujograma vehicular modificado de la continuación de la Av. Andrés Avelino Cáceres.
Fuente: Elaboración propia.

Razones por las cuales no se analizaron las otras propuestas de cambios geométricos:

1.- MUT

Se quiere eliminar los giros en “U”. La situación actual de la Av. Andrés Avelino Cáceres muestra que existen giros en “U” inadecuados. Además si evaluamos la dirección de la avenida principal, el volumen de paso es elevado, lo que incrementaría aún más el volumen

de giro en U de la izquierda de la avenida secundaria. Por otro lado, si evaluamos la dirección de la avenida secundaria, el volumen de giro a la derecha es elevado, por ello, se incrementaría el flujo del movimiento de paso por el volumen de giro a la izquierda.

Este modelo exige demasiados movimientos a la derecha, lo que no es conveniente porque ocasiona otra problemática interrumpiendo el flujo continuo que sigue la trayectoria de movimiento de paso.

2.-RCUT

No admite grandes volúmenes en las avenidas secundarias como se menciona en la Tabla 16 de la presente tesis, además eso generaría conflicto ya que en las avenidas secundarias también se observan flujos considerables que necesitan ser circulados en el menor tiempo posible para evitar la congestión. Este modelo no es compatible con la demanda vehicular que se tiene.

3.- QR

No hay espacio suficiente, de ser el caso, se tendría que expropiar el “Grifo Pecsá” como se muestra en la Figura 124; pero esto generaría costos innecesarios porque además implica la implementación de semáforos en el fin de la intersección que conecta a la vía transversal. Este modelo no es compatible porque se debería tener un área mayor a la que se tiene actualmente.



Figura 124. Solución de QR, expropiación del Grifo Pecsá.
Fuente: Google Earth.

4.- DCD

Es una inversión muy fuerte, ya que, consiste en un paso a desnivel y no disminuye en gran manera el conflicto; asimismo, la geometría no colabora a su diseño por el ancho de las bermas. Se invertiría millones en construir en esa zona, sin embargo, hay que tomar en cuenta que el problema se puede solucionar a menos escala.

4.2. Detalle geométrico

A continuación, se muestran las dimensiones geométricas modificadas de cada intersección en la Tabla 47.

Tabla 47. Nuevas dimensiones geométricas de la intersección con Av. Guillermo Irazola.

Dimensiones geométricas de la intersección	Lab		TIL	
	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo
	Centro		Centro	
Ancho de camil entrada Av. Andrés Avelino Cáceres Este (# Camil)	3.3m(3)	3.3m(2)	3.3m(1)	3.3m(1)
Ancho de camil entrada Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (# Camil)	3.3m(3)	3.3m(3)	-	-
Ancho de camil de almacenamiento Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (# Camil)	3.3m(1)	-	-	-
Largo de camil de almacenamiento Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	15m	-	-	-
Ancho de camil entrada Av. Guillermo Irazola Norte (# Camil)	3.3m(3)	3.3m(3)	-	-
Ancho de camil entrada Av. Guillermo Irazola Sur (# Camil)	3.3m(3)	3.3m(3)	-	-
Ancho de berna Av. Andrés Avelino Cáceres Este	1.2m		1.2m	
Ancho de berna Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	4.85m		-	-
Ancho de berna Av. Guillermo Irazola Norte	1.2m		-	-
Ancho de berna Av. Guillermo Irazola Sur	1.2m		-	-
Ancho de vereda Av. Andrés Avelino Cáceres Este	4.1m	4.1m	-	-
Ancho de vereda Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	6.28m	6.28m	-	-
Ancho de vereda Av. Guillermo Irazola Norte	2.53m	2.53m	-	-
Ancho de vereda Av. Guillermo Irazola Sur	1.95m	1.53m	-	-
Ancho de jardín Av. Andrés Avelino Cáceres Este	-	1.3m	-	-
Ancho de jardín Av. Guillermo Irazola Sur	4.58m	1.9m	-	-

Fuente: Elaboración propia

Se extrajo de la simulación del programa los datos como nivel de servicio, tiempo de demora y longitud de cola. (Ver Tabla 48).

Se observa que los niveles de servicio y la longitud de cola mejoran significativamente. Estos datos se pueden comparar con la Tabla 30, Tabla 31, Tabla 33 y Tabla 34; se llega la conclusión que esta propuesta es la ideal para mejorar los niveles de servicio.

Tabla 48. Situación Actual vs propuesta con DLT para la intersección 1

Parámetro	Situación actual	DLT		
		Situación actual	10 años	20 años
Nivel de servicio y demora global (seg)	F (354.7)	B (16.4)	D (40.3)	E (75.3)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Este (seg/veh)	F (81.7)	C (20.8)	C (33.3)	D (44.1)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (seg/veh)	F (369.3)	B (19.5)	D (48.4)	E (73.3)
Nivel de servicio y demora - Av. Guillermo Irazola Norte (seg/veh)	F (709.0)	B (14.2)	E (61.5)	F (128.7)
Nivel de servicio y demora - Av. Guillermo Irazola Sur (seg/veh)	F (382.8)	B (11.4)	C (26.3)	E (71.6)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres DLT (seg/veh)	-	B (17.8)	C (22.3)	C (26.2)
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Este	139.4 m	60.3 m	72.0 m	94.5 m
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	61.3 m	61.0 m	74.2 m	105.4m
Longitud de colas - Av. Guillermo Irazola Norte	175.8 m	33.3 m	87.1 m	117.2 m
Longitud de colas - Av. Guillermo Irazola Sur	85.2 m	37.8 m	82.8 m	132.7 m
Longitud de colas- Av. Andrés Avelino Cáceres DLT	-	15.9 m	26.8 m	33.6 m

Fuente: Elaboración propia

Las dimensiones geométricas de la intersección de la Av. Andrés Avelino Cáceres con Av. Universitaria. (Ver Tabla 49).

Tabla 49. Nuevas dimensiones geométricas de la intersección con Av. Universitaria.

Dimensiones geométricas de la intersección	Labo		TDL	
	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo
	Centro		Centro	
Ancho de carril entrada Av. Andrés Avelino Cáceres Este (# Carril)	3.3m(3)	3.3m(3)	-	-
Ancho de carril entrada Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (# Carril)	3.3m(2)	3.3m(3)	3.3m(1)	3.3m(1)
Ancho de carril entrada Av. Universitaria Sur (# Carril)	3.3m(2)	-	-	-
Ancho de berna Av. Andrés Avelino Cáceres Este	1.2m		-	-
Ancho de berna Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	1.2m		-	-
Ancho de vereda Av. Andrés Avelino Cáceres Este	2.95m	2.3m	-	-
Ancho de vereda Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	4.1m	4.1m	-	-
Ancho de vereda Av. Universitaria Sur	2.1m	2.1m	-	-
Ancho de jardín Av. Andrés Avelino Cáceres Este	2.3m	2.7m	-	-
Ancho de jardín Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	4.1m	-	-	-
Ancho de jardín Av. Universitaria Sur	3.25m	1.45m	-	-

Fuente: Elaboración propia

Se extrajo de la simulación del programa los datos como nivel de servicio, tiempo de demora y longitud de cola. (Ver Tabla 50).

En la Tabla 50 se observa que los niveles de servicio y la longitud de cola mejoran significativamente. Estos datos se pueden comparar con la Tabla 36 y Tabla 37; Se puede concluir que la mejor opción es la propuesta obtenida en la Tabla 37, pero TLD es un sistema que no solo se debe aplicar a una intersección.

Tabla 50. Situación actual vs. propuesta con TDL de la intersección 2.

Parámetro	Situación actual	DLT		
		Situación actual	10 años	20 años
Nivel de servicio y demora global (seg)	F (208.7)	A (9.7)	B (19.2)	C (31.8)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Este (seg)	F (434.3)	A (8.3)	B (13.1)	B (18.2)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (seg)	D (36.6)	B (10.1)	C (24.6)	D (45.5)
Nivel de servicio y demora - Av. Universitaria Sur (seg)	C (26)	B (14.1)	B (18.8)	C (21.4)
Longitud de cola - Av. Andrés Avelino Cáceres Este	174.0 m	32.0 m	68.9 m	95.6 m
Longitud de cola - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	76.8 m	28.4 m	66.9 m	99.6 m
Longitud de cola - Av. Universitaria Sur	19.7 m	8.8 m	17.0 m	21.7 m

Fuente: Elaboración propia.

Las dimensiones geométricas de la intersección de la Av. Andrés Avelino Cáceres con Av. Luis Montero.

Tabla 51. Nuevas dimensiones geométricas de la intersección con Av. Luis Montero.

Dimensiones geométricas de la intersección	Lado		TDL	
	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo
	Centro		Centro	
Ancho de carril entrada Av. Andrés Avelino Cáceres Este (# Carril)	3.3m (2)	3.3m (2)	3.3m (1)	3.3m (1)
Ancho de carril entrada Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (# Carril)	3.3m (3)	3.3m (3)	-	-
Ancho de carril entrada Av. Luis Montero Norte (# Carril)	3.45m (1)	3.45m (1)	-	-
Ancho de carril entrada Av. Luis Montero Sur (# Carril)	3.3m (3)	3.3m (3)	-	-
Ancho de berma Av. Andrés Avelino Cáceres Este	1.2m		-	-
Ancho de berma Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	1.2m		-	-
Ancho de berma Av. Luis Montero Sur	3.6m		-	-
Ancho de vereda Av. Andrés Avelino Cáceres Este	1.5m	2.1m	-	-
Ancho de vereda Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	2.95m	2.3m	-	-
Ancho de vereda Av. Luis Montero Norte	1.5m	1.5m	-	-
Ancho de vereda Av. Luis Montero Sur	2m	2m	-	-
Ancho de jardín Av. Andrés Avelino Cáceres Este	6.2m	-	-	-
Ancho de jardín Av. Luis Montero Sur	3m	5m	-	-

Fuente: Elaboración propia

Se extrajo de la simulación del programa los datos como nivel de servicio, tiempo de demora y longitud de cola. (Ver Tabla 52).

Se puede observar que los niveles de servicio y la longitud de cola mejoran significativamente. Estos datos se pueden comparar con la Tabla 39, Tabla 41 y Tabla 42; llegando a la conclusión que esta propuesta es la ideal para mejorar los niveles de servicio.

Tabla 52. Situación actual vs. propuesta con TDL de la intersección 3.

Parámetro	Situación actual	DLT		
		Situación actual	10 años	20 años
Nivel de servicio y demora global (seg)	F (372.8)	A (9.7)	B (15.1)	C (20.2)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Este (seg)	F (190.2)	A (8.5)	B (13.7)	C (20.5)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste (seg)	F (170.4)	A (8.5)	B (13.6)	B (17.1)
Nivel de servicio y demora - Av. Luis Montero Norte (seg)	B (11.5)	B (16.5)	C (25.6)	C (32.9)
Nivel de servicio y demora - Av. Luis Montero Sur (seg)	D (53.3)	B (12.3)	B (17.0)	C (20.4)
Nivel de servicio y demora - Av. Andrés Avelino Cáceres DLT (seg/veh)	-	A (6.0)	A (7.3)	A (7.5)
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Este	107.1 m	25.1 m	58.5 m	74.1 m
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres Oeste	159.4 m	26.5 m	60.0 m	74.8 m
Longitud de colas - Av. Luis Montero Norte	10.2 m	12.6 m	25.7 m	30.6 m
Longitud de colas - Av. Luis Montero Sur	24 m	7.2 m	15.6 m	21.0 m
Longitud de colas - Av. Andrés Avelino Cáceres DLT	-	5.2 m	10.1 m	11.7 m

Fuente: Elaboración propia

4.3. Semaforización

4.3.1. DLT situación actual

4.3.1.1. Primera intersección

Para mejorar el nivel de servicio de esta intersección optimizaremos los tiempos de los semáforos para las fases creadas, como se indicará a continuación:

Una primera fase en la que la Av. Guillermo Irazola tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 125).

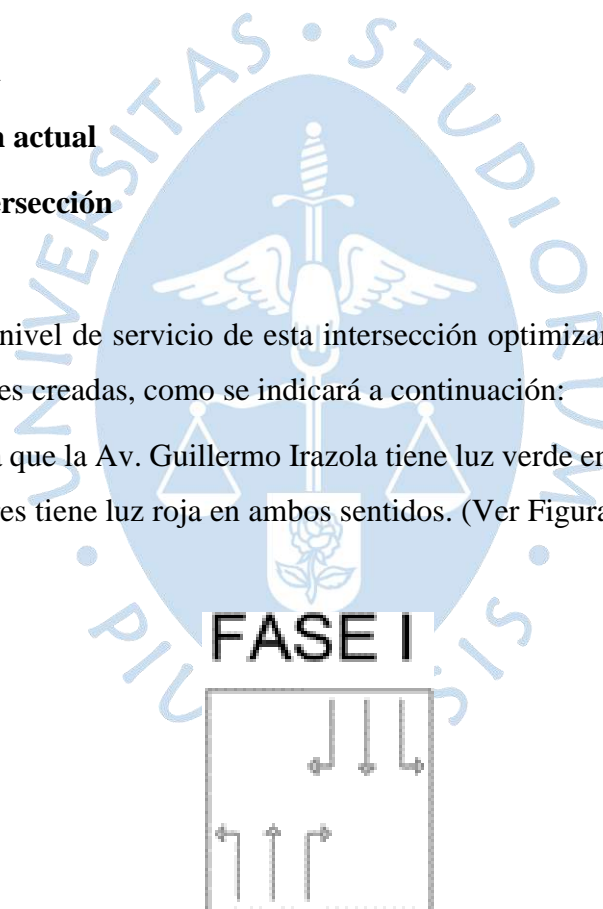


Figura 125. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 - Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración propia

- Una segunda fase en la que la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Guillermo Irazola tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 126).

FASE II

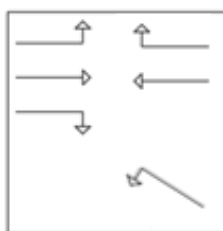


Figura 126. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 -Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración propia

Los tiempos optimizados serán los siguientes:

- Primera fase
 - Verde (32 Segundos)
 - Ámbar (3.5 Segundos)
 - Todo Rojo (0.5 Segundos)
 - Rojo (25 Segundos)
- Segunda fase
 - Verde (21 Segundos)
 - Ámbar (3.5 Segundos)
 - Todo Rojo (0.5 Segundos)
 - Rojo (36 Segundos)

Se obtiene una duración de ciclo de 61 segundos como se muestra en la Figura 127:

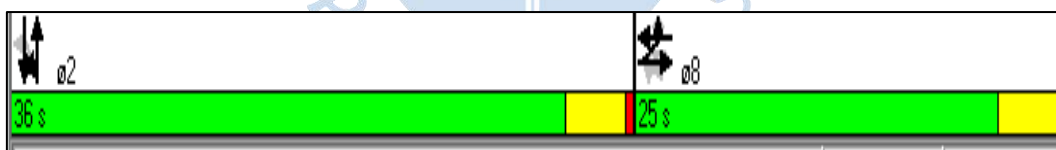


Figura 127. Diagrama de fases de la intersección 1 – Propuesta con TDL.

Fuente: Elaboración Synchro 8.0

4.3.1.2. Segunda intersección

Para mejorar el nivel de servicio de esta intersección optimizaremos los tiempos de los semáforos para las fases creadas, como se indicará a continuación:

- Una primera fase en la que la Av. Universitaria tiene luz verde en un sentido y la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz roja. (Ver Figura 128).

FASE I

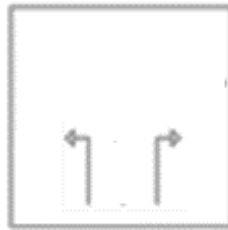


Figura 128. Diagrama del movimiento de la Intersección 2 - Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración propia

- Una segunda fase en la que la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz verde en sentido que vienen del oeste y del este, y la Av. Universitaria tiene luz roja. (Ver Figura 129).

FASE II

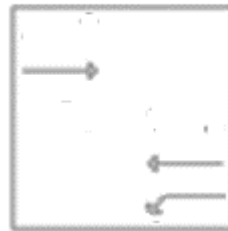


Figura 129. Diagrama del movimiento de la Intersección 2 -Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración propia

Los tiempos optimizados serán los siguientes:

- Primera fase
 - Verde (15 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Todo Rojo (0 Segundos)
 - Rojo (32 Segundos)

- Segunda fase
 - Verde (29 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Todo Rojo (0 Segundos)
 - Rojo (18 Segundos)

Se obtiene una duración de ciclo de 50 segundos como se muestra en la Figura 130:

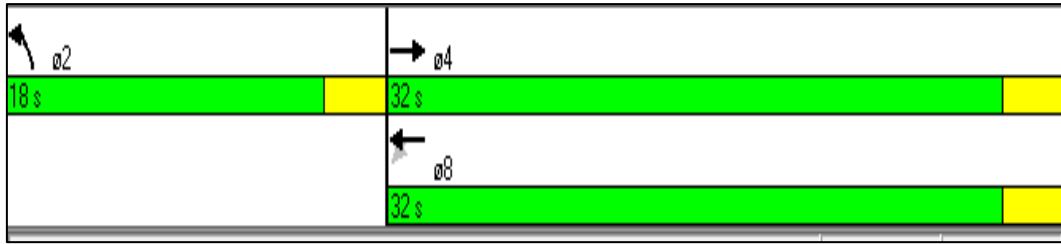


Figura 130. Diagrama de Fases de la intersección 2 – Propuesta final.
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

4.3.1.3. Tercera intersección

Para mejorar el nivel de servicio de esta intersección optimizaremos los tiempos de los semáforos para las fases creadas, como se indicará a continuación:

- Una primera fase en la que la Av. Luis Montero tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 131).

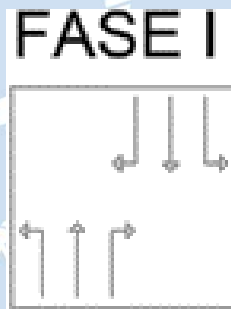


Figura 131. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 - Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración propia

- Una segunda fase en la que la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Luis Montero tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 132).

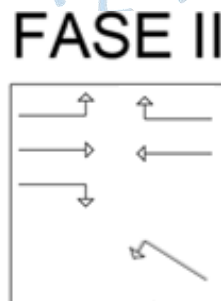


Figura 132. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 -Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración propia

Los tiempos optimizados serán los siguientes:

- Primera fase
 - Verde (16 Segundos)
 - Ámbar (3.5 Segundos)
 - Todo Rojo (0.5 Segundos)
 - Rojo (32 Segundos)

- Segunda fase
 - Verde (28 Segundos)
 - Ámbar (3.5 Segundos)
 - Todo Rojo (0.5 Segundos)
 - Rojo (20 Segundos)

Se obtiene una duración de ciclo de 52 segundos como se muestra en la Figura 133:

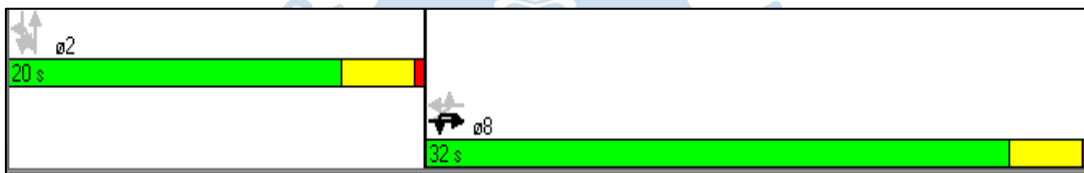


Figura 133. Diagrama de fases de la intersección 3 – Propuesta con TDL.

Fuente: Elaboración Synchro 8.0

4.3.1.4. Anexo de la tercera intersección

Para mejorar el nivel de servicio de esta intersección se colocará un DLT a la altura de la I.E. Carlota Ramos Santolaya y también carril de estacionamiento. A continuación, se muestra la única fase correspondiente:

- Una única fase en la que los vehículos que provienen del Este y del Oeste de la Av. Andrés Avelino Cáceres tengan luz verde. (Ver Figura 134).

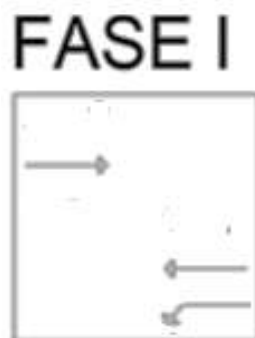


Figura 134. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 - Propuesta con TDL.

Fuente: Elaboración propia

Los tiempos optimizados serán los siguientes:

- Primera fase
 - Verde (16 Segundos)
 - Ámbar (3.5 Segundos)
 - Todo Rojo (0.5 Segundos)
 - Rojo (32 Segundos)

Se obtiene una duración de ciclo de 52 segundos como se muestra en la Figura 135:



Figura 135. Diagrama de Fases de la intersección 3 – Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

4.3.2. DLT 10 años

4.3.2.1. Primera intersección

Para mejorar el nivel de servicio de esta intersección optimizaremos los tiempos de los semáforos para las fases creadas, como se indica a continuación:

- Una primera fase en la que la Av. Guillermo Irazola tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 136).

FASE I

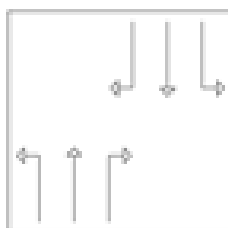


Figura 136. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 - Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración propia

- Una segunda fase en la que la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Guillermo Irazola tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 137).

FASE II

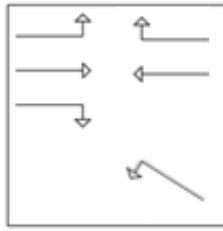


Figura 137. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 -Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración propia

Los tiempos optimizados serán los siguientes:

- Primera fase
 - Verde (33 Segundos)
 - Ámbar (3.5 Segundos)
 - Todo Rojo (0.5 Segundos)
 - Rojo (29 Segundos)
- Segunda fase
 - Verde (25 Segundos)
 - Ámbar (3.5 Segundos)
 - Todo Rojo (0.5 Segundos)
 - Rojo (37 Segundos)

Se obtiene una duración de ciclo de 66 segundos como se muestra en la Figura 138:

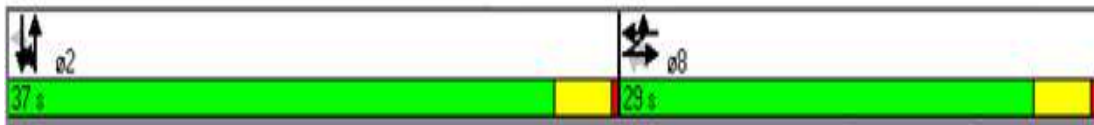


Figura 138. Diagrama de fases de la intersección 1 – Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

4.3.2.2. Segunda intersección

Para mejorar el nivel de servicio de esta intersección optimizaremos los tiempos de los semáforos para las fases creadas, como se indicará a continuación:

- Una primera fase en la que la Av. Universitaria tiene luz verde en un sentido y la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz roja. (Ver Figura 139)



Figura 139. Diagrama del movimiento de la Intersección 2 - Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración propia

- Una segunda fase en la que la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz verde en sentido que vienen del oeste y del este, y la Av. Universitaria tiene luz roja. (Ver Figura 140).



Figura 140. Diagrama del movimiento de la Intersección 2 - Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración propia

Los tiempos optimizados serán los siguientes:

- Primera fase
 - Verde (17 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Rojo (40 Segundos)
- Segunda fase
 - Verde (37 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Rojo (20 Segundos)

Se obtiene una duración de ciclo de 60 segundos como se muestra en la Figura 141:

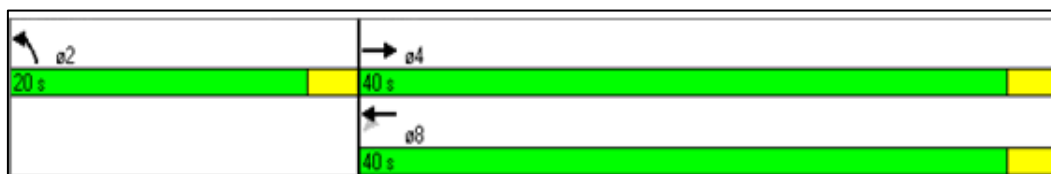


Figura 141. Diagrama de fases de la intersección 2 – Propuesta final.
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

4.3.2.3. Tercera intersección

Para mejorar el nivel de servicio de esta intersección optimizaremos los tiempos de los semáforos para las fases creadas, como se indicará a continuación:

- Una primera fase en la que la Av. Luis Montero tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 142).

FASE I

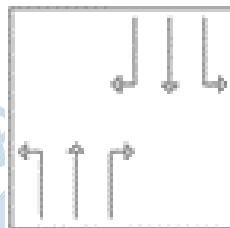


Figura 142. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 - Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración propia

- Una segunda fase en la que la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Luis Montero tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 143).

FASE II

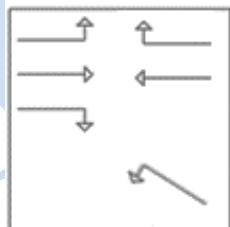


Figura 143. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 - Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración propia

Los tiempos optimizados serán los siguientes:

- Primera fase
 - Verde (21 Segundos)
 - Ámbar (3.5 Segundos)
 - Todo Rojo (0.5 Segundos)
 - Rojo (40 Segundos)

- Segunda fase
 - Verde (36 Segundos)
 - Ámbar (3.5 Segundos)
 - Todo Rojo (0.5 Segundos)
 - Rojo (25 Segundos)

Se obtiene una duración de ciclo de 65 segundos como se muestra en la Figura 144:



Figura 144. Diagrama de fases de la intersección 3 – Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

4.3.2.4. Anexo de la tercera intersección

Para mejorar el nivel de servicio de esta intersección se colocará un DLT a la altura de la I.E. Carlota Ramos Santolaya y también carril de estacionamiento. A continuación, se muestra la única fase correspondiente:

- Una única fase en la que los vehículos que provienen del Este y del Oeste de la Av. Andrés Avelino Cáceres tengan luz verde. (Ver Figura 145).

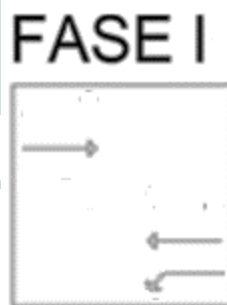


Figura 145. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 -Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración propia

Los tiempos optimizados serán los siguientes:

- Primera fase
 - Verde (36 Segundos)
 - Ámbar (3.5 Segundos)
 - Todo Rojo (0.5 Segundos)
 - Rojo (25 Segundos)

Se obtiene una duración de ciclo de 65 segundos como se muestra en la Figura 146:



Figura 146. Diagrama de fases de la intersección 3 – Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

4.3.3. DLT 20 años

4.3.3.1. Primera intersección

Para mejorar el nivel de servicio de esta intersección optimizaremos los tiempos de los semáforos para las fases creadas, como se indica a continuación:

- Una primera fase en la que la Av. Guillermo Irazola tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 147).

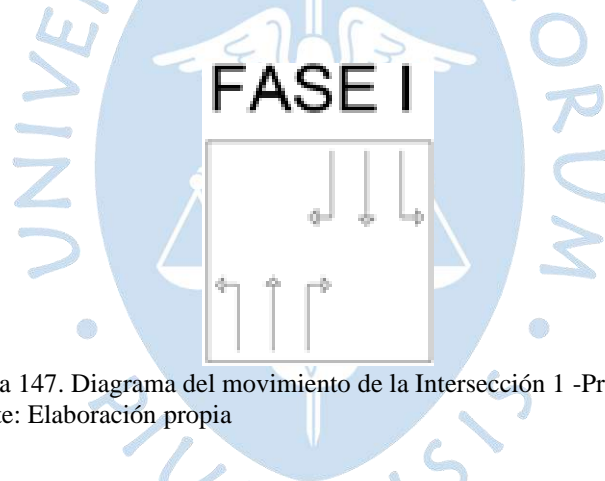


Figura 147. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 -Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración propia

- Una segunda fase en la que la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Guillermo Irazola tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 148).

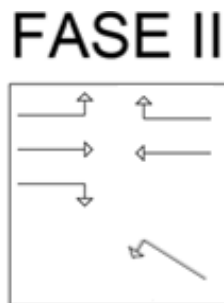


Figura 148. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 -Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración propia

Los tiempos optimizados serán los siguientes:

- Primera fase
 - Verde (34 Segundos)
 - Ámbar (3.5 Segundos)
 - Todo Rojo (0.5 Segundos)
 - Rojo (32 Segundos)
- Segunda fase
 - Verde (28 Segundos)
 - Ámbar (3.5 Segundos)
 - Todo Rojo (0.5 Segundos)
 - Rojo (38 Segundos)

Se obtiene una duración de ciclo de 70 segundos como se muestra en la Figura 149:



Figura 149. Diagrama de fases de la intersección 1 – Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

4.3.3.2. Segunda intersección

Para mejorar el nivel de servicio de esta intersección optimizaremos los tiempos de los semáforos para las fases creadas, como se indicará a continuación:

- Una primera fase en la que la Av. Universitaria tiene luz verde en un sentido y la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz roja. (Ver Figura 150).

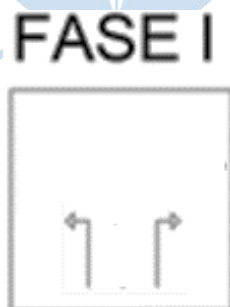


Figura 150. Diagrama del movimiento de la Intersección 2 - Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración propia

- Una segunda fase en la que la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz verde en sentido que vienen del oeste y del este, y la Av. Universitaria tiene luz roja. (Ver Figura 151)



Figura 151. Diagrama del movimiento de la Intersección 2 - Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración propia

Los tiempos optimizados serán los siguientes:

- Primera fase
 - Verde (18 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Rojo (44 Segundos)
- Segunda fase
 - Verde (41 Segundos)
 - Ámbar (3 Segundos)
 - Rojo (21 Segundos)

Se obtiene una duración de ciclo de 65 segundos como se muestra en la Figura 152:

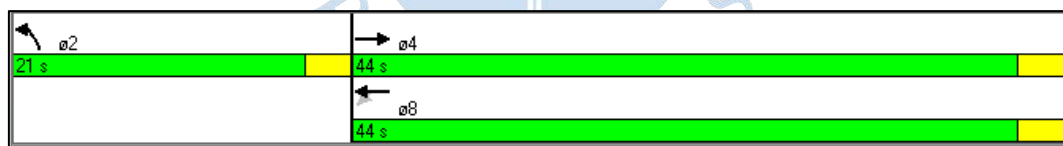


Figura 152. Diagrama de fases de la intersección 2 – Propuesta final.
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

4.3.3.3. Tercera intersección

Para mejorar el nivel de servicio de esta intersección optimizaremos los tiempos de los semáforos para las fases creadas, como se indicará a continuación:

- Una primera fase en la que la Av. Luis Montero tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 153).

FASE I

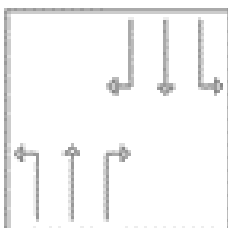


Figura 153. Diagrama del movimiento de la Intersección 1 -Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración propia

- Una segunda fase en la que la Av. Andrés Avelino Cáceres tiene luz verde en ambos sentidos y la Av. Luis Montero tiene luz roja en ambos sentidos. (Ver Figura 154).

FASE II

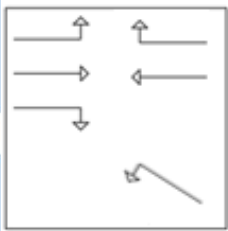


Figura 154. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 -Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración propia

Los tiempos optimizados serán los siguientes:

- Primera fase
 - Verde (21 Segundos)
 - Ámbar (3.5 Segundos)
 - Todo Rojo (0.5 Segundos)
 - Rojo (40 Segundos)

- Segunda fase
 - Verde (36 Segundos)
 - Ámbar (3.5 Segundos)
 - Todo Rojo (0.5 Segundos)
 - Rojo (25 Segundos)

Se obtiene una duración de ciclo de 65 segundos como se muestra en la Figura 155:

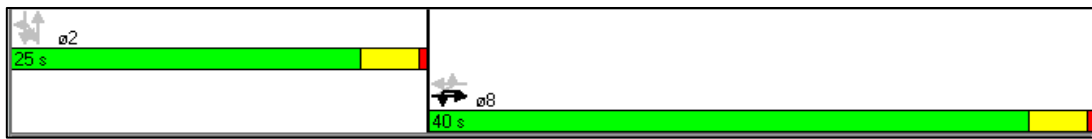


Figura 155. Diagrama de fases de la intersección 3 – Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

4.3.3.4. Anexo de la tercera intersección

Para mejorar el nivel de servicio de esta intersección se colocará un DLT a la altura de la I.E. Carlota Ramos Santolaya y también carril de estacionamiento. A continuación, se muestra la única fase correspondiente:

- Una única fase en la que los vehículos que provienen del Este y del Oeste de la Av. Andrés Avelino Cáceres tengan luz verde. (Ver Figura 156).

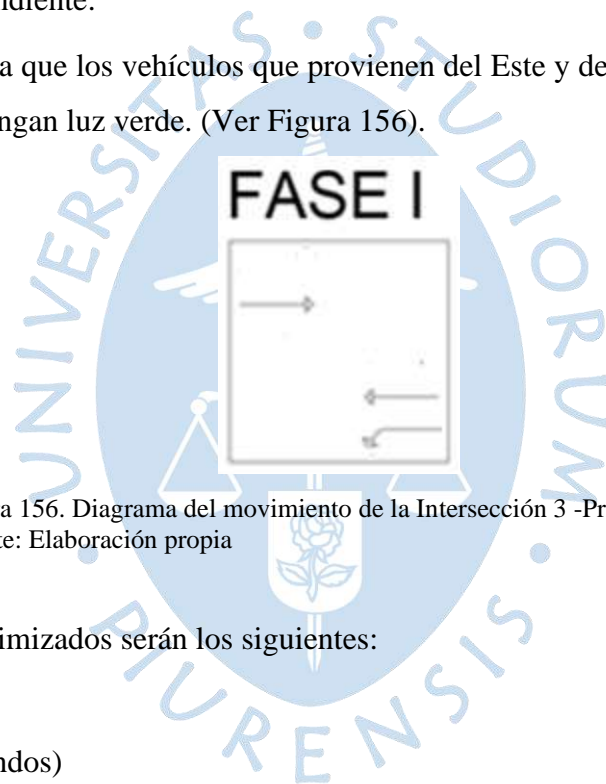


Figura 156. Diagrama del movimiento de la Intersección 3 -Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración propia

Los tiempos optimizados serán los siguientes:

- Primera fase
 - Verde (16 Segundos)
 - Ámbar (3.5 Segundos)
 - Todo Rojo (0.5 Segundos)
 - Rojo (45 Segundos)

Se obtiene una duración de ciclo de 65 segundos como se muestra en la Figura 157:

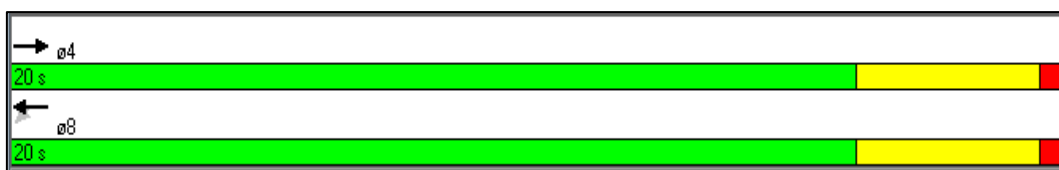


Figura 157. Diagrama de fases de la intersección 3 – Propuesta con TDL.
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

4.4. Simulación con las propuestas

Mediante el programa Synchro 8.0 se ha podido trabajar la nueva alternativa de solución, modificando parámetros como las dimensiones geométricas de carriles, bermas, veredas y también la semaforización en cada una de las intersecciones, quedando como resultado de alternativa de solución final un *Turn Left Displaced*.

Gráficamente se ha dibujado las calzadas de la forma en que se muestra en la Figura 158, sin embargo, esto se ha hecho para simbolizar cómo funciona el flujo de un *Turn Left Displaced* y darle una mejor visión. No obstante, no significa una expropiación de las casas ni negocios aledaños, que incrementaría prácticamente el costo porque la nueva calzada adicional es contigua a las calzadas existentes de la avenida Andrés Avelino Cáceres, sector Castilla.



Figura 158. Nueva alternativa de solución de la Av. Andrés Avelino Cáceres, sector Castilla.

Fuente: Elaboración Synchro 8.0

A continuación, se muestran las secciones de la vista panorámica, para la primera, segunda, tercera y el anexo de la tercera intersección (Figura 159, Figura 160, Figura 161). La continuidad del flujo se realiza de izquierda a derecha en la dirección Oeste hacia Este y de derecha a izquierda en la dirección Este hacia Oeste con confluencia en cada intersección para el Norte y Sur.

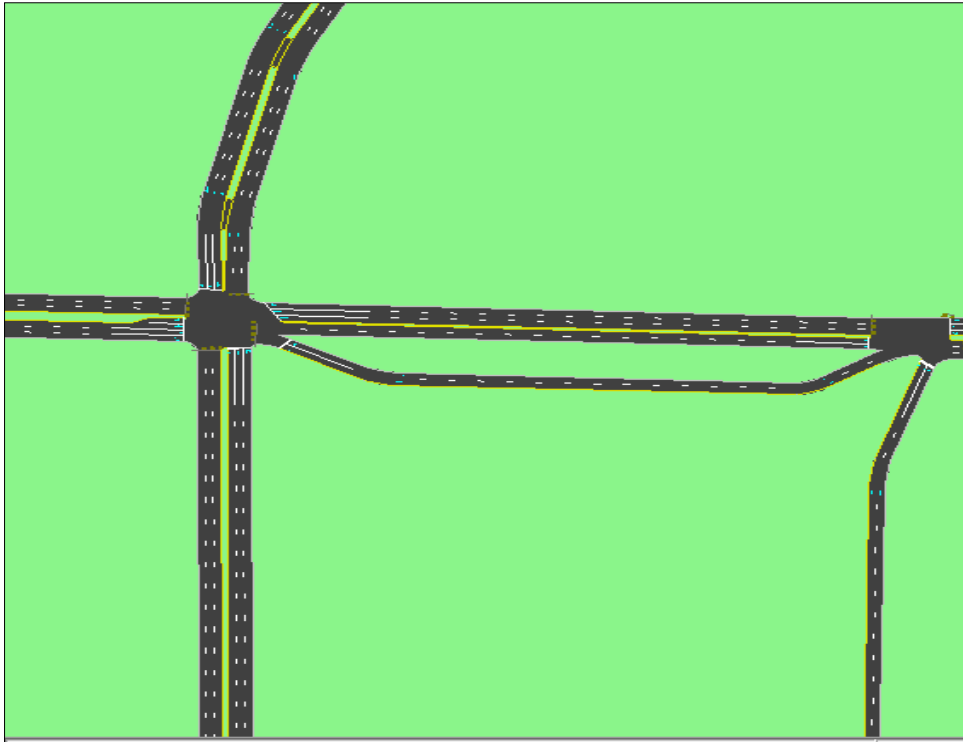


Figura 159. Vista 2D de la unión entre la primera y la segunda intersección.
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

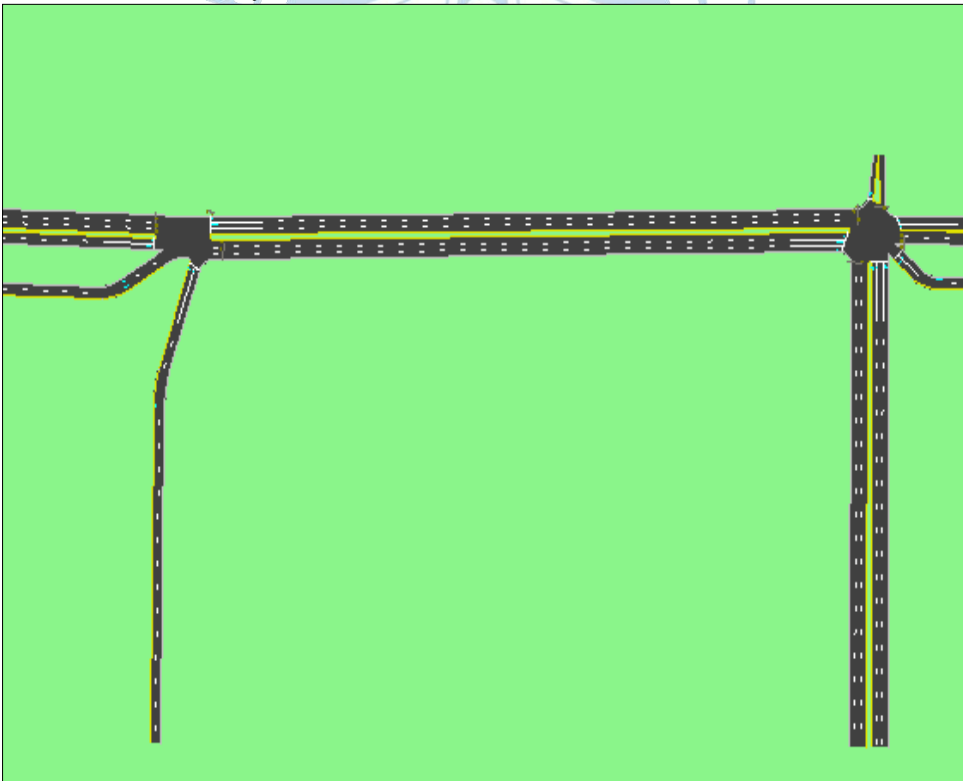


Figura 160. Vista 2D de la unión entre la segunda y la tercera intersección.
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

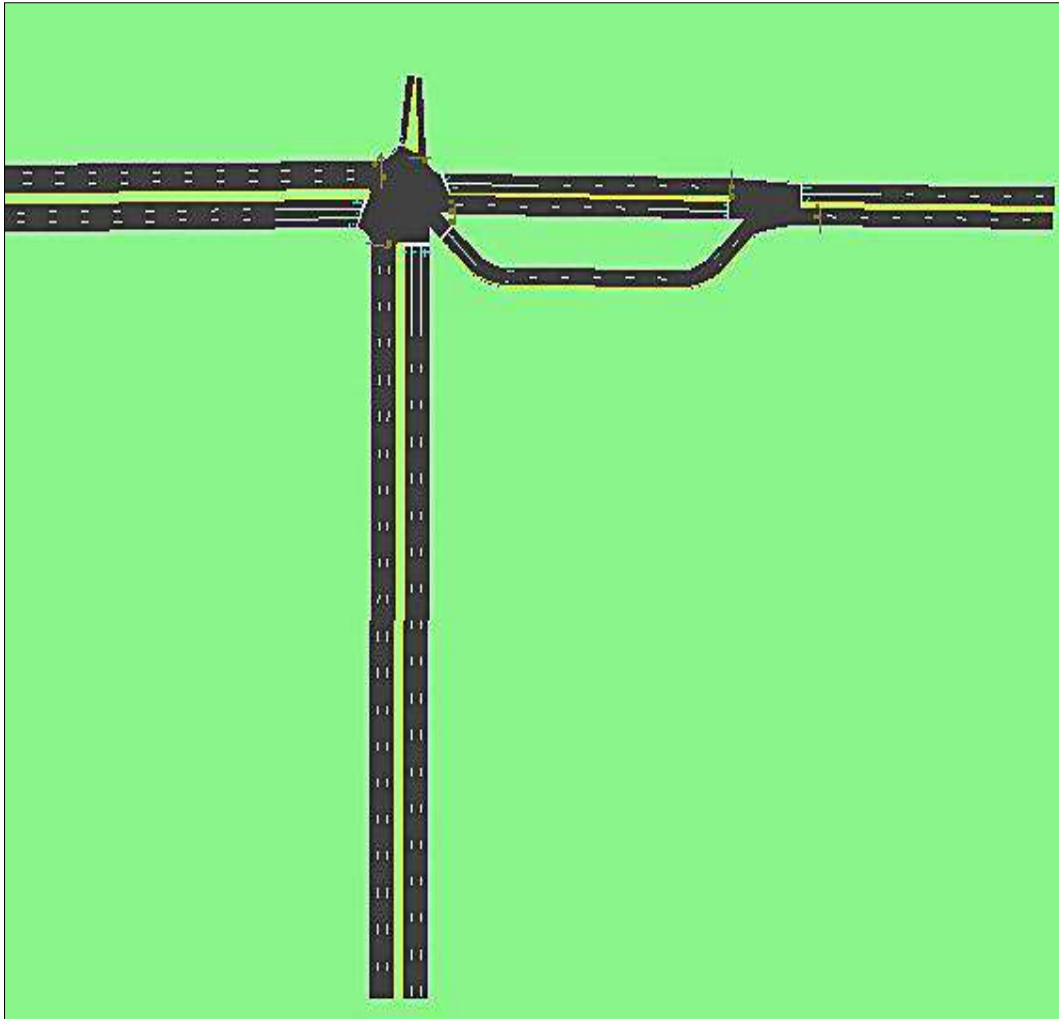


Figura 161. Vista 2D de la tercera intersección y el anexo DLT.
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

La direccionalidad de cada acceso depende del flujo vehicular y del número de carriles.
Para la primera intersección se tiene la siguiente distribución:

- Norte: 3 carriles (2 compartidos)
- Sur: 3 carriles (2 compartidos)
- Este: 5 carriles (2 para DLT)
- Oeste: 4 carriles (1 de almacenamiento), giro libre a la derecha.

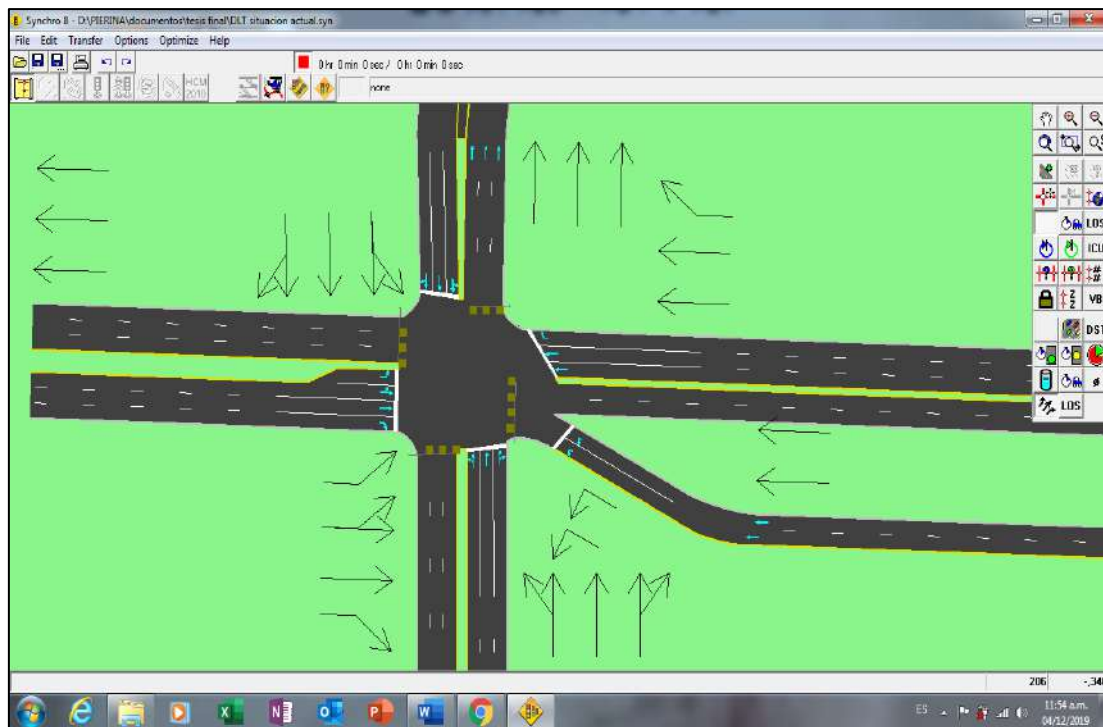


Figura 162. Vista 2D de la primera intersección, dirección de carriles de entrada
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

Para la segunda intersección se tiene la siguiente distribución:

- Norte: 0 carriles
- Sur: 2 carriles (1 compartido)
- Este: 3 carriles (1 compartido)
- Oeste: 2 carriles

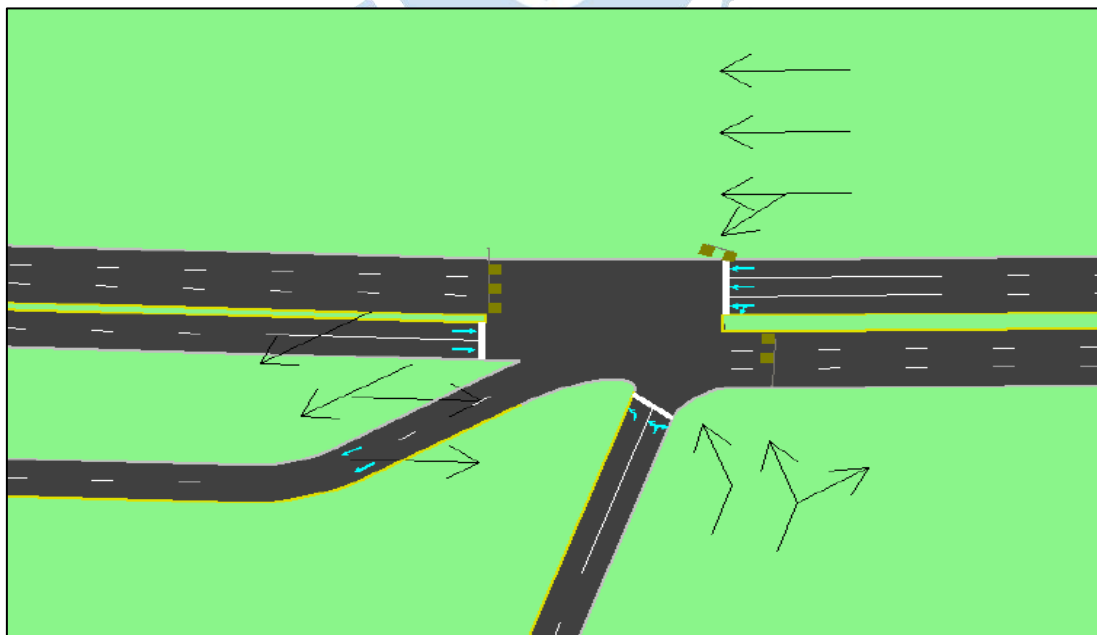


Figura 163. Vista 2D de la segunda intersección.
Fuente: Elaboración Synchro 8.0

Para la tercera intersección se tiene la siguiente distribución:

- Norte: 1 carril (compartido)
- Sur: 3 carriles (1 compartido)
- Este: 4 carriles (1 compartido y 2 para DLT)
- Oeste: 3 carriles (2 compartidos)

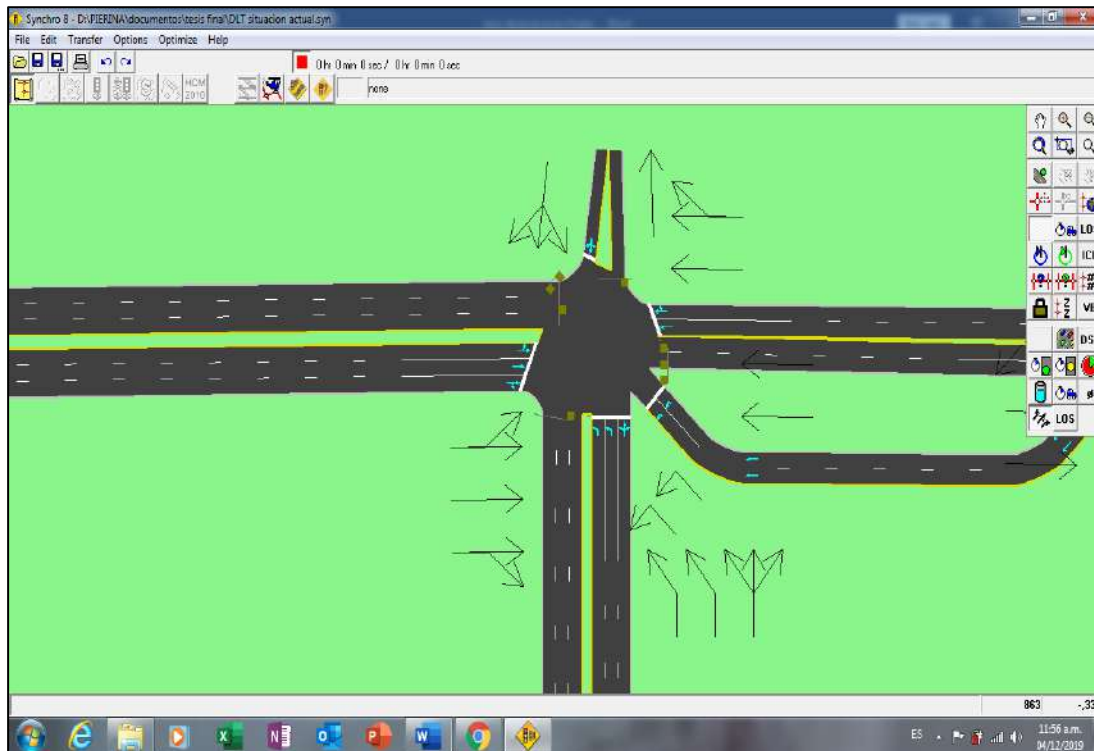


Figura 164. Vista 2D de la tercera intersección.

Fuente: Elaboración Synchro 8.0

A continuación, en la sección PLANOS se muestra un panorama más acorde a la realidad, pues la simulación del programa no permitía la unión de las vías que se encuentran muy separadas como ya se mencionó al inicio de este capítulo. El detalle completo del plano de diseño geométrico del corredor de la Av. Andrés Avelino Cáceres- sector Castilla contempla en su estructura lo siguiente:

- Vista de planta general (escala 1/1000)
- Vista de planta de cada intersección (escala 1/500)
- Vista de sección transversal de vías (escala 1/200).

Se han respetado las medidas establecidas en la Tabla 47, Tabla 49 y Tabla 51 para el dimensionamiento general del corredor.



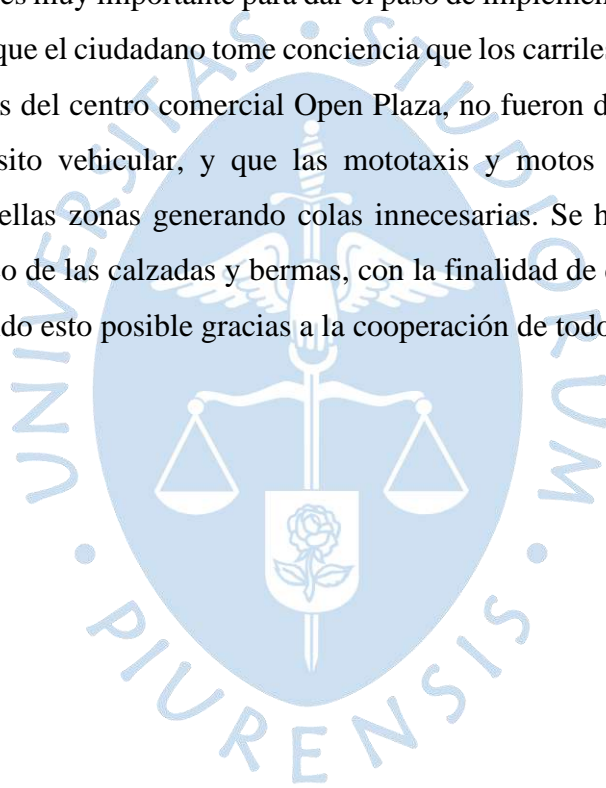
Conclusiones

- Actualmente la Av. Andrés Avelino Cáceres, en la ciudad de Piura, sufre congestión, lo cual es causa de un mal plan de gestión vehicular. Luego de trabajar con el programa Synchro 8.0, se propone la mejor solución alternativa “Turn Left Displaced”, con NDS B,A,A para las 3 intersecciones respectivamente con la Av. Guillermo Irazola, Av. Universitaria y Av. Luis Montero.

Se ha escogido este diseño vial por el aspecto técnico y geométrico, ya que este tipo de diseño vial disminuye el tiempo de espera del viaje que realiza el conductor, mejorando los niveles de servicio y, asimismo, mejora la distribución del espacio sin perjudicar el límite de propiedad de las casas vecinas.

- Esta propuesta genera resultados muy importantes y radicales, ya que reduce notablemente las demoras actuales, a 10 y a 20 años. Los vehículos pueden avanzar en dirección OE al mismo tiempo que en dirección EO, esto produce menos cola de tráfico, por ende, se emitiría menos cantidad de CO₂ que perjudica al medio ambiente.
- Los manuales del MTC deberían incorporar nuevas soluciones alternativas frente a un incremento de tráfico futuro, las cuales están en folletos informativos de la “Federal Highway Administration” de los Estados Unidos. Junto a ello, también se deberían añadir todos los parámetros necesarios para los procesos constructivos de los nuevos diseños geométricos viales, así como, la semaforización y señalización respectiva para evitar confusiones en los conductores y disminuir el número de accidentes que se genera por el factor humano y no por el mal desarrollo del plan de gestión vial.

- No es necesario implementar una rotonda o un paso a desnivel en la Av. Andrés Avelino Cáceres (Sector Castilla), como se ha visto en otros puntos de la ciudad de Piura como en el proyecto del Bypass de la Av. Sánchez Cerro, en donde se ha invertido 95.5 millones. No se ha ejecutado un buen plan de gestión vial, cuyo objetivo a corto o mediano plazo es la disminución de colas y la reducción de demoras. Sin embargo, esto no se ha concretado actualmente. Es necesario que en el anteproyecto, se evalúen los puntos críticos que generan conflicto. No se debería optar por una solución muy costosa sin hacer uso previo del estudio de la planificación vehicular de la zona.
- La educación vial es muy importante para dar el paso de implementar una nueva alternativa vial, es necesario que el ciudadano tome conciencia que los carriles que se encuentran fuera y a los alrededores del centro comercial Open Plaza, no fueron destinados para comercio sino para el tránsito vehicular, y que las mototaxis y motos lineales no se deberían estacionar en aquellas zonas generando colas innecesarias. Se ha logrado redistribuir el espacio geométrico de las calzadas y bermas, con la finalidad de que el tránsito circule de manera ideal, siendo esto posible gracias a la cooperación de todos los ciudadanos.



Recomendaciones

- Unos de los factores que también afecta el nivel de servicio, no sólo es la demanda de vehículos o la geometría, sino también existen tramos en la vía que no se encuentran en buenas condiciones (baches) perjudicando el flujo continuo, ya que los vehículos tienden a esquivar estos tramos o bajar la velocidad. Lo ideal es realizar un plan de mantenimiento vial para evitar estos inconvenientes.
- Promover la educación vial (también conocida como educación para la seguridad vial) es el proceso de adquisición, desarrollo e integración de las capacidades o competencias destinadas a promover la seguridad en el tránsito, mejorar las relaciones y conductas viales, y prevenir los siniestros en las vías. Existen muchos casos de imprudencia de parte de los conductores. El motivo es porque desconocen las señales de tránsito, es por ello que, cometen maniobras prohibidas.
- Algunos conductores a pesar de conocer las normas de tránsito infringen la ley. En tal sentido la policía de tránsito debe aplicar las multas correspondientes, a fin de que aquellos conductores no perjudiquen la seguridad de los peatones.
- Existe una saturación de anuncios publicitarios, esto ocasiona que los conductores se distraigan con dicho anuncio, perjudicando su confort.
- Fomentar a la población el uso de transporte público como colectivos o micros, esto permitiría disminuir el transporte de movilidad privada, ya que la mayor cantidad de vehículos que existen son motolineales, mototaxi y autos. La relación de espacio que ocupa el vehículo en el carril por persona transportada es beneficiosa. Por ejemplo, en un micro puede transportar entre 30 a 40 personas, mientras que un mototaxi transporta entre 1 a 3 personas, el espacio que se necesita para cubrir una micro con mototaxis, son 6 de estas, haciendo dicha proporción, transportarían entre 6 a 18 personas.

- El crecimiento económico trae consigo dos puntos importantes; hoy en día existe mayor facilidad para adquirir un vehículo propio; y existen muchos puntos atractivos como el centro comercial Open Plaza, Universidad Nacional, empresas, restaurantes, etc. Esto trae como consecuencia el crecimiento del parque automotor. Se debe resaltar que los tipos de vehículos que más existen son mototaxis y motolineales. Se recomienda que exista un control para la venta de dicha vehículos.
- El volumen de tránsito es dinámico, por lo cual se recomienda realizar mediciones periódicas del flujo de tránsito para verificar que el ciclo del semáforo sea el óptimo. Una opción para mejorar el tránsito son Semáforos Inteligentes, estos permiten cambiar la semaforización según el flujo vehicular. El flujo vehicular no es el mismo en todo el día, existen horas donde el flujo es mucho menor al flujo de la hora punta, como se sabe la semaforización se diseña para la hora punta, por lo tanto, perjudica cuando el flujo es bajo. Además, realizar un mantenimiento continuo de los semáforos, para que se encuentre operativos, ya que estos permiten el orden del flujo vehicular.
- El diseño geométrico vial que establece el Manual del Ministerio de Transportes y Comunicaciones tiene parámetros diferentes referidos al proceso constructivo que ofrece la entidad estadounidense *Federal Highway Administration*, por lo cual es de suma urgencia realizar un cambio amplificador en el Manual de Diseño Geométrico 2018, incrementando a su vez la señalización respectiva para cada tipo de alternativa de solución vial y el cálculo de los tiempos de semáforo considerando los espaciamientos en las vías principales y secundarias.

Referencias bibliográficas

- Agosta, R. (2006). *Estudio de Infraestructura del transporte terrestre*. Buenos Aires: Universidad de Buenos Aires.
- Akcelik, Rahmi. (1989). *Traffic Signals: Capacity and Timing Analysis, Australian Road Research Board(123), Fourth Reprint*. (R. R. ARR, Ed.) Australia.
- Ambrosio, E. (2014). *Estudio de Criterio de clasificación de vías urbanas*. Huánuco: Universidad de Huánuco.
- ICG. (2005). *Manual de Diseño Geométrico de vías urbanas*.
- Instituto Nacional de Vías. (s.f.). *Controles para el diseño geométrico*.
- Instituto Nacional de Estadística e Informática. (2019). *Censo Nacional de Población y Vivienda*. Perú.
- Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones. (2007). *Reglamento de Jerarquización Vial*. Perú.
- Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones. (2018). *Manual de Carreteras: Diseño Geométrico*. Perú.
- Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones. (2018). *Manual De Dispositivos De Control Del Transito Automotor Para Calles Y Carreteras*. Perú.
- Municipalidad del Callao. (2010). *Reglamento de la actualización del Plan Vial*.
- OEP. (2013). *Especialidad "Gestión técnica del tráfico"*.
- Rios, E. (2018). *Modelación del Tránsito y Propuesta de solución vial a la Av. Cáceres con Infracworks y Synchro*. Tesis de pregrado en Ingeniería Civil. Piura: Universidad de Piura.
- Timana, J. (2017). *Apuntes del curso caminos y transportes*. Piura: Universidad de Piura.

Transportation Research Board. (2017). *Highway Capacity Manual 2010* (5ta ed.).

Rosales, J. (2003). *Diseño de la carretera Condebamba-Tanta Km. 0+00- Km. 07+76"*. Tesis de grado en Ingeniería Civil. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.

Secretaría de Integración Económica Centroamericana. (2004). *Normas para el Diseño Geométrico de las carreteras regionales*. Guatemala.

Silvera, M. (2012). *Estudio de Ingeniería de carreteras- Ubicación y trazado de rutas*. Lima: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.

Vera Lino, F. (2012). Tesis. *Aplicabilidad de las Metodologías del HCM 2000 y Synchro 7.0 para analizar intersecciones semaforizadas en Lima*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.



Anexos





Anexo 1. Displaced left turn actual

Lanes, Volumes, Timings												
3:	04/12/2019											
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR	NWL2
Lane Configurations	↖	↕	↗	↕	↗		↕			↕		↖
Volume (vph)	259	661	117	730	374	259	641	132	299	650	324	319
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Storage Length (m)	15.0		0.0		0.0	0.0		0.0	0.0		0.0	
Storage Lanes	1		1		1	0		0	0		0	
Taper Length (m)	7.5					7.5			7.5			
Lane Util. Factor	0.91	0.91	1.00	0.95	1.00	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.97
Frnt			0.850		0.850		0.981			0.962		
Fit Protected	0.950	0.998					0.988			0.988		0.950
Satd. Flow (prot)	1401	2944	1378	3079	1378	0	4288	0	0	4205	0	2987
Fit Permitted	0.950	0.998					0.674			0.988		0.676
Satd. Flow (perm)	1401	2944	1378	3079	1378	0	2925	0	0	4205	0	2125
Right Turn on Red					Yes							No
Satd. Flow (RTOR)					180							
Link Speed (k/h)		45		45			45			45		
Link Distance (m)		106.8		293.9			254.8			59.5		
Travel Time (s)		8.5		23.5			20.4			4.8		
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	282	718	127	793	407	282	697	143	325	707	352	347
Shared Lane Traffic (%)	10%											
Lane Group Flow (vph)	254	746	127	793	407	0	1122	0	0	1384	0	347
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left
Median Width(m)		4.8		1.2			2.6			0.0		
Link Offset(m)		0.0		0.0			0.0			0.0		
Crosswalk Width(m)		4.8		4.8			4.8			4.8		
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19
Turning Speed (k/h)	25		15		15	25		15	25		15	25
Turn Type	Split	NA	Perm	NA	Perm	Perm	NA		Split	NA		custom
Protected Phases	8!	8		8!			2!		2!	2		
Permitted Phases			8		8	2						8
Minimum Split (s)	21.0	21.0	21.0	21.0	21.0	21.0	21.0		21.0	21.0		21.0
Total Split (s)	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	36.0	36.0		36.0	36.0		25.0
Total Split (%)	41.0%	41.0%	41.0%	41.0%	41.0%	59.0%	59.0%		59.0%	59.0%		41.0%
Maximum Green (s)	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	31.0	31.0		31.0	31.0		20.0
Yellow Time (s)	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0		4.0	4.0		4.0
All-Red Time (s)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0		1.0	1.0		1.0
Lost Time Adjust (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0			0.0		0.0
Total Lost Time (s)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0		5.0			5.0		5.0
Lead/Lag												
Lead-Lag Optimize?												
Walk Time (s)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0		5.0	5.0		5.0
Flash Dont Walk (s)	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0		11.0	11.0		11.0
Pedestrian Calls (#/hr)	0	0	0	0	0	0	0		0	0		0
Act Effect Green (s)	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0		31.0			31.0		20.0
Actuated g/C Ratio	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33		0.51			0.51		0.33
v/c Ratio	0.55	0.77	0.28	0.79	0.71		2.39dl			0.65		0.50
Control Delay	22.4	25.3	17.3	25.6	18.2		16.1			12.8		19.5

Lanes, Volumes, Timings

3:

04/12/2019

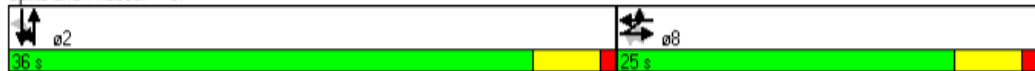


Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR	NWL2
Queue Delay	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0			0.0		0.0
Total Delay	22.4	25.3	17.3	25.6	18.2		16.1			12.8		19.5
LOS	C	C	B	C	B		B			B		B
Approach Delay		23.8		23.1			16.1			12.8		
Approach LOS		C		C			B			B		

Intersection Summary

Area Type: CBD
 Cycle Length: 61
 Actuated Cycle Length: 61
 Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:NBSB, Start of Green
 Natural Cycle: 45
 Control Type: Pretimed
 Maximum v/c Ratio: 0.79
 Intersection Signal Delay: 18.7 Intersection LOS: B
 Intersection Capacity Utilization 124.5% ICU Level of Service H
 Analysis Period (min) 15
 dl Defacto Left Lane. Recode with 1 though lane as a left lane.
 ! Phase conflict between lane groups.

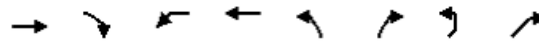
Splits and Phases: 3:



Lanes, Volumes, Timings

6:

04/12/2019



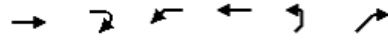
Lane Group	EBT	EBR	WBL	WBT	NBL	NBR	NEL	NER
Lane Configurations	↑↑			↑↑↑	↑↑			
Volume (vph)	1092	0	319	939	165	61	0	0
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Util. Factor	0.95	1.00	0.91	0.91	0.97	0.95	1.00	1.00
Frts					0.960			
Flt Protected				0.987	0.965			
Satd. Flow (prot)	3421	0	0	4852	3236	0	0	0
Flt Permitted				0.676	0.965			
Satd. Flow (perm)	3421	0	0	3323	3236	0	0	0
Right Turn on Red						No		
Satd. Flow (RTOR)								
Link Speed (k/h)	45			45	45		45	
Link Distance (m)	293.9			391.6	79.9		60.9	
Travel Time (s)	23.5			31.3	6.4		4.9	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	1187	0	347	1021	179	66	0	0
Shared Lane Traffic (%)								
Lane Group Flow (vph)	1187	0	0	1368	245	0	0	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Right	Left	Left	Left	Right	Left	Right
Median Width(m)	1.2			2.8	6.6		0.0	
Link Offset(m)	0.0			0.0	0.0		0.0	
Crosswalk Width(m)	4.8			4.8	4.8		4.8	
Two way Left Turn Lane								
Headway Factor	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04
Turning Speed (k/h)		15	25		25	15	25	15
Turn Type	NA		Perm	NA	NA			
Protected Phases	4			8	2			
Permitted Phases	4		8		2			
Minimum Split (s)	30.0		25.0	25.0	15.0			
Total Split (s)	32.0		32.0	32.0	18.0			
Total Split (%)	64.0%		64.0%	64.0%	36.0%			
Maximum Green (s)	28.0		28.0	28.0	14.0			
Yellow Time (s)	4.0		4.0	4.0	4.0			
All-Red Time (s)	0.0		0.0	0.0	0.0			
Lost Time Adjust (s)	0.0			0.0	0.0			
Total Lost Time (s)	4.0			4.0	4.0			
Lead/Lag								
Lead-Lag Optimize?								
Walk Time (s)	5.0		5.0	5.0	5.0			
Flash Dont Walk (s)	11.0		11.0	11.0	11.0			
Pedestrian Calls (#/hr)	0		0	0	0			
Act Effct Green (s)	28.0			28.0	14.0			
Actuated g/C Ratio	0.56			0.56	0.28			
v/c Ratio	0.62			1.99dl	0.27			
Control Delay	9.2			11.2	15.0			
Queue Delay	0.0			0.0	0.0			
Total Delay	9.2			11.2	15.0			
LOS	A			B	B			

Lanes, Volumes, Timings												
8:	04/12/2019											
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR	NWL2
Lane Configurations		↔↔↔		↕↕		↕↕	↕↕			↕↕		↕↕
Volume (vph)	17	767	369	853	17	380	10	28	34	61	25	224
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Util. Factor	0.91	0.91	0.91	0.95	0.95	0.91	0.91	1.00	1.00	1.00	1.00	0.97
Frt		0.952		0.997			0.971			0.972		
Fit Protected		0.999				0.950	0.965			0.986		0.950
Satd. Flow (prot)	0	4675	0	3411	0	3113	1535	0	0	1726	0	3319
Fit Permitted		0.921				0.762	0.747			0.883		0.950
Satd. Flow (perm)	0	4310	0	3411	0	2497	1189	0	0	1545	0	3319
Right Turn on Red					Yes							Yes
Satd. Flow (RTOR)				5						26		
Link Speed (k/h)		45		45			45			45		
Link Distance (m)		391.6		140.8			263.9			37.8		
Travel Time (s)		31.3		11.3			21.1			3.0		
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Parking (#/hr)												
Adj. Flow (vph)	18	834	401	927	18	413	11	30	37	66	27	243
Shared Lane Traffic (%)						27%						
Lane Group Flow (vph)	0	1253	0	945	0	301	153	0	0	130	0	243
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left
Median Width(m)		2.8		0.0			8.8			6.6		
Link Offset(m)		0.0		0.0			0.0			0.0		
Crosswalk Width(m)		4.8		4.8			4.8			4.8		
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04
Turning Speed (k/h)	25		15		15	25		15	25		15	25
Turn Type	Perm	NA		NA		custom	NA		custom	NA		custom
Protected Phases		8										8
Permitted Phases	8			8		2	2		2	2		8
Minimum Split (s)	21.0	21.0		21.0		21.0	21.0		21.0	21.0		21.0
Total Split (s)	32.0	32.0		32.0		21.0	21.0		21.0	21.0		32.0
Total Split (%)	60.4%	60.4%		60.4%		39.6%	39.6%		39.6%	39.6%		60.4%
Maximum Green (s)	27.0	27.0		27.0		16.0	16.0		16.0	16.0		27.0
Yellow Time (s)	4.0	4.0		4.0		4.0	4.0		4.0	4.0		4.0
All-Red Time (s)	1.0	1.0		1.0		1.0	1.0		1.0	1.0		1.0
Lost Time Adjust (s)		0.0		0.0		0.0	0.0		0.0	0.0		0.0
Total Lost Time (s)		5.0		5.0		5.0	5.0		5.0	5.0		5.0
Lead/Lag												
Lead-Lag Optimize?												
Walk Time (s)	5.0	5.0		5.0		5.0	5.0		5.0	5.0		5.0
Flash Dont Walk (s)	11.0	11.0		11.0		11.0	11.0		11.0	11.0		11.0
Pedestrian Calls (#/hr)	0	0		0		0	0		0	0		0
Act Effct Green (s)		27.0		27.0		16.0	16.0		16.0	16.0		27.0
Actuated g/C Ratio		0.51		0.51		0.30	0.30		0.30	0.30		0.51
v/c Ratio		0.57		0.54		0.40	0.43		0.27	0.27		0.14
Control Delay		10.3		10.2		16.6	19.3		13.3	13.3		7.2
Queue Delay		0.0		0.0		0.0	0.0		0.0	0.0		0.0
Total Delay		10.3		10.2		16.6	19.3		13.3	13.3		7.2

Lanes, Volumes, Timings

16:

04/12/2019

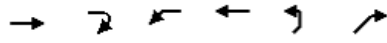


Lane Group	EBT	EBR	WBL	WBT	NEL	NER
Lane Configurations	↑↑		↘	↑		
Volume (vph)	829	0	224	870	0	0
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Util. Factor	0.95	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Fr						
Flt Protected			0.950			
Satd. Flow (prot)	3421	0	1711	1801	0	0
Flt Permitted			0.316			
Satd. Flow (perm)	3421	0	569	1801	0	0
Right Turn on Red		Yes				Yes
Satd. Flow (RTOR)						
Link Speed (k/h)	45			45	45	
Link Distance (m)	140.8			98.4	43.3	
Travel Time (s)	11.3			7.9	3.5	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	901	0	243	946	0	0
Shared Lane Traffic (%)						
Lane Group Flow (vph)	901	0	243	946	0	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Right	Left	Left	Left	Right
Median Width(m)	1.2			4.0	0.0	
Link Offset(m)	0.0			0.0	0.0	
Crosswalk Width(m)	4.8			4.8	4.8	
Two way Left Turn Lane						
Headway Factor	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04
Turning Speed (k/h)		15	25		25	15
Turn Type	NA		Perm	NA		
Protected Phases	4			8		
Permitted Phases			8			
Minimum Split (s)	21.0		21.0	21.0		
Total Split (s)	21.0		21.0	21.0		
Total Split (%)	100.0%		100.0%	100.0%		
Maximum Green (s)	16.0		16.0	16.0		
Yellow Time (s)	4.0		4.0	4.0		
All-Red Time (s)	1.0		1.0	1.0		
Lost Time Adjust (s)	0.0		0.0	0.0		
Total Lost Time (s)	5.0		5.0	5.0		
Lead/Lag						
Lead-Lag Optimize?						
Walk Time (s)	5.0		5.0	5.0		
Flash Dont Walk (s)	11.0		11.0	11.0		
Pedestrian Calls (#/hr)	0		0	0		
Act Effect Green (s)	21.0		21.0	21.0		
Actuated g/C Ratio	1.00		1.00	1.00		
v/c Ratio	0.26		0.43	0.53		
Control Delay	0.2		2.3	1.1		
Queue Delay	0.0		0.0	0.0		
Total Delay	0.2		2.3	1.1		
LOS	A		A	A		

Lanes, Volumes, Timings

16:

04/12/2019

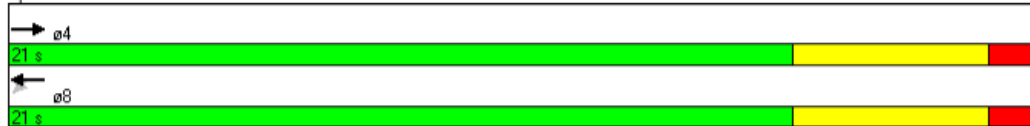


Lane Group	EBT	EBR	WBL	WBT	NEL	NER
Approach Delay	0.2			1.4		
Approach LOS	A			A		

Intersection Summary

Area Type:	Other
Cycle Length:	21
Actuated Cycle Length:	21
Offset:	0 (0%), Referenced to phase 2: and 6:, Start of Green
Natural Cycle:	40
Control Type:	Pretimed
Maximum v/c Ratio:	0.53
Intersection Signal Delay:	0.9
Intersection Capacity Utilization	50.0%
Analysis Period (min)	15
Intersection LOS:	A
ICU Level of Service	A

Splits and Phases: 16:



Anexo 2. Displaced left turn 10 años

Lanes, Volumes, Timings												
3:												04/12/2019
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR	NWL2
Lane Configurations												
Volume (vph)	375	958	169	1058	542	375	929	191	433	942	469	462
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Storage Length (m)	15.0		0.0		0.0	0.0		0.0	0.0		0.0	
Storage Lanes	1		1		1	0		0	0		0	
Taper Length (m)	7.5				7.5			7.5				
Lane Util. Factor	0.91	0.91	1.00	0.95	1.00	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.97
Frt			0.850		0.850		0.981			0.962		
Flt Protected	0.950	0.998					0.988					0.950
Satd. Flow (prot)	1401	2944	1378	3079	1378	0	4288	0	0	4205	0	2987
Flt Permitted	0.950	0.998					0.695			0.988		0.641
Satd. Flow (perm)	1401	2944	1378	3079	1378	0	3016	0	0	4205	0	2015
Right Turn on Red					Yes							No
Satd. Flow (RTOR)					68							
Link Speed (k/h)		45		45			45			45		
Link Distance (m)		106.8		293.9			254.8			59.5		
Travel Time (s)		8.5		23.5			20.4			4.8		
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	408	1041	184	1150	589	408	1010	208	471	1024	510	502
Shared Lane Traffic (%)	10%											
Lane Group Flow (vph)	367	1082	184	1150	589	0	1626	0	0	2005	0	502
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left
Median Width(m)		4.8		1.2			2.6			0.0		
Link Offset(m)		0.0		0.0			0.0			0.0		
Crosswalk Width(m)		4.8		4.8			4.8			4.8		
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19
Turning Speed (k/h)	25		15		15	25		15	25		15	25
Turn Type	Split	NA	Perm	NA	Perm	Perm	NA		Split	NA		custom
Protected Phases	8!	8		8!			2!		2!	2		
Permitted Phases			8		8	2						8
Minimum Split (s)	21.0	21.0	21.0	21.0	21.0	21.0	21.0		21.0	21.0		21.0
Total Split (s)	29.0	29.0	29.0	29.0	29.0	37.0	37.0		37.0	37.0		29.0
Total Split (%)	43.9%	43.9%	43.9%	43.9%	43.9%	56.1%	56.1%		56.1%	56.1%		43.9%
Maximum Green (s)	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0	32.0	32.0		32.0	32.0		24.0
Yellow Time (s)	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0		4.0	4.0		4.0
All-Red Time (s)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0		1.0	1.0		1.0
Lost Time Adjust (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0		0.0
Total Lost Time (s)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0		5.0	5.0		5.0
Lead/Lag												
Lead-Lag Optimize?												
Walk Time (s)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0		5.0	5.0		5.0
Flash Dont Walk (s)	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0		11.0	11.0		11.0
Pedestrian Calls (#/hr)	0	0	0	0	0	0	0		0	0		0
Act Effect Green (s)	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0		32.0			32.0		24.0
Actuated g/C Ratio	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36		0.48			0.48		0.36
w/c Ratio	0.72	1.01	0.37	1.03	1.08		4.16dl			0.98		0.68
Control Delay	28.2	53.6	18.1	57.4	85.1		80.6			34.8		23.6

Lanes, Volumes, Timings

3:

04/12/2019



Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR	NWL2
Queue Delay	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0			0.0		0.0
Total Delay	28.2	53.6	18.1	57.4	85.1		80.6			34.8		23.6
LOS	C	D	B	E	F		F			C		C
Approach Delay		43.9		66.8			80.6			34.8		
Approach LOS		D		E			F			C		

Intersection Summary

Area Type: CBD

Cycle Length: 66

Actuated Cycle Length: 66

Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:NBSB, Start of Green

Natural Cycle: 90

Control Type: Pretimed

Maximum v/c Ratio: 1.11

Intersection Signal Delay: 53.4

Intersection LOS: D

Intersection Capacity Utilization 171.3%

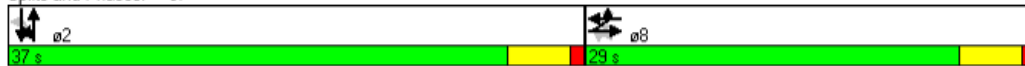
ICU Level of Service H

Analysis Period (min) 15

dl Defacto Left Lane. Recode with 1 though lane as a left lane.

! Phase conflict between lane groups.

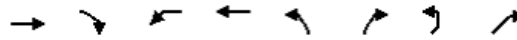
Splits and Phases: 3:



Lanes, Volumes, Timings

6:

04/12/2019























Lane Group	EBT	EBR	WBL	WBT	NBL	NBR	NEL	NER
Lane Configurations	↑↑			↑↑↑	↑↑			
Volume (vph)	1583	0	462	1361	239	88	0	0
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Util. Factor	0.95	1.00	0.91	0.91	0.97	0.95	1.00	1.00
Frt					0.960			
Fit Protected				0.987	0.965			
Satd. Flow (prot)	3421	0	0	4852	3236	0	0	0
Fit Permitted				0.684	0.965			
Satd. Flow (perm)	3421	0	0	3362	3236	0	0	0
Right Turn on Red						No		
Satd. Flow (RTOR)								
Link Speed (k/h)	45			45	45		45	
Link Distance (m)	293.9			391.6	79.9		60.9	
Travel Time (s)	23.5			31.3	6.4		4.9	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	1721	0	502	1479	260	96	0	0
Shared Lane Traffic (%)								
Lane Group Flow (vph)	1721	0	0	1981	356	0	0	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Right	Left	Left	Left	Right	Left	Right
Median Width(m)	1.2			2.8	6.6		0.0	
Link Offset(m)	0.0			0.0	0.0		0.0	
Crosswalk Width(m)	4.8			4.8	4.8		4.8	
Two way Left Turn Lane								
Headway Factor	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04
Turning Speed (k/h)		15	25		25	15	25	15
Turn Type	NA		Perm	NA	NA			
Protected Phases	4			8	2			
Permitted Phases	4		8		2			
Minimum Split (s)	30.0		25.0	25.0	10.0			
Total Split (s)	40.0		40.0	40.0	20.0			
Total Split (%)	66.7%		66.7%	66.7%	33.3%			
Maximum Green (s)	36.0		36.0	36.0	16.0			
Yellow Time (s)	4.0		4.0	4.0	4.0			
All-Red Time (s)	0.0		0.0	0.0	0.0			
Lost Time Adjust (s)	0.0			0.0	0.0			
Total Lost Time (s)	4.0			4.0	4.0			
Lead/Lag								
Lead-Lag Optimize?								
Walk Time (s)	5.0		5.0	5.0	5.0			
Flash Dont Walk (s)	11.0		11.0	11.0	11.0			
Pedestrian Calls (#/hr)	0		0	0	0			
Act Effect Green (s)	36.0			36.0	16.0			
Actuated g/C Ratio	0.60			0.60	0.27			
w/c Ratio	0.84			4.18dl	0.41			
Control Delay	14.8			30.0	19.9			
Queue Delay	0.0			0.0	0.0			
Total Delay	14.8			30.0	19.9			
LOS	B			C	B			

Lanes, Volumes, Timings

8:

04/12/2019

													
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR	NWL2	
Lane Configurations													
Volume (vph)	25	1112	535	1236	25	551	14	41	49	88	36	325	
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	
Lane Util. Factor	0.91	0.91	0.91	0.95	0.96	0.91	0.91	1.00	1.00	1.00	1.00	0.97	
Fr't		0.952		0.997			0.970			0.972			
Flt Protected		0.999				0.950	0.965			0.986		0.950	
Satd. Flow (prot)	0	4675	0	3411	0	3113	1534	0	0	1726	0	3319	
Flt Permitted		0.900				0.640	0.677			0.853		0.950	
Satd. Flow (perm)	0	4212	0	3411	0	2097	1076	0	0	1493	0	3319	
Right Turn on Red						Yes						Yes	
Satd. Flow (RTOR)				5						21			
Link Speed (k/h)		45		45			45			45			
Link Distance (m)		391.6		140.8			263.9			37.8			
Travel Time (s)		31.3		11.3			21.1			3.0			
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	
Parking (#/hr)													
Adj. Flow (vph)	27	1209	582	1343	27	599	15	45	53	96	39	353	
Shared Lane Traffic (%)						27%							
Lane Group Flow (vph)	0	1818	0	1370	0	437	222	0	0	188	0	353	
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left	
Median Width(m)		2.8		0.0			8.8			6.6			
Link Offset(m)		0.0		0.0			0.0			0.0			
Crosswalk Width(m)		4.8		4.8			4.8			4.8			
Two way Left Turn Lane													
Headway Factor	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	
Turning Speed (k/h)	25		15		15	25		15	25		15	25	
Turn Type	Perm	NA		NA		custom	NA		custom	NA		custom	
Protected Phases		8										8	
Permitted Phases	8			8		2	2		2	2		8	
Minimum Split (s)	21.0	21.0		21.0		21.0	21.0		21.0	21.0		21.0	
Total Split (s)	40.0	40.0		40.0		25.0	25.0		25.0	25.0		40.0	
Total Split (%)	61.5%	61.5%		61.5%		38.5%	38.5%		38.5%	38.5%		61.5%	
Maximum Green (s)	35.0	35.0		35.0		20.0	20.0		20.0	20.0		35.0	
Yellow Time (s)	4.0	4.0		4.0		4.0	4.0		4.0	4.0		4.0	
All-Red Time (s)	1.0	1.0		1.0		1.0	1.0		1.0	1.0		1.0	
Lost Time Adjust (s)		0.0		0.0		0.0	0.0		0.0	0.0		0.0	
Total Lost Time (s)		5.0		5.0		5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	
Lead/Lag													
Lead-Lag Optimize?													
Walk Time (s)	5.0	5.0		5.0		5.0	5.0		5.0	5.0		5.0	
Flash Dont Walk (s)	11.0	11.0		11.0		11.0	11.0		11.0	11.0		11.0	
Pedestrian Calls (#/hr)	0	0		0		0	0		0	0		0	
Act Effct Green (s)		35.0		35.0		20.0	20.0		20.0	20.0		35.0	
Actuated g/C Ratio		0.54		0.54		0.31	0.31		0.31	0.31		0.54	
v/c Ratio		0.80		0.74		0.68	0.67		0.40	0.40		0.20	
Control Delay		15.7		14.7		25.9	32.0		18.7	18.7		8.1	
Queue Delay		0.0		0.6		0.0	0.0		0.0	0.0		0.0	
Total Delay		15.7		15.3		25.9	32.0		18.7	18.7		8.1	

Lanes, Volumes, Timings

16:

04/12/2019

	→	↶	↷	←	↵	↶
Lane Group	EBT	EBR	WBL	WBT	NEL	NER
Lane Configurations	↑↑		↶	↑		
Volume (vph)	1201	0	325	1261	0	0
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Util. Factor	0.95	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Frt						
Flt Protected			0.950			
Satd. Flow (prot)	3421	0	1711	1801	0	0
Flt Permitted			0.211			
Satd. Flow (perm)	3421	0	380	1801	0	0
Right Turn on Red		Yes				Yes
Satd. Flow (RTOR)						
Link Speed (k/h)	45			45	45	
Link Distance (m)	140.8			98.4	43.3	
Travel Time (s)	11.3			7.9	3.5	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	1305	0	353	1371	0	0
Shared Lane Traffic (%)						
Lane Group Flow (vph)	1305	0	353	1371	0	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Right	Left	Left	Left	Right
Median Width(m)	1.2			4.0	0.0	
Link Offset(m)	0.0			0.0	0.0	
Crosswalk Width(m)	4.8			4.8	4.8	
Two way Left Turn Lane						
Headway Factor	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04
Turning Speed (k/h)		15	25		25	15
Turn Type	NA		Perm	NA		
Protected Phases	4			8		
Permitted Phases			8			
Minimum Split (s)	21.0		21.0	21.0		
Total Split (s)	40.0		40.0	40.0		
Total Split (%)	100.0%		100.0%	100.0%		
Maximum Green (s)	35.0		35.0	35.0		
Yellow Time (s)	4.0		4.0	4.0		
All-Red Time (s)	1.0		1.0	1.0		
Lost Time Adjust (s)	0.0		0.0	0.0		
Total Lost Time (s)	5.0		5.0	5.0		
Lead/Lag						
Lead-Lag Optimize?						
Walk Time (s)	5.0		5.0	5.0		
Flash Dont Walk (s)	11.0		11.0	11.0		
Pedestrian Calls (#/hr)	0		0	0		
Act Effect Green (s)	40.0		40.0	40.0		
Actuated g/C Ratio	1.00		1.00	1.00		
v/c Ratio	0.38		0.93	0.76		
Control Delay	0.3		40.4	3.3		
Queue Delay	0.0		0.0	0.0		
Total Delay	0.3		40.4	3.3		
LOS	A		D	A		

15/06/2019 Baseline

Synchro 8 Report
Page 7

Lanes, Volumes, Timings

16:
04/12/2019

Lane Group	EBT	EBR	WBL	WBT	NEL	NER
Approach Delay	0.3					
Approach LOS	A		B			

Intersection Summary

Area Type: Other

Cycle Length: 40

Actuated Cycle Length: 40

Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2: and 6:, Start of Green

Natural Cycle: 40

Control Type: Pretimed

Maximum v/c Ratio: 0.93

Intersection Signal Delay: 6.3 Intersection LOS: A

Intersection Capacity Utilization 70.5% ICU Level of Service C

Analysis Period (min) 15

Splits and Phases: 16:

	ϕ4 40 s				
	ϕ8 40 s				

15/06/2019 Baseline
Synchro 8 Report
Page 8

Anexo 3. Displaced left turn 20 años

Lanes, Volumes, Timings												
3:												
04/12/2019												
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR	NWL2
Lane Configurations												
Volume (vph)	425	1085	192	1199	614	425	1052	217	491	1067	531	524
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Storage Length (m)	15.0		0.0		0.0		0.0		0.0		0.0	
Storage Lanes	1		1		1	0		0	0		0	
Taper Length (m)	7.5					7.5			7.5			
Lane Util. Factor	0.91	0.91	1.00	0.95	1.00	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.97
Frt			0.850		0.850		0.981			0.962		
Fit Protected	0.950	0.998					0.988			0.988		0.950
Satd. Flow (prot)	1401	2944	1378	3079	1378	0	4288	0	0	4205	0	2987
Fit Permitted	0.950	0.998					0.704			0.988		0.612
Satd. Flow (perm)	1401	2944	1378	3079	1378	0	3055	0	0	4205	0	1924
Right Turn on Red					Yes							No
Satd. Flow (RTOR)					42							
Link Speed (k/h)		45		45			45			45		
Link Distance (m)		106.8		293.9			254.8			59.5		
Travel Time (s)		8.5		23.5			20.4			4.8		
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	462	1179	209	1303	667	462	1143	236	534	1160	577	570
Shared Lane Traffic (%)	10%											
Lane Group Flow (vph)	416	1225	209	1303	667	0	1841	0	0	2271	0	570
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Right	Left	Left	Right	Left	Left	Right	Left
Median Width(m)		4.8		1.2			2.6			0.0		
Link Offset(m)		0.0		0.0			0.0			0.0		
Crosswalk Width(m)		4.8		4.8			4.8			4.8		
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19
Turning Speed (k/h)	25		15		15	25		15	25		15	25
Turn Type	Split	NA	Perm	NA	Perm	Perm	NA		Split	NA		custom
Protected Phases	8!	8		8!			2!		2!	2		
Permitted Phases			8		8	2						8
Minimum Split (s)	21.0	21.0	21.0	21.0	21.0	21.0	21.0		21.0	21.0		21.0
Total Split (s)	32.0	32.0	32.0	32.0	32.0	38.0	38.0		38.0	38.0		32.0
Total Split (%)	45.7%	45.7%	45.7%	45.7%	45.7%	54.3%	54.3%		54.3%	54.3%		45.7%
Maximum Green (s)	27.0	27.0	27.0	27.0	27.0	33.0	33.0		33.0	33.0		27.0
Yellow Time (s)	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0		4.0	4.0		4.0
All-Red Time (s)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0		1.0	1.0		1.0
Lost Time Adjust (s)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0		0.0
Total Lost Time (s)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0		5.0	5.0		5.0
Lead/Lag												
Lead-Lag Optimize?												
Walk Time (s)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0		5.0	5.0		5.0
Flash Dont Walk (s)	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0		11.0	11.0		11.0
Pedestrian Calls (#/hr)	0	0	0	0	0	0	0		0	0		0
Act Effct Green (s)	27.0	27.0	27.0	27.0	27.0		33.0		33.0	33.0		27.0
Actuated g/C Ratio	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39		0.47		0.47	0.47		0.39
v/c Ratio	0.77	1.08	0.39	1.10	1.20		5.02dl		1.15	1.15		0.77
Control Delay	30.7	74.2	18.3	80.4	128.4		152.3		93.2	93.2		27.4

Lanes, Volumes, Timings								
6:	04/12/2019							
	→	↘	↙	←	↖	↗	↘	↙
Lane Group	EBT	EBR	WBL	WBT	NBL	NBR	NEL	NER
Lane Configurations	↑↑			↑↑↑	↑↑			
Volume (vph)	1793	0	524	1533	271	100	0	0
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Util. Factor	0.95	1.00	0.91	0.91	0.97	0.95	1.00	1.00
Frt					0.960			
Flt Protected				0.987	0.965			
Satd. Flow (prot)	3421	0	0	4852	3236	0	0	0
Flt Permitted				0.692	0.965			
Satd. Flow (perm)	3421	0	0	3402	3236	0	0	0
Right Turn on Red						No		
Satd. Flow (RTOR)								
Link Speed (k/h)	45			45	45		45	
Link Distance (m)	293.9			391.6	79.9		60.9	
Travel Time (s)	23.5			31.3	6.4		4.9	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	1949	0	570	1666	295	109	0	0
Shared Lane Traffic (%)								
Lane Group Flow (vph)	1949	0	0	2236	404	0	0	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Right	Left	Left	Left	Right	Left	Right
Median Width(m)	1.2			2.8	6.6		0.0	
Link Offset(m)	0.0			0.0	0.0		0.0	
Crosswalk Width(m)	4.8			4.8	4.8		4.8	
Two way Left Turn Lane								
Headway Factor	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04
Turning Speed (k/h)		15	25		25	15	25	15
Turn Type	NA		Perm	NA	NA			
Protected Phases	4			8	2			
Permitted Phases	4		8		2			
Minimum Split (s)	30.0		25.0	25.0	20.0			
Total Split (s)	44.0		44.0	44.0	21.0			
Total Split (%)	67.7%		67.7%	67.7%	32.3%			
Maximum Green (s)	40.0		40.0	40.0	17.0			
Yellow Time (s)	4.0		4.0	4.0	4.0			
All-Red Time (s)	0.0		0.0	0.0	0.0			
Lost Time Adjust (s)	0.0			0.0	0.0			
Total Lost Time (s)	4.0			4.0	4.0			
Lead/Lag								
Lead-Lag Optimize?								
Walk Time (s)	5.0		5.0	5.0	5.0			
Flash Dont Walk (s)	11.0		11.0	11.0	11.0			
Pedestrian Calls (#/hr)	0		0	0	0			
Act Effect Green (s)	40.0			40.0	17.0			
Actuated g/C Ratio	0.62			0.62	0.26			
v/c Ratio	0.93			5.14dl	0.48			
Control Delay	21.1			55.7	22.5			
Queue Delay	0.0			0.0	0.0			
Total Delay	21.1			55.7	22.5			
LOS	C			E	C			

Lanes, Volumes, Timings

6:
04/12/2019

Lane Group	EBT	EBR	WBL	WBT	NBL	NBR	NEL	NER
Approach Delay	21.1			55.7	22.5			
Approach LOS	C			E	C			

Intersection Summary

Area Type: Other

Cycle Length: 65

Actuated Cycle Length: 65

Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2:NBL, Start of Green

Natural Cycle: 80

Control Type: Pretimed

Maximum v/c Ratio: 1.07

Intersection Signal Delay: 38.0 Intersection LOS: D

Intersection Capacity Utilization 110.7% ICU Level of Service H

Analysis Period (min) 15

dl Defacto Left Lane. Recode with 1 though lane as a left lane.

Splits and Phases: 6:

<p>← ø2 21 s</p>	<p>→ ø4 44 s</p>
	<p>← ø8 44 s</p>

15/06/2019 Baseline
Synchro 8 Report
Page 4

Lanes, Volumes, Timings												
8:												
04/12/2019												
Lane Group	EBL	EBT	EBR	WBT	WBR	NBL	NBT	NBR	SBL	SBT	SBR	NWL2
Lane Configurations		↔↔↔		↕↕		↕↕	↕↕			↕↕		↕↕
Volume (vph)	28	1259	606	1400	28	624	16	46	56	100	41	368
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Util. Factor	0.91	0.91	0.91	0.95	0.95	0.91	0.91	1.00	1.00	1.00	1.00	0.97
Frt		0.952		0.997			0.970			0.972		
Flt Protected		0.999				0.950	0.965			0.986		0.950
Satd. Flow (prot)	0	4675	0	3411	0	3113	1534	0	0	1726	0	3319
Flt Permitted		0.853				0.606	0.646			0.834		0.950
Satd. Flow (perm)	0	3992	0	3411	0	1986	1027	0	0	1460	0	3319
Right Turn on Red	Yes											No
Satd. Flow (RTOR)	5											
Link Speed (k/h)				45			45			45		
Link Distance (m)	391.6			140.8			263.9			37.8		
Travel Time (s)	31.3			11.3			21.1			3.0		
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Parking (#/hr)												
Adj. Flow (vph)	30	1368	659	1522	30	678	17	50	61	109	45	400
Shared Lane Traffic (%)	27%											
Lane Group Flow (vph)	0	2057	0	1552	0	495	250	0	0	215	0	400
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Left	Right	Left	Right	Left	Right	Right	Left	Left	Right	Left
Median Width(m)	2.8		0.0		8.8		6.6					
Link Offset(m)	0.0		0.0		0.0		0.0					
Crosswalk Width(m)	4.8		4.8		4.8		4.8					
Two way Left Turn Lane												
Headway Factor	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04
Turning Speed (k/h)	25		15		15		25		15		25	
Turn Type	Perm	NA	NA	NA	custom	NA	custom	NA	custom	NA	custom	NA
Protected Phases	8											
Permitted Phases	8		8		2		2		2		2	
Minimum Split (s)	40.0	40.0	40.0		25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	40.0	
Total Split (s)	40.0	40.0	40.0		25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	40.0	
Total Split (%)	61.5%	61.5%	61.5%		38.5%	38.5%	38.5%	38.5%	38.5%	38.5%	61.5%	
Maximum Green (s)	35.0	35.0	35.0		20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	35.0	
Yellow Time (s)	4.0	4.0	4.0		4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	
All-Red Time (s)	1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
Lost Time Adjust (s)	0.0		0.0		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Total Lost Time (s)	5.0		5.0		5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	
Lead/Lag												
Lead-Lag Optimize?												
Walk Time (s)	5.0	5.0	5.0		5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	
Flash Dont Walk (s)	11.0	11.0	11.0		11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	
Pedestrian Calls (#/hr)	0		0		0	0	0	0	0	0	0	
Act Effct Green (s)	35.0		35.0		20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	35.0	
Actuated g/C Ratio	0.54		0.54		0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.54	
v/c Ratio	0.96		0.84		0.81	0.79	0.81	0.79	0.81	0.79	0.84	
Control Delay	28.5		18.4		33.6	41.8	33.6	41.8	33.6	41.8	22.6	
Queue Delay	0.0		1.6		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Total Delay	28.5		20.1		33.6	41.8	33.6	41.8	33.6	41.8	22.6	

Lanes, Volumes, Timings

16:

04/12/2019

	→	↘	↙	←	↗	↖
Lane Group	EBT	EBR	WBL	WBT	NEL	NER
Lane Configurations	↑↑		↘	↑		
Volume (vph)	1361	0	368	1428	0	0
Ideal Flow (vphpl)	1900	1900	1900	1900	1900	1900
Lane Util. Factor	0.95	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Frt						
Flt Protected			0.950			
Satd. Flow (prot)	3421	0	1711	1801	0	0
Flt Permitted			0.190			
Satd. Flow (perm)	3421	0	342	1801	0	0
Right Turn on Red		Yes				Yes
Satd. Flow (RTOR)						
Link Speed (k/h)	45			45	45	
Link Distance (m)	140.8			98.4	43.3	
Travel Time (s)	11.3			7.9	3.5	
Peak Hour Factor	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
Adj. Flow (vph)	1479	0	400	1552	0	0
Shared Lane Traffic (%)						
Lane Group Flow (vph)	1479	0	400	1552	0	0
Enter Blocked Intersection	No	No	No	No	No	No
Lane Alignment	Left	Right	Left	Left	Left	Right
Median Width(m)	1.2			4.0	0.0	
Link Offset(m)	0.0			0.0	0.0	
Crosswalk Width(m)	4.8			4.8	4.8	
Two way Left Turn Lane						
Headway Factor	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04
Turning Speed (k/h)		15	25		25	15
Turn Type	NA		Perm	NA		
Protected Phases	4			8		
Permitted Phases			8			
Minimum Split (s)	21.0		21.0	21.0		
Total Split (s)	21.0		21.0	21.0		
Total Split (%)	100.0%		100.0%	100.0%		
Maximum Green (s)	16.0		16.0	16.0		
Yellow Time (s)	4.0		4.0	4.0		
All-Red Time (s)	1.0		1.0	1.0		
Lost Time Adjust (s)	0.0		0.0	0.0		
Total Lost Time (s)	5.0		5.0	5.0		
Lead/Lag						
Lead-Lag Optimize?						
Walk Time (s)	5.0		5.0	5.0		
Flash Dont Walk (s)	11.0		11.0	11.0		
Pedestrian Calls (#/hr)	0		0	0		
Act Effct Green (s)	21.0		21.0	21.0		
Actuated g/C Ratio	1.00		1.00	1.00		
v/c Ratio	0.43		1.17	0.86		
Control Delay	0.4		116.4	7.5		
Queue Delay	0.0		0.0	0.0		
Total Delay	0.4		116.4	7.5		
LOS	A		F	A		

15/06/2019 Baseline

Synchro 8 Report
Page 7

Lanes, Volumes, Timings
16:
04/12/2019

Lane Group	EBT	EBR	WBL	WBT	NEL	NER
Approach Delay	0.4			29.8		
Approach LOS	A			C		

Intersection Summary

Area Type: Other
 Cycle Length: 21
 Actuated Cycle Length: 21
 Offset: 0 (0%), Referenced to phase 2: and 6:, Start of Green
 Natural Cycle: 40
 Control Type: Pretimed
 Maximum v/c Ratio: 1.17
 Intersection Signal Delay: 17.1 Intersection LOS: B
 Intersection Capacity Utilization 79.3% ICU Level of Service D
 Analysis Period (min) 15

Splits and Phases: 16:

→	ø4		
	21 s		
←	ø8		
	21 s		

15/06/2019 Baseline
Synchro 8 Report
Page 8

Anexo 4. Cuadro de señalización vial

Tabla 53. Señalización implementada para la Av. Andrés Avelino Cáceres- sector Castilla.

1	2	3
		
4	5	6
		
7	8	9
		

Fuente: Manual de Dispositivos de Control de Tránsito Automotor para Calles y Carreteras, 2018 (MTC).

Denominación:

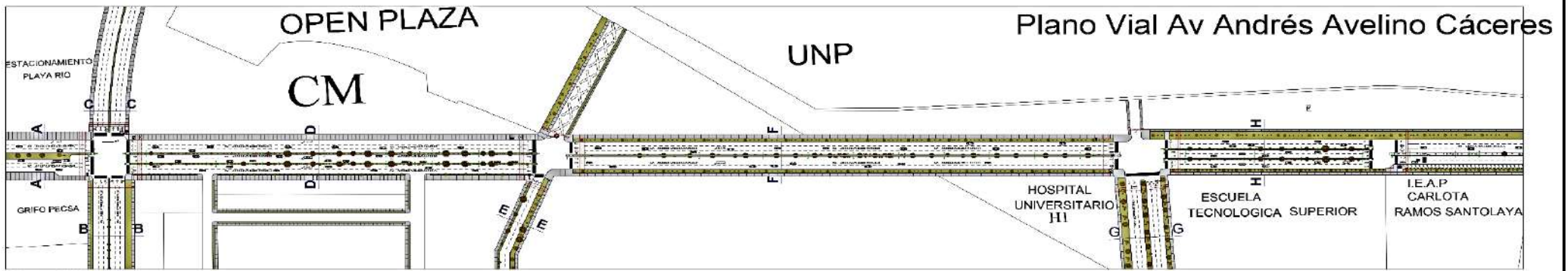
- 1.- Vía Cerrada, vía no transitable
- 2.- Lugar NO autorizado para el estacionamiento o parqueo de vehículos
- 3.- Velocidad máxima permitida 45 km/h
- 4.- Prohibido voltear en “U”
- 5.- Lugar autorizado para el paradero de buses
- 6.- Lugar autorizado para el estacionamiento o parqueo de vehículos
- 7.- Presencia de escolares en la vía
- 8.- Lugar NO autorizado para el paradero de buses
- 9.- Giro libre a la derecha.



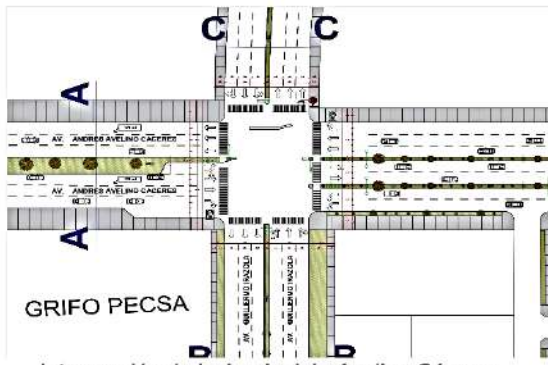
Planos



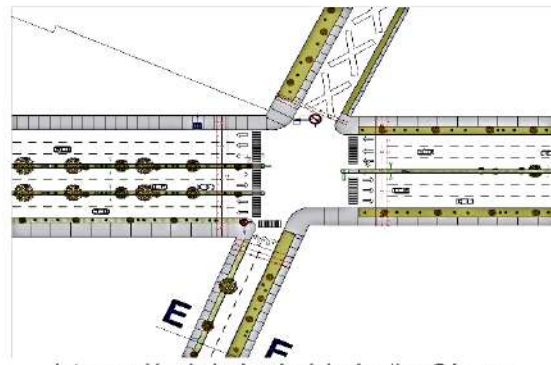




Esc. 1/1000



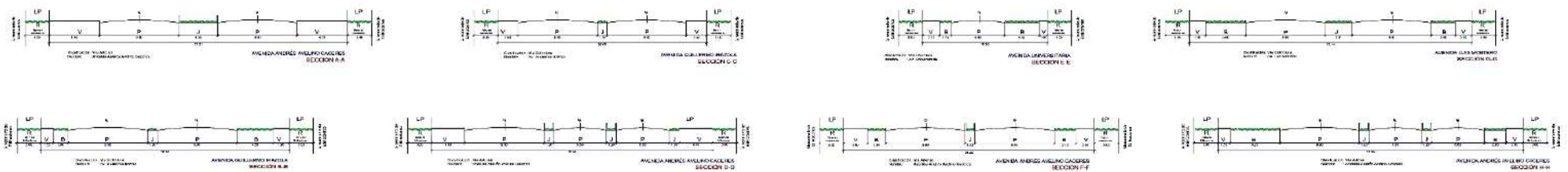
Intersección de la Av. Andrés Avelino Cáceres con Av Guillermo Irazola
Esc. 1/500



Intersección de la Av. Andrés Avelino Cáceres con Av Universitaria
Esc. 1/500

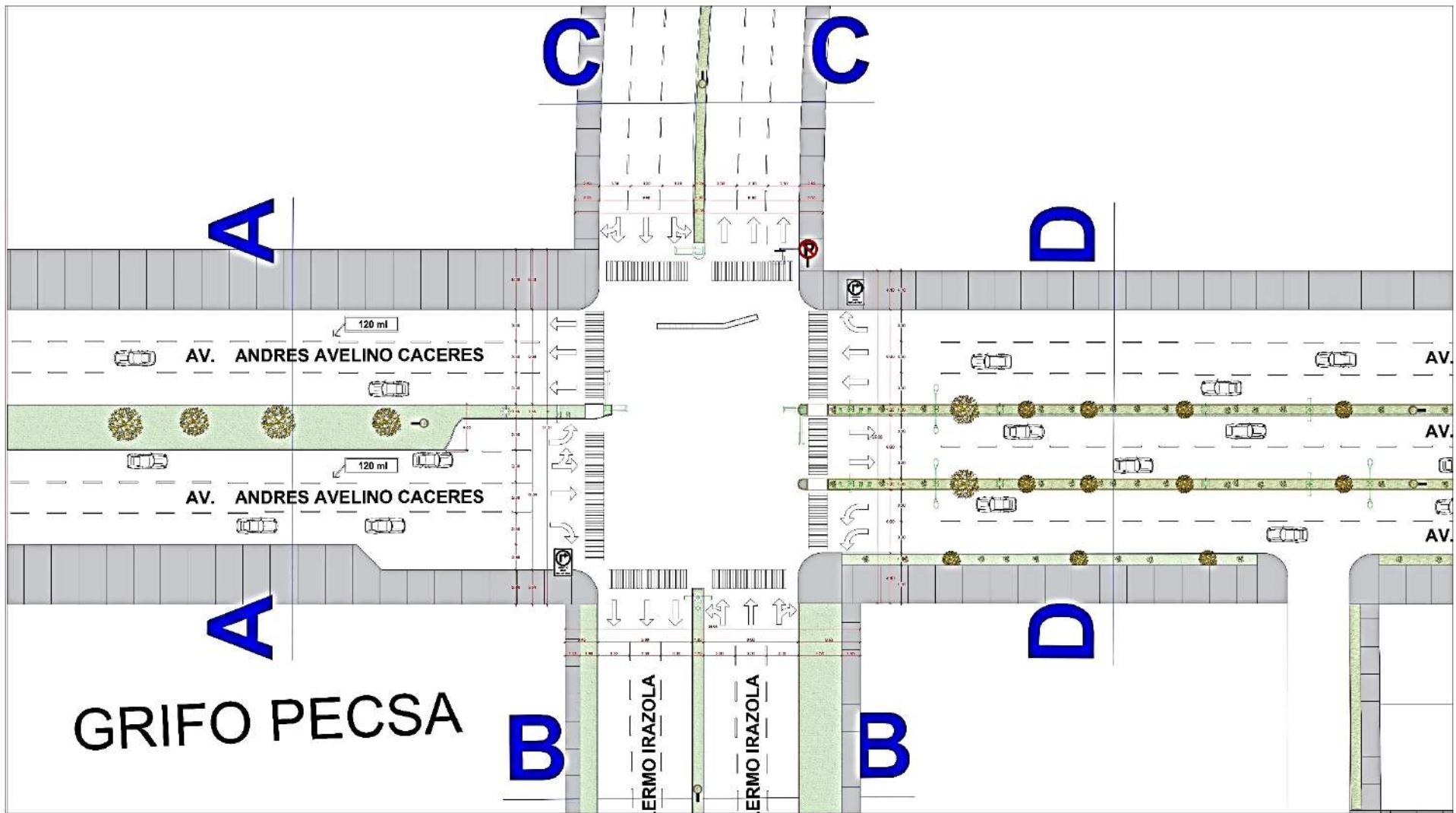


Intersección de la Av. Andrés Avelino Cáceres con Av Luis Montero
Esc. 1/500

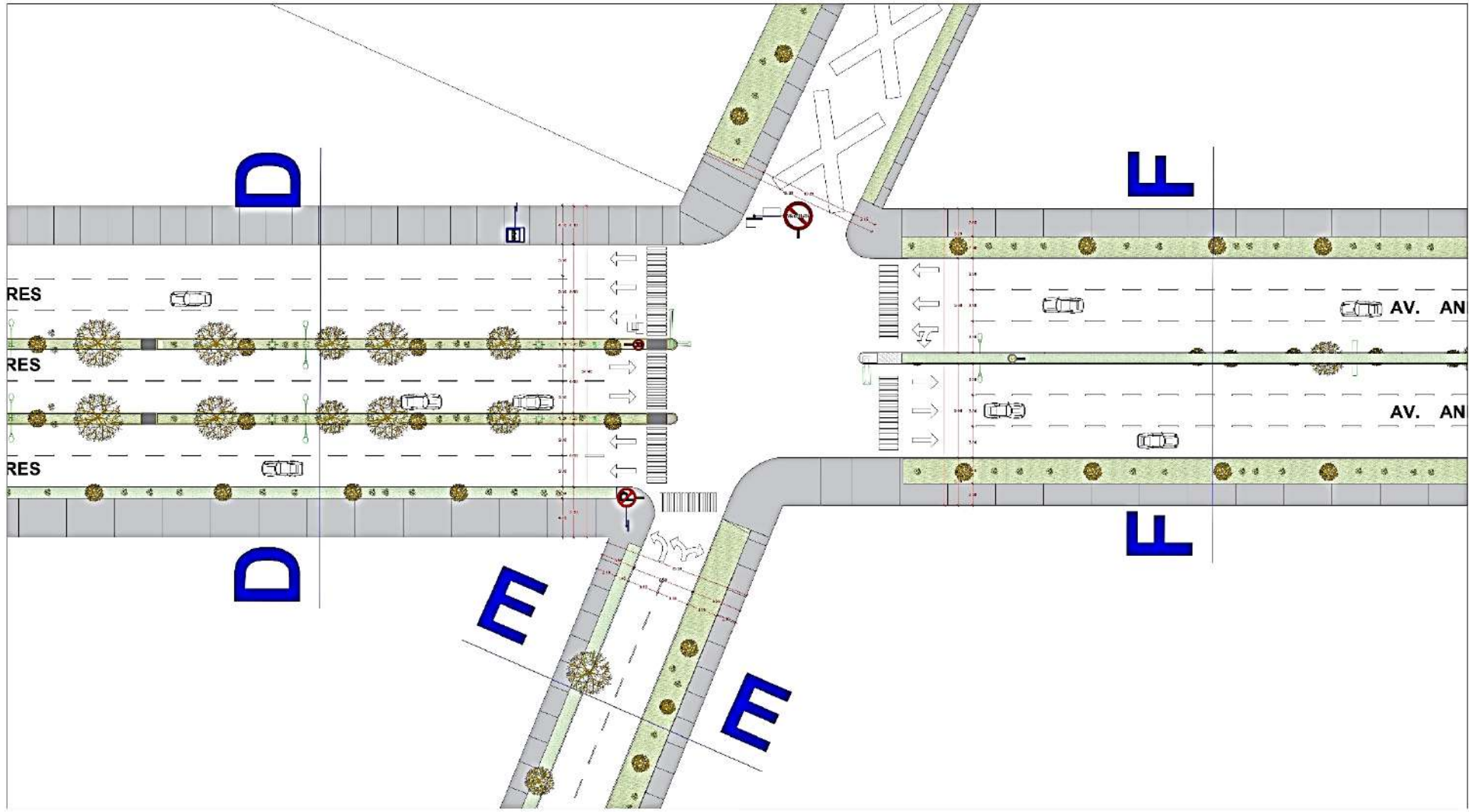


Sección de vías
Esc. 1/200

UNIVERSIDAD DE PIURA	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
PROYECTO DE: []	
TÍTULO DE: []	
AUTOR: []	
FECHA: []	
LUGAR DE EJECUCIÓN: []	
ESCALA: []	
[]	
[]	



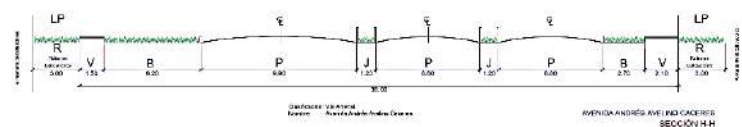
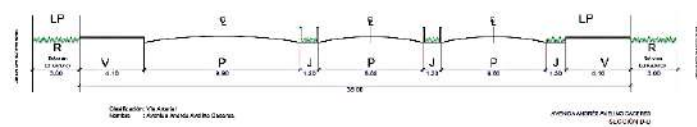
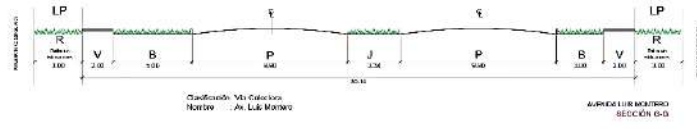
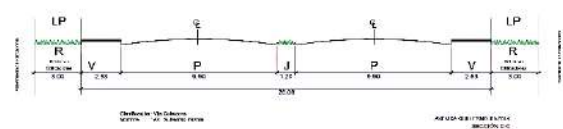
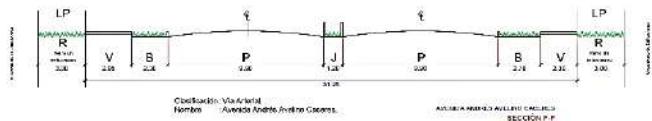
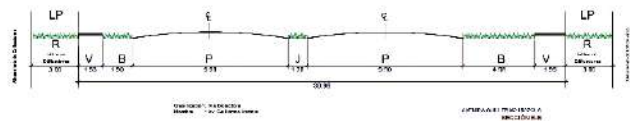
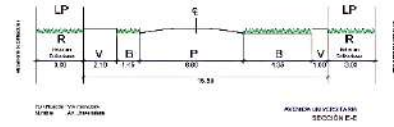
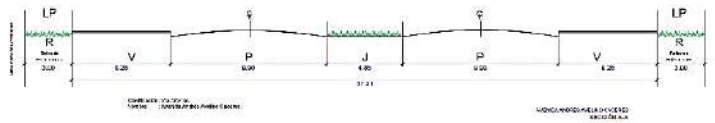
UNIVERSIDAD DE PIURA		ESCALA 1:50
FACULTAD DE INGENIERIA		
MODELA DON DEL TRINETO Y BUEÑO GEOMETRICO DE LA AV. ANDRES AVELINO CACERES - SECTOR CASTILLA, PIURA		PLANO 02
JORGE IVAN ARGUJO CUEVA CLAUDIA PERVA BURNED REITAS		



FECHA	EMISOR	UNIVERSIDAD DE PIURA FACULTAD DE INGENIERIA		ESCALA	
TITULO	PROYECTO			PLANO DE PLANTA DE LA INTERSECCION DE LA AV. ANDRES AVELINO CACERES CON LA AV. UNIVERSITARIA	1:500
INDICACION	PROYECTO			PLANO	03
MODELACION DEL TRAFICO Y DISEÑO GEOMETRICO DE LA AV. ANDRES AVELINO CACERES-SECTOR CASTILLA, PIURA				JORGE IVAN ATALAYA CUENA CLAUDIA PIERNA SURVEO RESTAS	



UNIVERSIDAD DE PIURA FACULTAD DE INGENIERIA							
<table border="1"> <tr> <td>FECHA:</td> <td>2023</td> </tr> <tr> <td>PROYECTO:</td> <td>MEJORAMIENTO DE LA AV. ANDRÉS BELLO CÁCERES - SECTOR CHITILLA, PIURA</td> </tr> <tr> <td>PROYECTISTA:</td> <td>ING. JORGE IVÁN SARAJO CUYA</td> </tr> </table>	FECHA:	2023	PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE LA AV. ANDRÉS BELLO CÁCERES - SECTOR CHITILLA, PIURA	PROYECTISTA:	ING. JORGE IVÁN SARAJO CUYA	ESCALA: 1:200 PLANO: 04
FECHA:	2023						
PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE LA AV. ANDRÉS BELLO CÁCERES - SECTOR CHITILLA, PIURA						
PROYECTISTA:	ING. JORGE IVÁN SARAJO CUYA						
PLANO DE PLANTA DE LA INTERSECCIÓN DE LA AV. ANDRÉS BELLO CÁCERES CON LA AV. LUIS MONTERO							
JORGE IVÁN SARAJO CUYA CLAUDIA FERRERA BUSTOS PIÑAS							



UNIVERSIDAD DE PIURA		ESCALA 1:200
FACULTAD DE INGENIERIA		
INVESTIGACION DEL PROYECTO Y DISEÑO GEOMETRICO DE LA AV. ANDRES AVELINO CACERES, SECTOR CASTILLA, PIURA		PLANO DE CORTE DE LA AV. ANDRES AVELINO CACERES
JORGE IVAN AGUILAR CUNDO CLAUDIA ANDREA BURBANCO PASTAS		
		PLANO N° 05