



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD Y DEL NIVEL  
DE SERVICIO DE LA INTERSECCIÓN SEMAFORIZADA  
FERMÍN ARBULÚ Y TACNA DE LA CIUDAD DE PUNO  
APLICANDO LAS METODOLOGÍAS HCM 2000 Y SYNCHRO 8.**

**TESIS**

**PRESENTADA POR:**

**ANCCO TICAHUANCA RAUL FARKIN**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**PUNO – PERÚ**

**2020**



## DEDICATORIA

*Esta tesis va dedicado a mis queridos padres Raúl y  
Magdalena.*



## AGRADECIMIENTOS

A Ing. Augusto Molina Chávez, por el apoyo desinteresado y concepción del tema de investigación.

A mi Director de tesis Ing. Samuel Huaquisto Cáceres, por coadyuvar en el desarrollo de la investigación.

A mis jurados de tesis Ing. Raúl Fernando Echegaray Chambi, Ing. Gleny Zoila De La Riva Tapia e Ing. Néstor Eloy Gonzales Sucasaire.

A la Universidad Nacional del Altiplano.

A la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura. Y de manera especial a la escuela Profesional de Ingeniería Civil.

A todos quienes contribuyeron con la realización de este trabajo de investigación y a todas las personas que estimo; a mis amigos, compañeros, docentes, administrativos.



## ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	
AGRADECIMIENTOS	
ÍNDICE GENERAL	
ÍNDICE DE FIGURAS	
ÍNDICE DE TABLAS	
ÍNDICE DE ACRÓNIMOS	
RESUMEN .....	19
ABSTRACT .....	20

### CAPÍTULO I

#### INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	21
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA .....	21
1.2.1. Pregunta General .....	21
1.2.2. Preguntas Específicos .....	21
1.3. HIPÓTESIS .....	22
1.3.1. Hipótesis Específicos .....	22
1.4. JUSTIFICACIÓN .....	22
1.5. OBJETIVOS .....	23
1.5.1. Objetivo General .....	23
1.5.2. Objetivos Específicos .....	23
1.6. ANTECEDENTES .....	24
1.7. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES. ....	27

### CAPÍTULO II

#### REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. MARCO TEÓRICO .....	28
2.1.1. Los parámetros de flujo de tránsito .....	28
2.1.1.1. Flujo Ininterrumpido .....	28
2.1.1.2. Flujo Interrumpido .....	28
2.1.1.2.1. El Volumen y la Tasa de Flujo .....	28
2.1.1.2.2. Señal de Control .....	29



2.1.1.2.3. Velocidad .....	31
2.1.1.2.4. Demoras .....	31
2.1.1.2.5. La Tasa de Flujo de Saturación y Tiempo Perdido .....	31
2.1.1.2.6. Cola .....	31
2.1.2. Intersecciones señalizadas .....	32
2.1.2.1. Características de Flujo en Intersecciones Señalizadas .....	32
2.1.2.2. Señal de Tráfico .....	35
2.1.2.3. Capacidad en Intersecciones Señalizadas .....	36
2.1.2.4. Nivel de Servicio .....	36
2.2. MARCO CONCEPTUAL .....	38

### **CAPÍTULO III**

#### **MATERIALES Y MÉTODOS**

3.1. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO .....	40
3.1.1. Metodología de Investigación .....	40
3.1.1.1. Tipo de Investigación .....	40
3.1.2. Población y Muestra .....	40
3.1.3. Fuentes, Técnicas e Instrumentos .....	40
3.1.4. Proceso de Recopilación de Información .....	41
3.1.5. Análisis Estadístico .....	41
3.2. METODOLOGÍA HCM 2000 .....	45
3.2.1. Ingreso de Parámetros .....	45
3.2.1.1. Condiciones Geométricas .....	46
3.2.1.2. Condiciones de Tránsito .....	46
3.2.1.3. Condiciones de Señalización .....	49
3.2.2. Agrupación de carriles .....	49
3.2.3. Determinación de la tasa de flujo .....	50
3.2.4. Determinación de la tasa de flujo de saturación .....	51
3.2.4.1. Base de tasa de flujo de saturación ( so) .....	52
3.2.4.2. Ajuste por ancho de carril ( fw) .....	52
3.2.4.3. Ajuste por el vehículo pesado y grado o pendiente (fHV) (fg) .....	52
3.2.4.4. Ajuste por estacionamiento (fP) .....	53



3.2.4.5. Ajuste por obstrucción del autobús ( fbb ).....	53
3.2.4.6. Ajuste por el tipo de área ( fa ).....	53
3.2.4.7. Ajuste por utilización del carril ( fLU ).....	53
3.2.4.8. Ajuste por giro a la derecha ( fRT ) .....	54
3.2.4.9. Ajuste por giro a la izquierda ( fLT ) .....	54
3.2.4.10. Ajuste por peatones y ciclistas ( fLpb ) ( fRpb).....	54
3.2.5. Determinación de la capacidad y la proporción (v/c) .....	57
3.2.5.1. Capacidad.....	57
3.2.5.2. Proporción v/c.....	57
3.2.5.3. Grupo de Carriles Críticos .....	58
3.2.6. Determinación de la demora.....	58
3.2.6.1. Factor ajuste por Progresión .....	59
3.2.6.2. Demora Uniforme.....	60
3.2.6.3. Demora Incremental.....	61
3.2.6.4. Demora por Cola Inicial.....	62
3.2.6.5. Estimaciones de demora en accesos.....	64
3.2.7. Determinación del nivel de servicio.....	65
3.2.8. Determinación de la cola .....	66
3.2.8.1. Cola Promedio .....	67
3.2.8.2. Cola Percentil.....	70
3.3. METODOLOGÍA SYNCHRO V.8 .....	71
3.3.1. Análisis de capacidad:.....	71
3.3.2. Determinación de la demora.....	71
3.3.3. Determinación del nivel de servicio:.....	71
3.3.3.1 Criterio ICU .....	71
3.4. RECOLECCIÓN DE DATOS .....	73
3.4.1. Aforo vehicular.....	74
3.4.1.1. Resumen del volumen vehicular promedio (UCP) de las horas más críticas.....	86
3.4.2. AFORO PEATONAL .....	89
3.4.3. Reglaje de semáforos .....	90



3.4.4. Medición de tasa de flujo de saturación.....	91
3.4.5. Conteo de bloqueos de vehículos.....	91
3.4.6. Conteo de maniobras por estacionamiento.....	91
3.4.7. Conteo de vehículos pesados (hv).....	91
3.4.8. Estimación de relación del pelotón (rp).....	91
3.4.9. Tipo de llegada (at) .....	92
3.4.10. Valores de entrada.....	92
Intersección N°1.....	92
Intersección N°2.....	93
Intersección N°3.....	94
Intersección N°4.....	95
3.5. PROCESAMIENTO DE DATOS .....	97
3.5.1. Intersección N°1.....	97
3.5.2. Intersección N°2.....	104
3.5.3. Intersección N° 3.....	109
3.5.4. Intersección Nª 4.....	116
3.6. MEDIDA DIRECTA DE TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN .....	122
3.7. DETERMINACIÓN DE LA DEMORA Y NIVEL DE SERVICIO UTILIZANDO LA TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN REAL. ....	125
3.8. DETERMINACIÓN DE LA TASA FLUJO DE SATURACIÓN IDEAL DE LAS CUATRO INTERSECCIONES .....	133
3.9. APLICACIÓN DE SYNCHRO V.8. ....	134
3.10. DETERMINACIÓN DEL CICLO ÓPTIMO .....	139
<b>CAPÍTULO IV</b>	
<b>RESULTADOS Y DISCUSIÓN</b>	
4.1. RESULTADOS .....	145
4.2. DISCUSIÓN.....	148
4.3. PRUEBA DE HIPÓTESIS ESPECÍFICOS.....	148
4.3.1. Relación v/c Crítico HCM 2000.....	148
4.3.2. Relación V/C Crítico Synchro V.8.....	150
4.3.3. Demora HCM 2000.....	151



4.3.4. Demora Synchro V.8.....	152
<b>V. CONCLUSIONES.....</b>	<b>154</b>
5.1. CONCLUSIÓN GENERAL.....	154
5.1.1. Conclusiones Específicas.....	154
<b>VI. RECOMENDACIONES.....</b>	<b>156</b>
<b>VII. REFERENCIAS.....</b>	<b>157</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>159</b>

**Tema:** Evaluación de la Capacidad y del Nivel de Servicio.

**Área:** Transportes.

**Línea de investigación:** Transportes y Gestión Vial.

**FECHA DE SUSTENTACIÓN: 07 DE ENERO DEL 2020.**





## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Condiciones de interrupción de tránsito en una intersección señalizada (HCM 2000 Cap.7).....	30
Figura 2. Características de una intersección señalizadas (HCM 2000 Cap.10).....	33
Figura 3. Región de rechazo a la derecha .....	43
Figura 4. Región de rechazo a la Izquierda .....	43
Figura 5. Región de rechazo bilateral .....	44
Figura 6. Plano del lugar de estudio.....	73
Figura 7. Puntos de aforo peatonal.....	89
Figura 8. Diagrama de fase de los semáforos de la intersección N° 1 .....	90
Figura 9. Diagrama de fase de los semáforos de la intersección N° 2 .....	90
Figura 10. Diagrama de fase de los semáforos de la intersección N° 3 .....	90
Figura 11. Diagrama de fase de los semáforos de la intersección N° 4 .....	90
Figura 12. Demora de los cuatros intersecciones con Tasa ideal.....	135
Figura 13. Nivel de servicio de los cuatros intersecciones con Tasa ideal.....	136
Figura 14. Demora de los cuatros intersecciones con Tasa Real .....	137
Figura 15. Nivel de servicio de los cuatros intersecciones con Tasa Real .....	138
Figura 16. Diagrama de fase de los semáforos Optimizado de la intersección N° 4 ....	140
Figura 17. Diagrama de fase de los semáforos Optimizado de la intersección N° 3 ....	140
Figura 18. Diagrama de fase de los semáforos Optimizado de la intersección N° 2 ....	140
Figura 19. Diagrama de fase de los semáforos Optimizado de la intersección N° 1 ....	140
Figura 20. Demoras Optimizados de las intersección N° 1, N° 2, N°3, N° 4.....	141
Figura 21. Niveles de Servicios Optimizados de las intersecciones N° 1, N° 2, N°3, N° 4 .....	142
Figura 22. Variación de la relación v/c crítico de la intersección N° 2 (HCM 2000)...	145
Figura 23. Variación de la relación v/c crítico de la intersección N° 2 (Synchro v8)...	146
Figura 24. Variación de la tasa de flujo de saturación ideal de HCM y la tasa ideal de la intersección N° 2.....	147



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1:	Matriz de operación de variables.....	27
Tabla 2:	Símbolos, Definición y Variables fundamentales en intersecciones Semaforizadas.....	34
Tabla 3:	Parámetros de Entrada.....	45
Tabla 4:	Tipo de llegada.....	46
Tabla 5:	Relación entre tipo de llegada y proporción del pelotón ( $R_p$ ).....	48
Tabla 6:	Grupo de carriles típicos para el análisis de intersecciones señalizadas .....	50
Tabla 7:	Factores de ajuste para tasa de flujo de Saturación .....	55
Tabla 8:	Factor de ajuste por progresión para el cálculo de la demora uniforme .....	60
Tabla 9:	Resumen de los escenarios para estimar demora.....	63
Tabla 10:	Criterios para determinar el nivel de servicio .....	65
Tabla 11:	Parámetros para cola percentil 70°,85°,90° y 98°.....	71
Tabla 12:	Nivel de servicio para intersecciones señalizadas criterio ICU.....	72
Tabla 13:	Resumen del flujo vehicular Av. Tacna (día 1) 04/06/18 .....	76
Tabla 14:	Resumen del flujo vehicular Jr. Libertad (día 1) 04/06/18 .....	77
Tabla 15:	Resumen del flujo vehicular Av. Tacna (día 1) 04/06/18 .....	78
Tabla 16:	Resumen del flujo vehicular Jr. Arbulú (día 1) 04/06/18.....	79
Tabla 17:	Resumen del flujo vehicular Av. La Torre (día 1) 04/06/18.....	80
Tabla 18:	Resumen del flujo vehicular Av. Tacna (día 1) 04/06/18 .....	81
Tabla 19:	Resumen del flujo vehicular Jr. Los Incas (día 1) 04/06/18 .....	82
Tabla 20:	Resumen del flujo vehicular Jr. Los Incas dirección Oeste (día 1) 04/06/18 .....	83
Tabla 21:	Resumen del flujo vehicular Jr. Cahuide (día 1) 04/06/18 .....	84
Tabla 22:	Resumen del flujo vehicular Jr. Los Incas (día 1) 04/06/18 .....	85
Tabla 23:	Resumen del volumen vehicular (Promedio) Intersección N° 1.....	86
Tabla 24:	Resumen del volumen vehicular (Promedio) Intersección N° 2.....	87
Tabla 25:	Resumen del volumen vehicular (Promedio) Intersección N° 3.....	87
Tabla 26:	Resumen del volumen vehicular (Promedio) Intersección N° 4.....	88
Tabla 27:	Datos de entrada (Intersección N° 1).....	97
Tabla 28:	Plan de fase del semáforo (Intersección N° 1).....	98
Tabla 29:	Factor de ajuste por peatones giro a la derecha Av. Tacna (Intersección N° 1).....	98



Tabla 30: Factor de ajuste por giro a la izquierda de vehículos Jr. Libertad (Intersección N° 1).....	99
Tabla 31: Factor de ajuste por peatones giro a la Izquierda Jr. Libertad (Intersección N° 1).....	100
Tabla 32: Ajuste de volumen y la determinación de la tasa de flujo de saturación (Intersección N° 1).....	101
Tabla 33: Análisis de capacidad (Intersección N° 1) .....	102
Tabla 34: Capacidad de grupos de carriles, control de demora, determinación del nivel de servicio (Intersección N° 1).....	103
Tabla 35: Datos de entrada (Intersección N° 2).....	104
Tabla 36: Plan de fase del semáforo (Intersección N° 2).....	104
Tabla 37: Tabla suplementaria por efectos del peatón y ciclistas permitidos para giro a derecha .....	105
Tabla 38: Ajuste de volumen y la determinación de la tasa de flujo de saturación (Intersección N° 2).....	106
Tabla 39: Análisis de capacidad (Intersección N° 2) .....	107
Tabla 40: Capacidad de grupos de carriles, control de demora, determinación del nivel de servicio (Intersección N° 2).....	108
Tabla 41: Datos de entrada (Intersección N° 3).....	109
Tabla 42: Plan de fase del semáforo (Intersección N° 3).....	109
Tabla 43: Factor de ajuste por giro a la izquierda de vehículos Av. Tacna (Intersección N° 3).....	110
Tabla 44: Factor de ajuste por peatones giro a la izquierda Av. Tacna(Intersección N° 3).....	111
Tabla 45: Factor de ajuste por peatones giro a la derecha Av. Tacna (Intersección N° 3).....	112
Tabla 46: Ajuste de volumen y la determinación de la tasa de flujo de saturación (Intersección N° 3).....	113
Tabla 47: Análisis de capacidad (Intersección N° 3) .....	114
Tabla 48: Capacidad de grupos de carriles, control de demora, determinación del nivel de servicio (Intersección N° 3).....	115
Tabla 49: Datos de entrada (Intersección N° 4).....	116
Tabla 50: Plan de fase del semáforo (Intersección N° 4).....	116



Tabla 51:	Factor de ajuste por giro ala izquierda de vehículos Jr. Incas dirección Oeste (Intersección N° 4).....	117
Tabla 52:	Factor de ajuste por peatones giro a la izquierda Jr. Incas dirección Oeste (Intersección N° 4).....	118
Tabla 53:	Factor de ajuste por peatones giro ala derecha Jr. cahuide (Intersección N° 4).....	118
Tabla 54:	Ajuste de volumen y la determinación de la tasa de flujo de saturación (Intersección N° 4).....	119
Tabla 55:	Análisis de capacidad (Intersección N° 4) .....	120
Tabla 56:	Capacidad de grupos de carriles, control de demora, determinación del nivel de servicio (Intersección N° 4).....	121
Tabla 57:	Valores medidos Av. Tacna (Intersección N° 1) .....	122
Tabla 58:	Valores medidos Jr. Libertad (Intersección N° 1) .....	122
Tabla 59:	Valores medidos Av. Tacna (Intersección N° 2) .....	122
Tabla 60:	Valores medidos Jr. Arbulú (Intersección N° 2).....	123
Tabla 61:	Valores medidos Av. Tacna (Intersección N° 3) .....	123
Tabla 62:	Valores medidos Av. La torre (Intersección N° 3) .....	123
Tabla 63:	Valores medidos Jr. Los Incas (Intersección N° 4) .....	123
Tabla 64:	Valores medidos Jr. Cahuide (Intersección N° 4).....	124
Tabla 65:	Análisis de capacidad Av. Tacna – Jr. Libertad .....	125
Tabla 66:	Capacidad de grupos de carriles, control de demora, determinación del nivel de servicio Av. Tacna – Jr. Libertad.....	126
Tabla 67:	Análisis de capacidad Av. Tacna – Jr. Arbulú.....	127
Tabla 68:	Capacidad de grupos de carriles, control de demora, determinación del nivel de servicio Av. Tacna – Jr. Arbulú.....	128
Tabla 69:	Análisis de capacidad Av. Tacna – Av. La Torre- Jr. Los Incas .....	129
Tabla 70:	Capacidad de grupos de carriles, control de demora, determinación del nivel de servicio Av. Tacna - Av. La Torre - Jr. Los Incas .....	130
Tabla 71:	Análisis de capacidad Jr. Los Incas – Jr. Cahuide.....	131
Tabla 72:	Capacidad de grupos de carriles, control de demora, determinación del nivel de servicio Jr. Los Incas – Jr. Cahuide.....	132
Tabla 73:	Determinación de la tasa flujo de saturación ideal.....	133
Tabla 74:	Resumen de la proporción crítico determinado con la metodología HCM 2000 .....	143



Tabla 75: Resumen de la proporción crítico determinado con Synchro v.8.....	143
Tabla 76: Resumen de las demoras y del nivel de servicio determinado con la metodología HCM 2000.....	143
Tabla 77: Resumen de las demoras y del Nivel de Servicio determinado con Synchro v.8 .....	144
Tabla 78: Resumen de las demoras y del Nivel de Servicio Optimizado con Synchro v.8 .....	144
Tabla 79: Resumen de las Tasa de flujo de saturación ideal de las cuatro intersecciones.....	144
Tabla 80: Niveles de Servicio en la intersección N° 2 (HCM 2000) .....	146
Tabla 81: Niveles de Servicio en la intersección N° 2 (Synchro 8) .....	146
Tabla 82: Demora y Niveles de Servicio optimizado en la intersección N° 2 (Synchro v. 8) .....	147
Tabla 83: Variación de la tasa de flujo de saturación ideal de la intersección N°2....	148



## ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

- A<sub>pbT</sub>**: Ajuste en fase permitido por bloqueo de peatones y ciclista
- AT** : Tipo de llegada.
- c<sub>i</sub>** : Capacidad de grupo de carriles “i”.
- C** : Longitud de ciclo (s)
- c<sub>L</sub>** : Capacidad del grupo de carriles por carril (veh/h).
- CBD** : Centro de la ciudad
- CF**: Factor de corrección por aceleración /desaceleración
- d<sub>A</sub>** : Demora en acceso.
- d** : Control de demora por vehículo.
- d<sub>1</sub>** : Control de demora uniforme asumiendo llegadas uniformes.
- d<sub>2</sub>** : Demora incremental
- d<sub>3</sub>** : Demora por cola inicial
- d<sub>s</sub>** : Demora saturada
- d<sub>u</sub>** : Demora no saturada
- d<sub>i</sub>** : Demora por vehículo para la intersección.
- E<sub>L1</sub>** : Equivalentes de vehículos directos para giro a izquierda.
- E<sub>EL2</sub>** : Equivalentes de vehículos directos de movimientos en oposición para giro a izquierda.
- e** : Extensión de tiempo verde efectivo.
- d<sub>vq</sub>**: Tiempo en cola por vehículo
- FVS**: Fracción de vehículos parados
- FHP**: factor de hora pico.
- f<sub>w</sub>**: Factor de ajuste por ancho del carril.
- f<sub>HV</sub>** : Factor de ajuste por vehículo pesado.
- f<sub>g</sub>**: Factor de ajuste por pendiente.
- f<sub>p</sub>** : Factor de ajuste por existencia de estacionamientos.
- f<sub>bb</sub>** : Factor de ajuste por bloqueo de buses.
- f<sub>a</sub>** : Factor de ajuste por tipo de área.
- f<sub>LU</sub>** : Factor de ajuste por utilización de carriles.
- f<sub>LT</sub>** : Factor de ajuste por giro a la izquierda.
- f<sub>RT</sub>** : Factor de ajuste por giro a la derecha.



- $f_{Lpb}$  : Factor de ajuste por peatones y ciclista en giro a izquierda.
- $f_{Rpb}$  : Factor de ajuste por peatones y ciclista en giro a derecha.
- $f_{min}$  : Factor de ajuste mínimo por giro a la izquierda.
- $f_{PA}$  : Factor de ajuste suplementario para pelotón llegando en verde.
- $f_{B\%}$  : Factor de cola percentil.
- $G_p$  : Tiempo verde mínimo.
- $G\%$  : Pendiente.
- $G_i$  : Tiempo verde
- $g_p$  : Tiempo Verde de peatones
- $\frac{g_i}{c}$  : Proporción verde efectivo para el grupo de carriles.
- $g_q$  : Proporción de tiempo verde permitido bloqueado por cola de vehículos en oposición.
- $g_f$  : Proporción de tiempo verde cuando el vehículo directo y compartido no está bloqueado por giro ala izquierda de vehículos en oposición.
- $g_u$  : Proporción de tiempo verde permitido no bloqueado por cola de vehículos en oposición.
- $g_{diff}$  : Diferencia entre  $g_q - g_f$
- $g_i$  : Tiempo verde efectivo para el movimiento en el grupo de carriles (segundos).
- $h$  : Progreso de saturación (intervalo).
- HCM**: Manual de capacidad de carreteras
- HV%**: Porcentaje de vehículos pesados.
- I**: factor de ajuste por ingreso a la intersección corriente arriba.
- $I_s$  : Intervalo de estudio
- $I_1$  : Tiempo perdido al poner en marcha
- $I_2$  : Tiempo perdido en el despeje
- $k$  : Factor incremental.
- $k_B$  : Factor de ajuste del segundo término relacionado con llegadas tempranas;
- $L$  : Total de tiempo perdido por ciclo (s).
- $L$  : Total de tiempo perdido por ciclo (s).
- $L$  : Longitud de cruce.
- LT**: Giro a la izquierda.
- LTC**: Vehículos en giro a la izquierda por ciclo.
- $m$ : N° de muestras Y observado.



**NS:** Nivel de Servicio

**N:** Número de carril en el grupo de carriles

**N:** Número de valores.

**$N_{LG}$**  : Número de carriles del grupo de carriles.

**$N_C$** : Número de ciclos estudiados

**$N_{ped}$** : Número de peatones cruzando durante un intervalo

**$N_{rec}$** : Número de carriles receptoras

**$N_{tur}$** : Número de carriles de giro

**$N_m$** : Número de maniobras por estacionamiento

**NB:** Número de vehículos que bloquean.

**$n$** : N° de muestras X observado

**$OCC_{pedg}$** : Promedio de ocupación de peatones

**$OCC_{pedu}$** : Ocupación de peatones en oposición.

**$OCC_{bicg}$** : Promedio de ocupación de ciclista

**$OCC_r$** : Promedio de ocupación de peatones y ciclistas.

**P** : Proporción de todos los vehículos en movimiento que llega durante la fase verde.

**$p_1$** : Primer parámetro para el factor de cola percentil.

**$p_2$**  : Segundo parámetro para el factor de cola percentil.

**$p_3$**  : Tercer parámetro para el factor de cola percentil.

**PF:** Factor de ajuste por progresión de demora uniforme por efectos de progresión de la señal.

**$PF_2$**  : Factor de ajuste por efectos de progresión.

**$P_{LTA}$** : Proporción de giro a la izquierda usando fases protegidas

**$P_{LT}$** : Proporción de giro a la izquierda

**$P_{LT}$** : Proporción de giro a la izquierda en oposición.

**$P_{RT}$** : Proporción de giro a la derecha

**$P_{PTH0}$** : Proporción directo y giro ala derecha en oposición de vehículos.

**$P_{RTA}$** : Proporción de giro a la derecha usando fases protegidas

**Q:** Número promedio de vehículos en la cola (veh)

**$Q_b$** : Cola inicial al empiezo del periodo T

**$Q_{bl}$**  : Cola inicial para el grupo de carriles al empiezo del periodo de análisis por carril (veh).

**$Q_1$**  : Primer término de los vehículos en cola (veh).





- $Q_2$  : Segundo término de los vehículos en cola (veh).
- $Q_{\%}$  : Cola percentil (veh),
- $q$  : tasa de vehículos arribando directamente en el ciclo.
- RT**: Giro a la derecha.
- $R_p$  : Proporción de pelotón.
- $R_{p0}$  : Proporción de pelotón en oposición.
- $r_i$  : Tiempo rojo efectivo.
- $R_i$  : Tiempo rojo
- $s_0$  : Tasa de flujo de saturación base por carril.
- $s_p$  : Promedio de velocidad de peatones
- $s$  : La tasa de flujo de saturación.
- $s_L$  : Tasa de flujo de saturación del grupo de carriles por carril (veh/h).
- T** : Duración de período de análisis
- $t$  : Duración de la demanda insatisfecha
- $t_L$  : Tiempo perdido
- $\mu$  : Parámetro de demora.
- UCP**: Unidad coche Patrón
- $V$  : Volumen de vehículos cada hora.
- $v_i$  : Tasa de flujo de demanda para el grupo de carriles
- $\frac{v}{c}$  : Proporción volumen capacidad.
- $V_A$  : Tasa de flujo en acceso.
- $V_{stop}$  : Vehículos parados
- $V_{tot}$  : Total de vehículos llegando
- V15**: Volumen máximo durante 15 minutos de la hora pico.
- $V_g$  : Tasa de flujo no ajustada de demanda para el grupo del carril.
- $V_{g1}$  : Tasa de flujo no ajustada de demanda del carril con más alto volumen en el grupo de carriles.
- $v_p$  : Tasa de flujo durante 15 minutos pico.
- $v_l$  : Tasa de flujo del grupo de carriles incluyendo la cola inicial presente (veh/h).
- $v_L$  : Tasa de flujo del grupo de carriles por carril (veh/h).
- $V_{ped}$  : Volumen peatonal
- $V_{bic}$  : Volumen ciclista



$V_{pedg}$ : Tasa de flujo de peatones

$V_{bicg}$ : Tasa de flujo de ciclista durante el tiempo verde en una hora.

$v_{LT}$  : Tasa de flujo ajustado en giro a la izquierda.

$v_0$  : Tasa de flujo ajustado en oposición.

$W$ : Ancho del carril.

$W_E$ : Ancho efectivo de cruce de la señal

$\bar{X}$  : Promedio de la muestra X.

$X_i$  : Grado de saturación

$X_c$  : Proporción v/c crítico de la intersección.

$X_L$  : Proporción ( $v_L/c_L$ ).

$Y_i$  : Intervalo de cambio y despeje

$\bar{Y}$  : La media

$\bar{Y}$  : Promedio de la muestra Y.

$\sum v_{iq}$ : Total de vehículos en cola

$\sum Y$  : Sumatoria de los valores observados.

$\sum \left(\frac{v}{s}\right)_{ci}$  : Sumatoria de proporción de flujo de carriles críticos.

$\sigma$ : Desviación estándar

$\sigma_x$ : Desviación estándar de la muestra X.

$\sigma_y$ : Desviación estándar de la muestra Y.



## RESUMEN

El objetivo: Del presente trabajo de investigación se centró en la determinación de la capacidad y del nivel de servicio de la intersección semaforizadas Av. Tacna -Jr. Arbulú- de la ciudad de Puno. Aplicando la metodología HCM 2000 y el Programa Synchro v.8. Los métodos y materiales: Son los recomendados por HCM 2000, que básicamente consistió en dos etapas la primera en recolección de datos como: Aforo de volúmenes de vehículos, peatones, longitud del ciclo, tipo de semaforización, factor de utilización, tasa de flujo de saturación y tipo de llegada. La segunda parte contiene los cálculos en gabinete de todos los datos recolectados. Los resultados: La relación  $v/c$  crítico varía en 39.22 % al usar la tasa de flujo de saturación ideal 1900 veh./h /carril y la tasa de flujo de saturación real medido en campo, esto aplicando la metodología HCM 2000. En cambio usando Synchro v.8 esta variación es de 36.36 %. En cuanto a la demora existe una variación de 76.0% entre el valor de la demora calculado por HCM 2000 empleando la tasa de flujo de saturación de 1900 veh./h /carril y la tasa de flujo de saturación real. En cambio usando Synchro v.8 esta variación es de 55.26%. En cuanto al nivel de servicio existe una variación en la designación de nomenclatura, es decir cuando usamos la tasa flujo de saturación ideal o base obtenemos un nivel de servicio de C, para ambas metodologías. En cambio cuando se utilizó la tasa flujo de saturación medido en campo obtenemos nivel de servicio de D para ambas metodologías. Conclusiones: La intersección analizada está operando a un 71% de su Capacidad con HCM 2000, con Synchro a un 90%, con un nivel de servicio D.

**Palabras Clave:** Capacidad, Nivel de servicio, Tasa de flujo de saturación, Demoras.



## ABSTRACT

The objective: This research work focused on the determination of the capacity and service level of the traffic light intersection Av. Tacna -Jr. Arbulú- of the city of Puno. Applying the HCM 2000 methodology and the Synchro Program v.8. The methods and materials: Are those recommended by HCM 2000, which basically consisted of two stages, the first in data collection such as; Capacity of volumes of vehicles, pedestrians, cycle length, type of traffic lights, utilization factor, saturation flow rate and type of arrival. The second part contains the cabinet calculations of all the data collected. THE RESULTS: The critical  $v / c$  ratio varies by 39.22% when using the ideal saturation flow rate 1900 vehicles / h / lane and the actual saturation flow rate measured in the field, this applying the HCM 2000 methodology. Using Synchro 8 this variation is 36.36%. Regarding the delay, there is a variation of 76.0% between the value of the delay calculated by HCM 2000 using the saturation flow rate of 1900 vehicles / h / lane and the actual saturation flow rate. On the other hand, using Synchro 8, this variation is 55.26%. As regards the service level, there is a variation in the nomenclature designation, that is, when we use the ideal saturation flow rate or base, we obtain a service level of C, for both methodologies. On the other hand, when the saturation flow rate measured in the field was used, we obtain a service level of D for both methodologies. Conclusions: The analyzed intersection is operating at 71% of its Capacity with HCM 2000, with Synchro 8 at 90%, with a service level D.

**Keywords:** Capacity, Service level, Saturation flow rate, Delays.



# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN

### 1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Actualmente el Perú no cuenta con una metodología para analizar la operación de una intersección semaforizada, en consecuencia, este es un problema del presente, puesto que tenemos que recurrir a metodologías extranjeras para evaluar las intersecciones semaforizadas. Los Capitales de las regiones ya están presentando los primeros síntomas del tráfico vehicular y la ciudad de Puno no es la excepción, sobre todo en la parte céntrica de la ciudad.

En Puno la sobrepoblación de vehículos ha generado problemas en el servicio de transporte urbano, en horas punta entre las 07:00 a 08:00 a.m. y 18:00 a 19:00 p.m. se registra congestión vehicular en el centro de la ciudad. Este problema se intensifica en la época escolar, cuanto menos todos usan una sola vía, para llegar a su destino.<sup>1</sup>

La aplicación de la metodología HCM 2000 y el programa Synchro 8 son cada vez más utilizados para evaluar la operatividad de las intersecciones semaforizadas, si bien estas metodologías fueron desarrolladas en EEUU, su aplicación de manera directa es reiterante. Nosotros para aproximar a la realidad tanto en la capacidad, la demora y el nivel de servicio mediremos la tasa de flujo de saturación en campo, para posteriormente optimizar el ciclo de la intersección de esa manera mejoraremos el nivel de servicio.

### 1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

#### 1.2.1. Pregunta General

- ¿A qué Capacidad y el Nivel de servicio estará operando la intersección Semaforizada Av. Tacna -Jr. Arbulú de la Ciudad de Puno Aplicando las metodologías HCM 2000 y SYNCHRO 8?

#### 1.2.2. Preguntas Específicos

- ¿Cuál será la relación v/c crítico en sus dos condiciones ideal y real de la intersección Semaforizada Av. Tacna – Jr. Arbulú de la Ciudad de Puno. Aplicando la metodología HCM 2000 y Synchro 8?

---

<sup>1</sup> [Diariosinfronteras.pe/2019/03/23-mano-dura-para-reordenar-transporte-urbano-en-Puno/](http://Diariosinfronteras.pe/2019/03/23-mano-dura-para-reordenar-transporte-urbano-en-Puno/)



- ¿Cuál será el nivel de servicio en sus dos condiciones ideal, real de la intersección Semaforizada Av. Tacna –Jr. Arbulú de la Ciudad de Puno?Aplicando las metodologías HCM 2000 y Synchro 8?
- ¿Cuál será la tasa de flujo de saturación ideal para la intersección Av. Tacna –Jr. Arbulú y Comparar con la tasa de flujo de saturación ideal o base planteada por la metodología de HCM 2000?
- ¿Cuál será el ciclo adecuado, para mejorar el nivel de servicio de la intersección Av. Tacna –Jr.Arbulú.Aplicando el programa Synchro 8?
- ¿Cuál será el rango de la tasa de flujo de saturación ideal para la intersección Av. Tacna –Jr.Arbulú.Aplicando la metodología de HCM 2000?

### 1.3. HIPÓTESIS

#### 1.3.1. Hipótesis Específicos.

- La tasa de flujo de saturación real de la intersección Semaforizada Av. Tacna –Jr. Arbulú genera diferente proporción v/c crítico que la tasa de flujo saturación ideal o base de la metodología HCM 2000 y Synchro 8.
- La tasa de flujo de saturación real de la intersección Semaforizada Av. Tacna –Jr. Arbulú genera demora diferente que la tasa de flujo saturación ideal o base de la metodología HCM 2000 y Synchro 8

### 1.4. JUSTIFICACIÓN

El transporte es un elemento esencial para el desarrollo económico de la sociedad. Sin un buen sistema de transportes, ninguna nación o región puede alcanzar la máxima productividad de su población. Es, por ende, que es necesario cubrir vacíos de nuestras realidades a través de las investigaciones. La metodología de HCM 2000 es cada vez más aplicados en los diferentes países, para el análisis de intersecciones semaforizadas como las no semaforizadas. Por otro lado, existe una carencia de información real del análisis y evaluación de las intersecciones



semaforizadas de la ciudad de Puno, por ende, es necesario realizar una investigación que muestre la realidad de tránsito de la ciudad de Puno. Es decir, conocer como están operando las intersecciones en cuanto; a su capacidad, nivel de servicio, condiciones geométricas, condiciones de señales, ciclo del semáforo y condiciones de tránsito.

## **1.5. OBJETIVOS**

### **1.5.1. Objetivo General**

- Evaluar la Capacidad y el Nivel de servicio de la Intersección Semaforizada Av. Tacna - Jr. Arbulú, de la Ciudad de Puno. Aplicando las metodologías HCM 2000 y Synchro 8.

### **1.5.2. Objetivos Específicos**

- Determinar la relación  $v/c$  crítico en sus dos condiciones ideal y real de la intersección Semaforizada Av. Tacna – Jr. Arbulú de la Ciudad de Puno. Aplicando la metodología HCM 2000 y Synchro 8.
- Determinar el nivel de servicio en sus dos condiciones ideal, real de la intersección Semaforizada Av. Tacna –Jr. Arbulú, de la Ciudad de Puno. Aplicando las metodologías HCM 2000 y Synchro 8.
- Determinar la tasa de flujo de saturación ideal para la intersección Semaforizada Av. Tacna –Jr. Arbulú y Comparar con la tasa de flujo de saturación ideal o base planteada por la metodología de HCM 2000.
- Proponer la optimización del ciclo, para mejorar el nivel de servicio de la intersección Semaforizada Av. Tacna –Jr. Arbulú. Aplicando el programa Synchro 8.
- Estimar el rango de tasa de flujo de saturación ideal para la intersección Semaforizada Av. Tacna –Jr. Arbulú. Aplicando la metodología de HCM 2000.

## 1.6. ANTECEDENTES

El problema de tránsito se va presentando en todas las ciudades principales del Perú, en consecuencia, existe algunos antecedentes relacionado a la aplicación de la metodología de HCM 2000.

- **Nacionales**

Para condiciones de flujo saturado o sobresaturado (valores de  $v/c$  mayores a 0.80) los resultados obtenidos con el HCM no serían lo suficientemente representativos de la realidad y solo la aplicación de Synchro, empleando tasas de flujo de saturación medidas directamente en campo, podría brindar resultados de demoras y colas más próximos a los reales. Además, menciona que: La principal deficiencia de los métodos estudiados se relacionaría con la estimación de las tasas de flujo de saturación, las mismas que no corresponderían con aquellas tasas medidas directamente de datos de campo; siendo de esperar que los valores de tasa de flujo de saturación estimados por el HCM y Synchro se encuentren entre 20% y 30% por debajo de los valores medidos directamente. También concluye que: las demoras por control; para valores de  $v/c$  comprendidos entre 0.60 y 0.80 se esperarían demoras incrementadas alrededor de 15% con respecto de las demoras reales, empleado Synchro; y demoras 30% mayor empleando el HCM. De modo similar, para condiciones próximas a la saturación ( $v/c$  entre 0.80 y 1.00), la aplicación del HCM no sería recomendable, pues se obtendrían valores 65% superiores a los reales; siendo más recomendable la aplicación de Synchro con tasas de flujo de saturación medidas, pudiendo obtener de esta forma demoras entre 20% y 33% superiores a las reales (Vera Lino, 2012).

Tesis, Análisis comparativo de la aplicación de la metodología HCM 2000 y HCM 2010 en un tramo semaforizado de la avenida San Luis en la ciudad metropolitana de Lima concluye que: el HCM 2010 genera mayores demoras en intersecciones en donde el grado de saturación no es muy considerable, mientras que el HCM 2000 aumenta considerablemente en las intersecciones en las que existe mayor grado de saturación. Esto se debe a que el HCM 2010, al ser una metodología más desarrollada que su predecesora, cuenta con factores y parámetros que generan resultados de mayor exactitud y menor dispersión. Por otro lado, el HCM 2000 brinda resultados con mayor dispersión y menor exactitud (Agreda & Parra, 2017)





Tesis, Propuesta para mejorar los niveles de servicio en dos intersecciones de la av. Simón Bolívar, comprendidas entre las avenidas José de san Martín y paso de los andes – pueblo libre concluyen que: Ambas intersecciones fueron modeladas en el programa SYNCHRO 10.0 obteniendo niveles de servicio F, en ambas intersecciones, iguales a los obtenidos usando a metodología HCM2010. Esto validó que el modelamiento de las nuevas propuestas se realice con el programa (Estrada & Rodriguez, 2017).

Tesis, Propuesta de mejora de niveles de servicio en dos intersecciones concluye que: El HCM 2000 tiene procedimientos limitados para evaluar sistemas complejos como es el caso peruano. Este modelo determinístico debe ser evaluado previamente antes de ser aplicado. Se recomienda un comité de investigación multidisciplinario que elabore una norma incorporando los elementos de la realidad peruana (Reyna, 2015).

- **Internacional**

Tesis cuyo objetivo fue: estimar el flujo de saturación base en las diez intersecciones semaforizadas seleccionadas de la Ciudad de México, habiéndolo encontrado mediante tres variantes, y siendo éstos de 1610, 1599 y 1651 vehículos/hora/carril, además estos valores se encuentra por encima que por debajo de muchos países con los que fue comparado lo que es bueno, pues hay mayor movimiento, es decir, alcanzan a travesar las intersecciones durante la fase de verde gran número de vehículos, lo que disminuye las filas de automóviles en los semáforos. Además menciona que: El Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000), con todos sus resultados y recomendaciones está basado, principalmente, en estudios que se han realizado en los Estados Unidos de América, éste se utiliza en nuestro país (México) para calcular la capacidad de las vialidades, tanto para el diseño como para determinar la operación de la infraestructura vial; aunque, las condiciones que dominan en México no son las mismas que las de los Estados Unidos de América (LLanes Ayala, 2014).

Artículo presentado cuyo título: Análisis y Evaluación de Intersecciones Urbanas, sostiene que o dicho de forma diferente concluye que: El análisis y la evaluación de intersecciones es un proceso de gran importancia para la movilidad urbana, ya que si una intersección no cumple con su funcionalidad toda la red vial se ve afectada. Estudios realizados a lo largo del mundo, en China, India, Lituania,



Estados Unidos y México, reflejan la necesidad de mejoramiento urbano por medio del nivel de servicio de las intersecciones (Vidaña & Rodríguez, 2015).

Artículo presentado cuyo título: Capacidad y nivel de servicio en calles urbanas, concluye que: Del análisis de los resultados se advierte claramente que la estimación con parámetros locales determina medidas de eficiencia mucho más cercanas a las reales que el cálculo realizado con valores por defecto. Los ajustes de parámetros propuestos para intersecciones semaforizadas influyen también en la estimación de las velocidades medias de viaje para el tránsito pasante en un tramo integrado de la arteria, explicando la principal fuente de variación en los tiempos de viaje (Galarra, 2004).

Artículo presentado cuyo título: Recomendaciones para la aplicación de la metodología del HCM para intersecciones semaforizadas en argentina sostiene que: Las mediciones en condiciones locales (ciudad de Córdoba) han mostrado tasas de flujo de saturación en condiciones ideales, variando desde 1600 a 2000 automóviles por hora por carril. Como valor representativo se recomienda emplear el valor de 1900 automóviles por hora por carril como flujo de saturación en condiciones ideales para avenidas y calles con velocidades de operación superiores a los 40 Km/h. Para calles con velocidades de operación menores se recomienda emplear un factor de reducción entre 0,95 y 0,85. Valores menores a medida que disminuye la velocidad de operación y aumenta la influencia del entorno (Albrieu & Galarraga, 2014).

Artículo presentado cuyo título: Aplicación y calibración del Highway Capacity Manual versión 2000 (HCM 2000) en una autopista chilena, concluye que: “una autopista chilena correctamente diseñada, como lo fueron los tramos estudiados, tendría un comportamiento muy similar al comportamiento de autopistas internacionales. Esto último hace factible realizar estudios operacionales de autopistas chilenas empleando las herramientas de análisis entregadas por el Highway Capacity Manual (Thenoux & Soledad, 2004).

Artículo presentado cuyo título: Revisión del HCM 2010 Y 2000 en intersecciones semaforizadas concluye que: Los cambios en el capítulo de intersecciones semaforizadas en la última versión del manual HCM 2010, con

respecto al manual HCM 2000, indican una variación en la obtención de la tasa de flujo de saturación ( $S_o$ ), exactamente en los factores de ajuste por giro a la izquierda o derecha. Siendo los puntos que afectan los resultados en la capacidad y por consiguiente en el nivel de servicio de la intersección de estudio. Además menciona que: la variación del nivel de servicio en el caso de estudio entre las dos versiones de los manuales no presentan cambios notorios, en las demoras si indica que su variación es del 30%, afectando el análisis que se realizará para un nuevo rediseño. Por lo cual cabe de notar que es importante tener en cuenta el manual de diseño con el cual fue diseñada la intersección, y rediseñar teniendo las consideraciones antiguas e intervenir con el nuevo manual (Rodríguez Urrego, 2015).

### 1.7. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.

**Tabla 1: Matriz de operación de variables.**

VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA
<b>VARIABLE INDEPENDIENTE</b>			
Tasa ideal (HCM 2000 y Synchro8), Tasa real	Flujo vehicular, Factores de ajuste	<ul style="list-style-type: none"><li>• Tasa de flujo de Saturación,</li><li>• Factor hora Pico,</li><li>• Capacidad,</li><li>• Relación volumen/capacidad.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Veh/h/carril</li><li>• Adimensional</li><li>• Veh/h</li><li>• Adimensional</li></ul>
<b>VARIABLE DEPENDIENTE</b>			
<ul style="list-style-type: none"><li>• Relación crítica v/c</li><li>• Demora</li><li>• Ciclo Optimizado</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Volumen, capacidad</li><li>• Niveles de Servicio</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Relaciones de flujo, tiempo perdido.</li><li>• Valor de demora</li><li>• Ciclo óptimo.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Adimensional</li><li>• A, B, C, D,E,F</li><li>• Seg.</li></ul>

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo



## CAPÍTULO II

### REVISIÓN DE LITERATURA

#### 2.1. MARCO TEÓRICO

##### 2.1.1. Los parámetros de flujo de tránsito

###### 2.1.1.1. Flujo Ininterrumpido

Es aquel flujo donde el vehículo que va transitando por la vía solo se ve obligado a detenerse por razones inherentes al tráfico. Es el tráfico de las carreteras. Los vehículos se detienen cuando ocurre un accidente, cuando llegan a un destino específico, paradas intermedias, etc.<sup>2</sup> (LLanes Ayala, 2014)

###### 2.1.1.2. Flujo Interrumpido

Flujo interrumpido es el característico de las calles, donde las interrupciones son frecuentes por cualquier motivo, siendo una de estas los controles de tránsito de las intersecciones como son los semáforos, los ceda el paso, etc. (LLanes Ayala, 2014)

El estado operacional del tránsito interrumpido es definido por las siguientes medidas.

- Volumen y tasa de flujo
- Flujo de Saturación y los progresos de partida
- Variables de control (alto o señal de control)
- Demoras

###### 2.1.1.2.1. El Volumen y la Tasa de Flujo

El volumen y la tasa de flujo son dos medidas que cuantifica la cantidad de tránsito que pasa por un punto de una calle durante un intervalo de tiempo dado.

- **Volumen.** - es el total de número de vehículos que pasa por un punto sea este carril o camino durante un intervalo de tiempo dado. Los

---

<sup>2</sup> TESIS: "ESTIMACIÓN DEL FLUJO DE SATURACIÓN EN INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS SELECCIONADAS DE LA CIUDAD DE MÉXICO"



volúmenes pueden se expresado en términos anuales, mensuales, semanales, diario, horario.

- **Tasa de flujo.** - es la frecuencia en la cual los vehículos pasan por un punto sea este carril o camino durante un intervalo de tiempo dado que es menor a una hora. Usualmente 15 minutos.

La distinción entre volumen y la tasa de flujo es importante porque volumen es la cantidad de vehículos que pasa por un punto durante un intervalo de tiempo dado, mientras la tasa de flujo es la cantidad de vehículos que pasa por un punto durante un intervalo de tiempo dado menor a una hora.

Las tasas de flujo máximo y los volúmenes de cada hora producen el factor de horas punta (FHP) o factor de hora pico y se calcula con la siguiente ecuación

$$FHP = \frac{VOLUMEN DE CADA HORA}{TASA FLUJO MAXIMO (EN UN PLAZO DE LA HORA)} \dots \dots \dots Ecu. N^{\circ} 1$$

Si es usado un periodo de 15 minutos entonces puede calcularse de la siguiente manera:

$$FHP = \frac{V}{4V_{15}} \dots \dots \dots Ecu. N^{\circ} 2$$

Donde:

**FHP:** factor de hora pico

**V:** Volumen de cada hora (veh/H)

**V15:** Volumen máximo durante 15 minutos de la hora pico (veh/15min.)

#### 2.1.1.2.2. Señal de Control

Las señales de tránsito periódicamente detienen el flujo en cada movimiento o conjuntos de movimientos. El movimiento para el conjunto dado de vías es posible sólo para una porción del tiempo total, porque la señal prohíbe movimiento durante algunos periodos. Sólo en el tiempo eficazmente verde está disponible para el movimiento. Por ejemplo, si en un conjunto de carriles en una intersección señalizada tiene un tiempo efectivo verde de 30 segundos

de longitud total de ciclo de 90 segundos, entonces la proporción será 30/90 es decir 1/3 para el movimiento. Así, sólo 20 minutos de cada hora están disponibles para el flujo en las vías. La siguiente figura muestra a la vista una cola de vehículos detenidos por una señal.

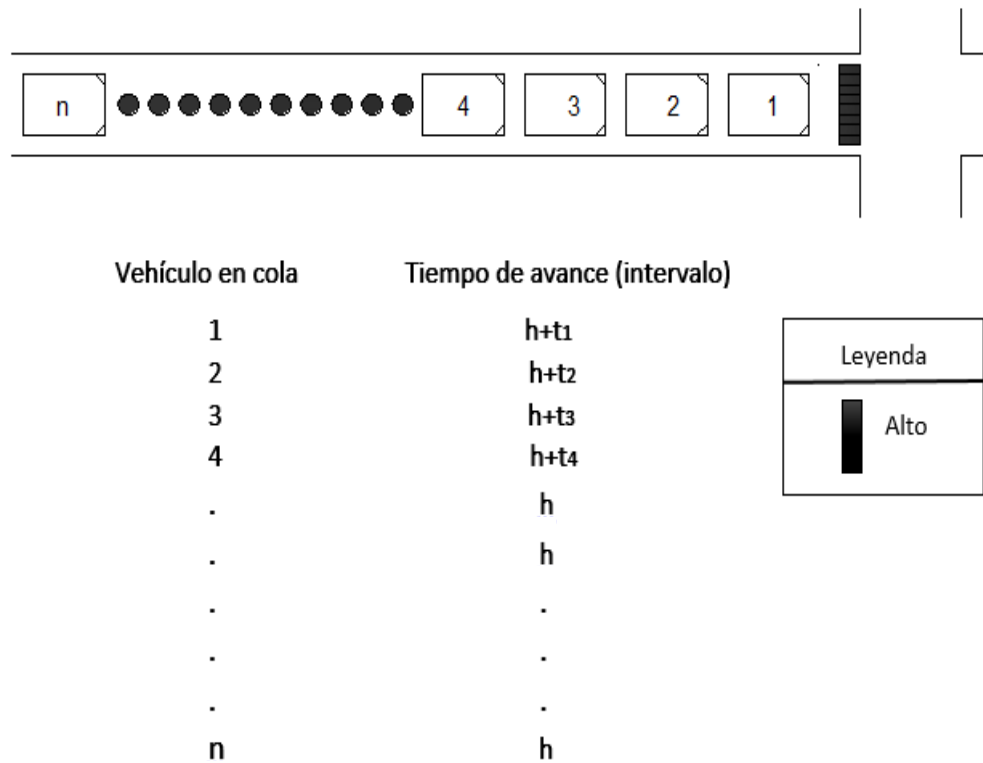


Figura 1. Condiciones de interrupción de tránsito en una intersección señalizada (HCM 2000 Cap.7)

El primer intervalo comprende el tiempo transcurrido entre el inicio del verde y el paso de los ejes frontales del primer vehículo (incluye el tiempo de reacción-arranque del conductor), el segundo intervalo comprende el tiempo entre el paso del eje frontal del primer vehículo y el eje frontal del segundo (será menor debido a que la reacción-arranque ocurre en simultaneo con el primer intervalo).

Los demás vehículos siguen un procedimiento similar hasta que el efecto de reacción-arranque se disipa y el intervalo se hace constante, lo que ocurre generalmente luego del cuarto vehículo.



#### **2.1.1.2.3. Velocidad**

Para flujo interrumpido de alguna manera se condiciona, entre la demora y la velocidad donde la primera es la medida primaria de operaciones en una intersección. Sin embargo, la velocidad es importante para el flujo ininterrumpido donde determina el tiempo de viaje.

#### **2.1.1.2.4. Demoras**

La demora es una medida crítica en flujo interrumpido. Hay varios tipos de retraso o demoras, pero el HCM considera, la demora de control, que es la medida principal para evaluar los niveles de servicio en intersecciones señalizadas.

#### **2.1.1.2.5. La Tasa de Flujo de Saturación y Tiempo Perdido**

La tasa de flujo de saturación es definida como la tasa de flujo por carril en la cual los vehículos pueden atravesar una intersección señalizada. Calculado con la siguiente ecuación.

$$s = \frac{3600}{h} \quad \dots \dots \dots \dots \dots \text{Ecu. N}^\circ 3$$

Donde:

$s$  : La tasa de flujo de saturación (veh / h), y

$h$  : Progreso de saturación (intervalo) (s).

La tasa de flujo de saturación representa el número de vehículos por hora por carril que puede atravesar una intersección señalizada si la señal verde estuvo disponible por la hora completa. Y el tiempo perdido es, que Cada vez que un flujo es interrumpido, debe comenzar de nuevo, con los primeros cuatro vehículos experimentando los progresos (intervalo) de reacción de puesta en marcha y de aceleración mostrado en la figura N° 1.

#### **2.1.1.2.6. Cola**

Cuando la demanda excede la capacidad en un acceso para una intersección señalizada en el principio de un período verde efectivo, se forma la cola. Por la llegada de vehículos durante la fase en rojo, y de algunos vehículos que no han podido despejar durante la fase verde en la intersección. Cola atrás se refiere al número de vehículos haciendo colas en un acceso de una



intersección señalizada debido a los patrones de llegada de vehículos y a vehículos que no han despejado durante la fase verde (sobre flujo).

### **2.1.2. Intersecciones señalizadas**

Una intersección es el área donde dos o más caminos se unen o cruzan y su función primordial es la operacional para proporcionar los diferentes cambios en la dirección de viaje. Es una parte sumamente importante del camino, y un buen proyecto de la misma se traduce en eficiencia, seguridad, costos de operación más bajos, reducciones moderadas de velocidad, mayor capacidad. (Lazo Morgáin, 1981).

#### **2.1.2.1. Características de Flujo en Intersecciones Señalizadas**

Los semáforos son dispositivos electromagnéticos y electrónicos proyectados específicamente para facilitar el control de tránsito de vehículos y peatones mediante indicaciones visuales de luces de colores universalmente aceptados. (Cal y Mayor, 2007)

En una intersección señalizada, tres indicaciones de la señal son exhibidas: verde, amarillo, y rojo. En el siguiente diagrama se presenta algunos atributos fundamentales de flujo en intersecciones señalizadas.



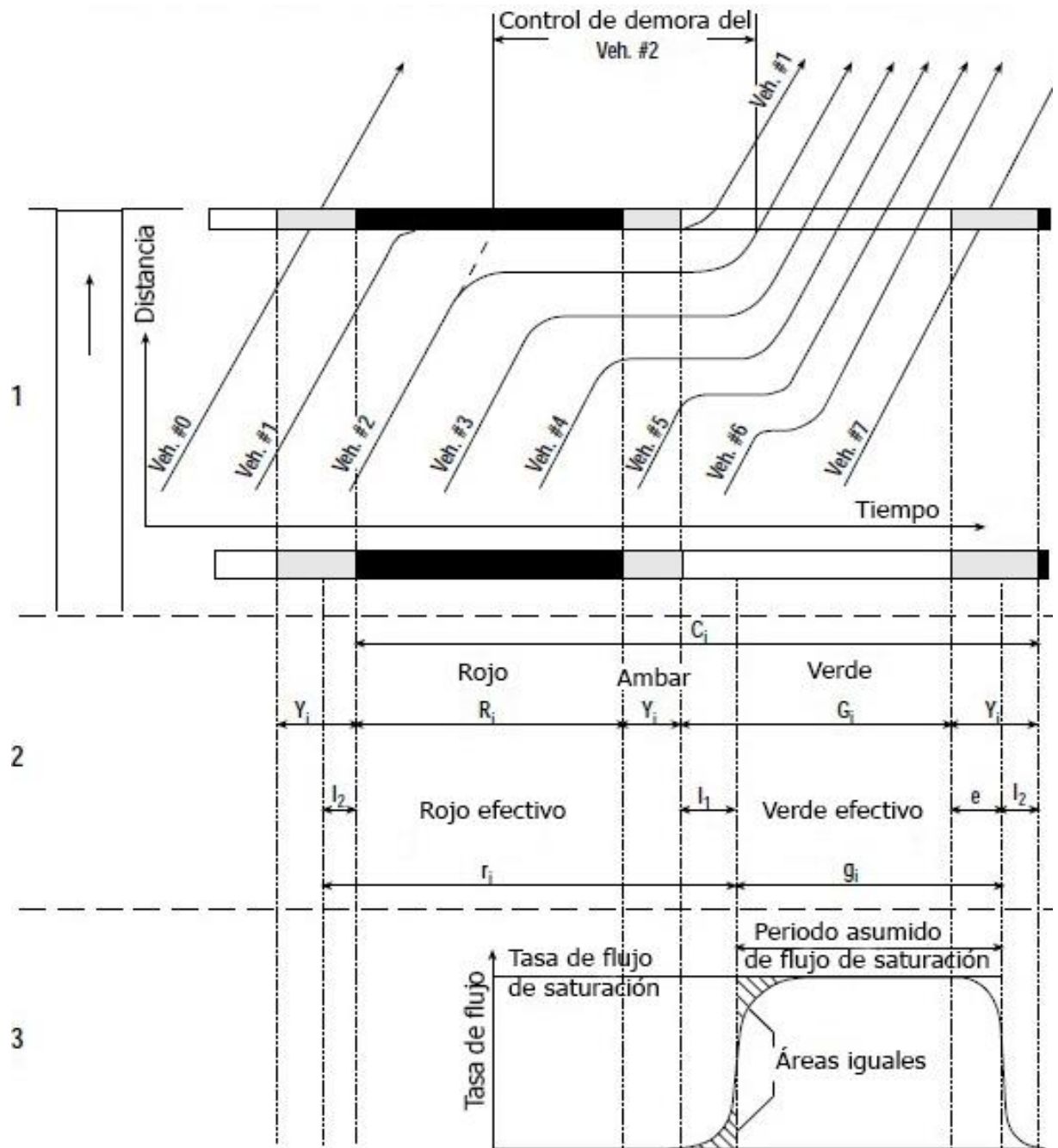


Figura 2. Características de una intersección señalizadas (HCM 2000 Cap.10)

El diagrama está dividido en tres partes. La primera parte muestra espacio- tiempo de vehículos sobre el acceso en dirección norte a la intersección. Los intervalos de señal de ciclo se muestran en el diagrama. La segunda parte muestra los intervalos de tiempo y las etiquetas de los diferentes intervalos de tiempo y los símbolos correspondientes. La tercera parte muestra una idealización de tasa de flujo pasando la línea de parada, indicando cómo está el flujo de saturación definido.

A continuación, se presenta una descripción de los diferentes componentes en el diagrama:

**Tabla 2: Símbolos, Definición y Variables fundamentales en intersecciones Semaforizadas.**

Nombre	Símbolo	Definición	unidad
Intervalo de Cambio y despeje	$Y_i$	El intervalo amarillo y todo rojo que ocurra entre las fases de una señal de tráfico para tener prevista el despeje de la intersección.	s
Tiempo perdido en el despeje	$I_2$	Tiempo entre señal de la fase durante el cual una intersección no es usada por cualquier tráfico.	s
Longitud de ciclo	$C_i$	Tiempo total para que una señal complete un ciclo.	s
Tiempo verde efectivo	$g_i$	Tiempo durante el cual un movimiento dado de tráfico o conjunto movimientos pueden proceder; Es igual a la longitud ciclo menos el tiempo rojo efectivo.	s
Tiempo rojo efectivo	$r_i$	Tiempo durante el cual un movimiento dado de tráfico o conjunto de movimientos son dirigidos para detenerse; Es igual a la longitud del ciclo menos el tiempo verde efectivo	s
Extensión de tiempo verde efectivo	$e$	Cantidad de intervalo de cambio y despeje, al final de la fase para un grupo	s

		de los carriles, utilizado para el movimiento de los vehículos.	
Tiempo verde	$G_i$	La duración de la indicación verde para un movimiento dado en una intersección señalizada	s
Tiempo rojo	$R_i$	Periodo en el ciclo de la señal durante el cual, para una fase dada o grupo de carriles, la señal es roja.	s
Tiempo perdido al poner en marcha	$I_1$	Tiempo adicional consumido en la primera parte por algunos vehículos, por la necesidad para reaccionar y para acelerar a la iniciación de la fase verde.	s
Tiempo Perdido	$t_L$	Tiempo durante el cual una intersección no es usada por ningún movimiento; Es la suma de $I_1 + I_2$	s

FUENTE: HCM 2000 Cap.10

### 2.1.2.2. Señal de Tráfico

Hay tres tipos de controladores de la señal de tráfico en una intersección:

- **Semáforos Prefijados:** En el cuál la secuencia de fases es exhibida de orden repetitiva. Cada fase tiene un intervalo de tiempo fijo y la longitud de ciclo se mantiene constante.
- **Semáforos Completamente Actuados:** Este tipo de semáforos tiene implementado detectores de vehículos. Cada fase está sujeta a un tiempo mínimo y máximo verde, y algunas fases pueden ser saltadas si ninguna demanda es detectada. La longitud del ciclo para este tipo de semáforos es variable.

- **Semáforos Semi Actuados:** En el cual algunos accesos (típicamente en la calle secundaria) cuentan con detectores y algunos de los accesos (típicamente en la calle principal) no cuentan con detectores.

#### ***2.1.2.3. Capacidad en Intersecciones Señalizadas***

La capacidad en intersecciones está definida para cada grupo de carriles. La capacidad del grupo de carriles es la máxima tasa de cada hora en la cual se puede esperar que vehículos razonablemente atraviesan la intersección bajo condiciones del tráfico, vía, y condiciones de señalización. La tasa de flujo está generalmente medida o proyectada para un período de 15 minutos, y la capacidad es expresado en vehículos por hora (vehículo /hora) (Garber, 2005).

Las condiciones de tráfico incluyen volúmenes sobre cada acceso, la distribución de vehículos por el movimiento (izquierda, directo, y derecho), la distribución de tipo del vehículo dentro de cada movimiento, la posición y uso de paradas de autobús dentro del área de la intersección, el flujo paso de peatones, y movimientos por estacionamiento cerca de la intersección. Las condiciones de la vía incluyen la geometría de la intersección, incluyendo el número y anchura de vías, pendiente, y uso de la vía (incluyendo vías para estacionar). Las condiciones señalización incluyen la fase, tipo de control, y una evaluación de progresión de la señal para cada grupo de la vía.

#### ***2.1.2.4. Nivel de Servicio***

El nivel de servicio para intersecciones señalizadas está definido en términos del retraso o demora de control, lo cual es una medida de consumo del conductor de incomodidad, de frustración, de combustible, y aumentado tiempo de viaje. El retraso o demora es una medida complicada y depende de un número de variables, incluyendo la calidad de progresión, la longitud del ciclo, la proporción verde, y la proporción v/c para el grupo de carriles. Existen seis niveles de servicio los cuales se menciona a continuación:

**Nivel de Servicio A:** describe operaciones con demora de control bajo, hasta 10(s/veh). Este nivel de servicio ocurre cuando la progresión es sumamente favorable y la mayoría de vehículos llegan durante la fase verde. Muchos vehículos no se detienen del todo. Las longitudes ciclo cortos pueden tender a contribuir a los valores de demora bajo.



**Nivel de Servicio B:** describe operaciones con demora de control entre 10 a 20 (s/veh.). El flujo sigue siendo bueno con ciclos de semáforo cortos. Más vehículos se detienen en comparación a las intersecciones con un nivel de servicio A, lo que causa mayores demoras.

**Nivel de Servicio C:** describe operaciones con demora de control entre 20 a 35 (s/veh.). Se presentan significantes demoras en el sistema lo que puede ser resultado de mayor volumen de tráfico o ciclos semaforicos largos. En este nivel de servicio empiezan a ocurrir fallas en el ciclo, las cuales ocurren cuando el tiempo de verde no es suficiente para que todos los usuarios pasen por la intersección, y esta empieza a saturarse. A pesar de las demoras, muchos vehículos pasarán por la intersección sin detenerse.

**Nivel de Servicio D:** describe operaciones con demora de control entre 35 a 55 (s/veh.). Es en este nivel en el que la influencia de la congestión vehicular se vuelve notoria. Las demoras se deben a la congestión, ciclos largos y proporciones v/c altas. Existen muchos vehículos que se detienen y las fallas en los ciclos se vuelven cada vez más notorias.

**Nivel de Servicio E:** describe operaciones con demora de control entre 55 a 80 (s/veh.). Largos ciclos, alta congestión, proporciones v/c altas. Las fallas en los ciclos individuales son frecuentes.

**Nivel de Servicio F:** describe operaciones con demora de control mayor a 80 (s/veh.). Este nivel es considerado inaceptable por muchos usuarios y se da cuando ocurre una sobresaturación en la intersección, proporción v/c altas, fallas ciclos individuales. La pobre progresión, longitud de ciclos largos también contribuyen a los altos niveles de demora.



## 2.2. MARCO CONCEPTUAL

**APROXIMACIÓN (Acceso).** - conjuntos de carriles dados para movimientos a la izquierda, derecha, directo o en U que confluyen a una intersección. (Transportation Research Board , 2000)

**CAPACIDAD.**-La capacidad se da en vehículos por hora (veh/h), pero se basa en el flujo durante un periodo pico de 15 minutos. (Garber, 2005)

**CICLO.**-Secuencia completa de indicación de la señal, en intersección semaforizada. (Transportation Research Board , 2000)

**CONDUCTOR.**- Individuo que maneja un vehículo, la mayor de la parte de las veces no se da cuenta de que con un leve movimiento del pedal puede acabar con la vida de varias personas en un instante. (Cal y Mayor, 2007)

**DEMORA.**-La demora de control, que es la medida principal para evaluar los niveles de servicio en intersecciones señalizadas. (Transportation Research Board , 2000)

**DENSIDAD.**-Es el número de vehículos que ocupan una longitud específica de una vialidad en un momento dado. (Cal y Mayor, 2007)

**ESTACIONAMIENTO.**-Espacio, lote, solar o edificio destinado a la guarda de vehículos. (Cal y Mayor, 2007)

**GRUPO DE CARRILES.**- Consta de uno más carriles que tienen una línea de alto en común, llevan un conjunto de flujos vehiculares y cuya capacidad es compartida por todos los vehículos del grupo. (Garber, 2005).

**GIRO PROTEGIDO.**-Son aquellas protegidas de cualquier conflicto con los vehículos en un flujo contrario o con los peatones en una franja de cruce peatonal. (Garber, 2005)

**GIRO PROTEGIDO/PERMETIDO.**-Es una combinación de las condiciones protegida y permitida, en el cual se permite a los vehículos que primero den vuelta a la izquierda bajo la condición protegida y luego se les permite dar vuelta hacia la izquierda bajo la condición permitida. (Garber, 2005)

**INTERVALO DE CAMBIO Y DE DESPEJE.**-Es la suma de intervalos “amarillos” y “todo rojo” (dados en segundos) que se dan entre las fases para permitir que el tránsito de vehículos y de peatones salga de la intersección antes de liberar los movimientos en conflicto. (Garber, 2005)



**MOVIMIENTO DE GIRO PERMITIDO.**-Son los que se hacen dentro de las separaciones entre vehículos en una corriente de tránsito opuesto, o a través de un flujo de peatones conflictivo. (Garber, 2005)

**PLANES DE FASE.**-El plan de fase en una intersección señalizada, indica las diferentes fases que se usan y el orden secuencial en que se implementan en tiempos y colores. (Garber, 2005).

**PEATÓN.**-Se puede considerar como peatón potencial a la población general, es importante estudiar al peatón porque no solamente es víctima del tránsito, sino también una de sus causas. (Cal y Mayor, 2007)

**SEMÁFORO.**-Son dispositivos electromagnéticos y electrónicos proyectados específicamente para facilitar el control de tránsito de vehículos y peatones, mediante indicaciones visuales de luces de colores universalmente aceptados, como lo son verde, amarillo y rojo. (Cal y Mayor, 2007)

**VEHÍCULO.**-El vehículo es uno de los tres elementos primordiales en el tránsito, irremediablemente va en aumento. (Cal y Mayor, 2007)

**VELOCIDAD.**-Es la relación entre el espacio recorrido y el tiempo que se tarda en recorrerlo. (Cal y Mayor, 2007)

**VOLUMEN DE LA HORA PICO.**- Es el número máximo de vehículos que pasan por un punto en una intersección durante un periodo de 60 minutos consecutivos. (Garber, 2005).

**TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN.**-Es la tasa de flujo en vehículos /hora que puede soportar el grupo de carriles, si continuamente tiene luz verde (es decir  $g/C = 1$ ) (Garber, 2005).

**TIPO DE ÁREA.** -Zona o lugar de estudio de la intersección señalizada.



## CAPÍTULO III

### MATERIALES Y MÉTODOS

#### 3.1. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

Departamento: Puno

Provincia : Puno

Distrito : Puno

#### 3.1.1. Metodología de Investigación

##### 3.1.1.1. Tipo de Investigación

El tipo de investigación que correspondería, Según: (Hernández, 2006) sería los siguientes:

- **Por su finalidad o Propósito:** Aplicada, porque se utilizan los conocimientos adquiridos.
- **Por el nivel:** Descriptivo, porque se interpreta lo que es.
- **Por el alcance:** Transversal, Porque se recaba los datos en un periodo.

#### 3.1.2. Población y Muestra

La presente investigación es un estudio de caso, elegimos a aquella intersección donde presente todos los factores que interviene en el ajuste de la tasa de flujo de saturación ideal planteada por la metodología HCM 2000. Y esa intersección es Av. Tacna -Jr. Arbulú como eje central, a la vez evaluamos las intersecciones contiguas que son tres: Av. Tacna –Jr. La libertad, Av. La Torre –Av. Tacna – Jr. Los Incas, Jr. Los Incas – Jr. Cahuide. Todo esto para tener un mejor panorama de los niveles de servicio en las cuatro intersecciones.

#### 3.1.3. Fuentes, Técnicas e Instrumentos

La presente investigación tendrá como fuente primaria la observación directa y las fuentes secundarias constarán de aquellas que nos enriquecerán de información como: libros, investigaciones, artículos, etc.

Técnica e instrumentos: Las técnicas que utilizamos es análisis documental y los instrumentos son los formatos proveídos por la metodología de HCM 2000.



### 3.1.4. Proceso de Recopilación de Información

El proceso de recopilación de información consta de las siguientes etapas:

#### PRIMERA ETAPA

- Capacitación del personal para aforo vehicular, aforo peatonal, tasa de flujo de saturación real, Factor de utilización, reglaje del semáforo, relación de pelotón, maniobras por estacionamiento, bloqueos de vehículos.

#### SEGUNDA ETAPA

- Trabajo en gabinete, procesamientos de los datos obtenidos en campo.

### 3.1.5. Análisis Estadístico

**3.1.5.1 La Media ( $\bar{Y}$ ):** De acuerdo a (Hernández, 2006) Es la medida de tendencia central más utilizada y puede definirse como el promedio aritmético de una distribución. se simboliza como  $\bar{Y}$ , y es la suma de todos los valores dividida entre el número de casos.

$$\bar{Y} = \frac{\sum Y}{N} \dots \dots \dots \text{Ecu. N}^\circ 4$$

Donde:

$\bar{Y}$  : La media

$\sum Y$  : Sumatoria de los valores observados

$N$ : Número de valores.

**3.1.5.2. Desviación estándar ( $\sigma$ ):** (Hernández, 2006). Es el promedio de desviaciones de las puntuaciones con respecto a la media. Esta medida se expresa en las unidades originales de medición de distribución. Se interpreta en relación con la media. Cuanto mayor sea la dispersión de los datos alrededor de la media, mayor será la desviación estándar.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (Y - \bar{Y})^2}{N - 1}} \dots \dots \dots \text{Ecu. N}^\circ 5$$

Donde:

$\sigma$ : Desviación estándar



$Y$  : Valor individual

$\bar{Y}$  : La media

$N$ : Número de valores.

**3.1.5.3. Prueba de Hipótesis:** Para  $N < 30$  y desviación estándar desconocido utilizamos la siguiente función. Con grados de libertad  $(m + n - 2)$

$$t = \frac{\bar{X} - \bar{Y}}{\sqrt{(n-1)\sigma_x^2 + (m-1)\sigma_y^2}} \sqrt{\frac{nm(n+m-2)}{n+m}} \dots \dots \dots \text{Ecu. N}^\circ 6$$

$\bar{X}$  : Promedio de la muestra X.

$\bar{Y}$  : Promedio de la muestra Y.

$\sigma_x$ : Desviación estándar de la muestra X.

$\sigma_y$ : Desviación estándar de la muestra Y.

$n$ : N° de muestras X observado.

$m$ : N° de muestras Y observado.

**Criterio de aceptación:** Para aceptar una hipótesis tomamos los siguientes criterios:

**Región de Rechazo a la Derecha**

Para Hipótesis Nula  $H_0: \mu_x - \mu_y = 0$

Para Hipótesis Alternativa  $H_1: \mu_x - \mu_y > 0$

$P [T < t_{1-\alpha}] = 1 - \alpha$

Región crítica  $R.C = \langle t_{1-\alpha}, \infty \rangle$

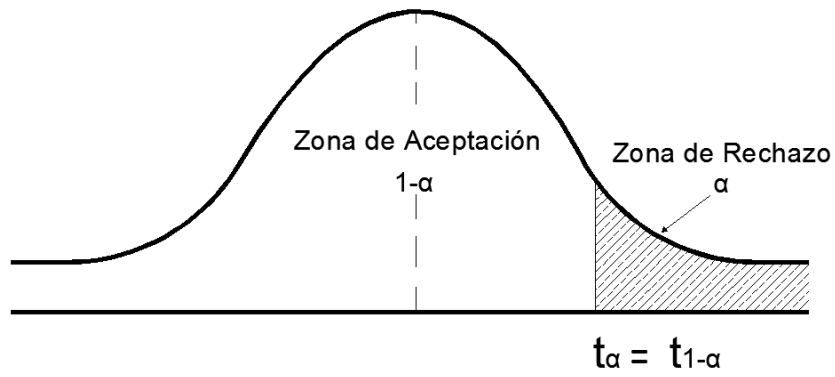


Figura 3. Región de rechazo a la derecha

### Región de Rechazo a la Izquierda

Para Hipótesis Nula  $H_0: \mu_x - \mu_y = 0$

Para Hipótesis Alternativa  $H_1: \mu_x - \mu_y < 0$

$$P [T < t_\alpha] = \alpha$$

Región crítica R.C =  $\langle -\infty, t_\alpha \rangle$

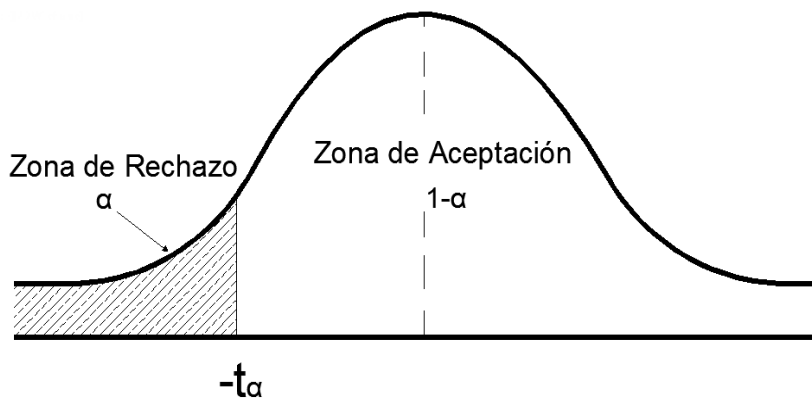


Figura 4. Región de rechazo a la Izquierda

### Región de Rechazo Bilateral

Para Hipótesis Nula  $H_0: \mu_x - \mu_y = 0$

Para Hipótesis Alternativa  $H_1: \mu_x - \mu_y \neq 0$

$$P[-t_{\alpha/2} < T < t_{\alpha/2}] = 1 - \alpha$$

$$\text{Región crítica R.C} = \langle -\infty, -t_{\alpha/2} \rangle \cup \langle t_{1-\alpha/2}, \infty \rangle$$

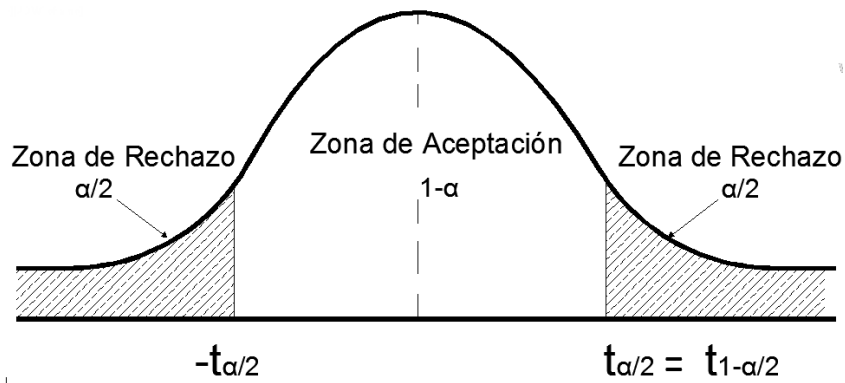


Figura 5. Región de rechazo bilateral

## 3.2. METODOLOGÍA HCM 2000

### 3.2.1. Ingreso de Parámetros

Los principales datos necesarios para la aplicación de la metodología para el análisis operacional de una intersección usando el HCM 2000 se muestran en la siguiente tabla.

**Tabla 3: Parámetros de Entrada**

<b>TIPO DE CONDICIÓN</b>	<b>PARÁMETRO</b>
<b>Geométricas</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>✓ Tipo de área</li><li>✓ Número de carriles, N</li><li>✓ Ancho promedio de carriles, W (m)</li><li>✓ Pendiente, G%</li><li>✓ Carriles exclusivos, LT o RT</li><li>✓ Longitud de bahías, LT o RT, Ls (m)</li><li>✓ Estacionamientos.</li></ul>
<b>Tránsito</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>✓ Demanda de volumen por movimiento, V (Veh/h)</li><li>✓ Flujo de saturación base, So (Veh livianos/h/carril)</li><li>✓ Factor hora pico PHF</li><li>✓ Porcentaje de vehículos pesados, HV%</li><li>✓ Flujo peatonal en los accesos, Vped (peatones/h)</li><li>✓ Autobuses que paran en la intersección, NB (Buses/h)</li><li>✓ Actividad de estacionamiento, Nm (maniobras /h)</li><li>✓ Tipo de llegadas, AT</li><li>✓ Proporción de vehículos que llegan en verde, P</li><li>✓ Velocidad de Aproximación ,SA (Km/h)</li></ul>
<b>Semáforos</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>✓ Longitud de ciclo, C (s)</li><li>✓ Tiempo verde, G(s)</li><li>✓ Intervalo de cambio y despeje, entre verde, Y (s)</li><li>✓ Operación accionada o prefijada</li></ul>



	<ul style="list-style-type: none"><li>✓ Botón peatonal</li><li>✓ Verde mínimo Peatonal, Gp (s)</li><li>✓ Plan fase</li><li>✓ Periodo de análisis, T (h)</li></ul>
--	---

FUENTE: HCM 2000 Cap.16

### **3.2.1.1. Condiciones Geométricas**

La geometría de la intersección se presenta generalmente en forma de diagramas y debe incluir toda información pertinente, el número y anchura de vías, estacionamientos. La existencia de exclusiva de vías de vuelta a izquierda, longitudes de bahías para vuelta y pendientes de los accesos.

### **3.2.1.2. Condiciones de Tránsito**

Los volúmenes de tránsito para la intersección deben ser especificada para cada movimiento sobre cada acercamiento.

Estos volúmenes son las tasas de flujo en vehículos por hora para el período de análisis de 15 minutos, Si los datos de 15 minutos no son sabidos, pueden ser estimados usando volúmenes de cada hora y factores de horas punta (PHFs).

La distribución de tipo del vehículo es cuantificada como el por ciento de vehículos pesados (% HV) en cada movimiento. Los autobuses que no paran se consideran como vehículos pesados.

Una característica importante de tránsito que debe ser cuantificada para completar un análisis operacional de una intersección señalizada es la calidad de la progresión. El parámetro que describe esta característica es el tipo de llegada, AT, para cada grupo de carril. Existen seis tipos de llegada.

**Tabla 4: Tipo de llegada**

<b>TIPO DE LLEGADA</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
1	El pelotón denso contiene un 80 por ciento de volumen del grupo de carriles. Llegada al inicio de la fase rojo.



2	El pelotón denso llegada a la mitad de la fase rojo, o en un pelotón disperso que llega durante la fase de luz roja y contiene de 40 a 80 por ciento del volumen del grupo de carriles.
3	Se caracteriza por pelotones muy disperso, lo que implica la llegada aleatoria de vehículos, en el grupo principal contiene menos del 40 por ciento del volumen del grupo de carriles. Las llegadas en las intersecciones coordinadas con beneficios mínimos en el avance, también pueden describirse mediante este tipo de llegada.
4	Generalmente se considera una condición favorable del pelotón ,puede ser un pelotón moderadamente denso que llega a la mitad de la fase luz verde ,o un grupo disperso que contiene del 40 a 80 por ciento del volumen del grupo de carriles que llega durante la totalidad de la fase de luz verde
5	Representa mejor condición de llegada que frecuentemente se presenta es un pelotón denso que contiene más del 80 por ciento del volumen del grupo de carriles que llega en el inicio de la fase de luz verde.
6	Representa una calidad excepcional de avance es un pelotón muy denso que avanza a través de varias intersecciones cercanas con muy poco transito provenientes de las calles laterales.

FUENTE: HCM 2000 Cap. 16

El tipo de llegada es más conveniente observar en campo, aunque puede ser aproximado por diagrama tiempo espacio de la vía en cuestión. Aunque no hay parámetros definitivos para precisamente cuantificar el tipo de llegada, la proporción del pelotón es computada por la siguiente ecuación.



$$R_p = \frac{P}{\frac{g_i}{C}} \quad \dots \dots \dots \text{Ecu. N}^\circ 7$$

Donde:

$R_p$  : Proporción de pelotón.

$P$  : Proporción de todos los vehículos en movimiento que llega durante la fase verde.

$g_i$  : Tiempo verde efectivo para el movimiento en el grupo de carriles (segundos).

$C$  : Longitud del ciclo (segundos).

**Tabla 5: Relación entre tipo de llegada y proporción del pelotón ( $R_p$ )**

Tipo de llegada	Rango de proporción del pelotón ( $R_p$ )	Valores por defecto ( $R_p$ )	Calidad de progresión
1	$\leq 0.50$	0.333	Muy pobre
2	$> 0.5 - 0.80$	0.667	Desfavorable
3	$> 0.85 - 1.15$	1	Llegadas aleatoria
4	$> 1.15 - 1.50$	1.333	Favorable
5	$> 1.50 - 2$	1.667	Altamente Favorable
6	$> 2$	2.00	Excepcional

FUENTE: HCM 2000 Cap. 16





### 3.2.1.3. Condiciones de Señalización

La información completa relacionada con la señalización es necesario para realizar el análisis. Esta información incluye diagrama de fases ilustración del plan fase, longitud de ciclo, tiempo verde y el cambio-intervalos de despeje.

El tiempo verde mínimo es estimado por la siguiente ecuación:

$$G_p = 3.2 + \frac{L}{S_p} + \left(0.81 \frac{N_{ped}}{W_E}\right) \quad \text{Para } W_E > 3.0 \text{ m} \quad \dots \dots \dots \text{ Ecu. N}^\circ 8$$

$$G_p = 3.2 + \frac{L}{S_p} + (0.27 N_{ped}) \quad \text{Para } W_E \leq 3.0 \text{ m} \quad \dots \dots \dots \text{ Ecu. N}^\circ 9$$

Donde:

$G_p$  : Tiempo mínimo verde (seg,)

$L$  : Longitud de cruce (m)

$S_p$  : Promedio de velocidad de peatones (m/s)





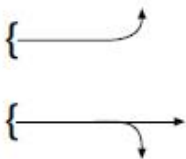



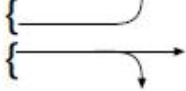



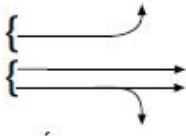
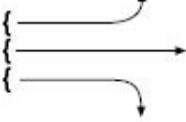
$W_E$  : Ancho efectivo de cruce de la señal.

$N_{ped}$ : Número de peatones cruzando durante un intervalo.

### 3.2.2. Agrupación de carriles

La metodología para intersecciones señalizada es desagregada o desglosada, es decir considera los accesos de la intersección de manera individual y los grupos de carriles de cada acceso de forma individual. Segmentar la intersección en grupos de carriles es un proceso relativamente simple que considera dos factores, la geometría de la intersección y la distribución de movimientos de tráfico. En general el menor número de grupo de carriles es usado para que describa la operación de la intersección. En la siguiente tabla se muestra los agrupamientos correspondientes:

**Tabla 6: Grupo de carriles típicos para el análisis de intersecciones señalizadas**

Número de carriles	Movimiento por carriles	Número posibles de grupo de carriles
1	Izquierda +Directo+ Derecho 	①  (Un carril de aproximación)
2	Izquierdo exclusivo  Directo + Derecho 	② 
2	Izquierdo +Directo  Directo + Derecho 	①  ó ② 
3	Exclusivo Izquierdo  Directo  Directo +Derecho 	②  ó ③ 

FUENTE: HCM 2000 Cap.16

### 3.2.3. Determinación de la tasa de flujo

Los volúmenes de demanda son mejor representado por tasa de flujo promedio (vehículos por hora) para el periodo de análisis. Este periodo de análisis generalmente es 15 minutos de mayor demanda en una hora determinada y se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$v_p = \frac{v}{FHP} \quad \dots \dots \dots \text{Ecu. N}^\circ 10$$

Donde:

$v_p$  : Tasa de flujo durante 15 minutos pico (Veh/h)



**V** : Volumen horario (Veh/h)

**FHP** : Factor hora pico

### **AJUSTE PARA LA VUELTA EN ROJO (RTOR)**

Cuando la vuelta a la derecha en rojo (RTOR) es permitida, el volumen de vuelta a la derecha para análisis puede ser disminuido por el volumen de vehículos en movimiento que da vuelta la fase roja. Esta reducción se hace generalmente con base en los volúmenes de cada hora antes de la conversión de tasa de flujo.

El número de vehículos que vuelta a la derecha en la fase roja es función de varios factores como:

- Carriles compartidos o exclusivos para la vuelta a la derecha.
- Demanda de movimientos para la vuelta la derecha.
- El grado de saturación del movimiento directo conflictivo.
- Conflictos con peatones.
- Llegadas sobre la señal del ciclo.
- Conflicto durante la fase de señal de vuelta a izquierda.

#### **3.2.4. Determinación de la tasa de flujo de saturación**

La tasa de flujo de saturación para cada grupo de carriles es computada según la Ecuación N° 11.

$$S = s_0 N f_w f_{HV} f_g f_P f_{bb} f_\alpha f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{Lpb} f_{Rpb} \dots \dots \dots \dots Ecu. N^\circ 11$$

Donde:

s: Tasa de flujo de saturación (veh/h)

s<sub>0</sub>: Tasa de flujo de saturación base por carril (Veh/h/carril)

N: Número de carril en el grupo de carriles

f<sub>w</sub>: Factor de ajuste por ancho del carril.

f<sub>HV</sub>: Factor de ajuste por vehículo pesado.

f<sub>g</sub>: Factor de ajuste por pendiente.



$f_p$  : Factor de ajuste por existencia de estacionamientos.

$f_{bb}$  : Factor de ajuste por bloqueo de buses.

$f_a$  : Factor de ajuste por tipo de área.

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

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

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

$f_{Lpb}$  : Factor de ajuste por peatones y ciclista en giro a izquierda.

$f_{Rpb}$  : Factor de ajuste por peatones y ciclista en giro a derecha.

La tasa de flujo de saturación es el flujo en vehículos por hora que se puede acomodar en el grupo de carril suponiendo que la fase verde fue exhibida 100 por ciento del tiempo ( $g/C = 1$ )

#### **3.2.4.1. Base de tasa de flujo de saturación ( $s_o$ )**

La tasa de flujo de saturación base es 1900 pc/h/carril. Este valor es ajustado por una variedad de condiciones. Que a continuación mencionaremos.

#### **3.2.4.2. Ajuste por ancho de carril ( $f_w$ )**

El Ancho del carril da razón del impacto negativo en vías estrechas sobre la tasa de flujo de saturación y tiene prevista una tasa aumentada de flujo en vías anchas. Las anchuras estándar de la vía a considerar es 3.6 m. En ningún caso el factor de anchura de la vía debería calcularse para las anchuras menos de 2.4 m.

#### **3.2.4.3. Ajuste por el vehículo pesado y grado o pendiente ( $f_{HV}$ ) ( $f_g$ )**

Es considerado vehículo pesado aquel vehículo con más de 4 llanta en contacto con el pavimento. El equivalente en vehículos livianos (ET) empleado para cada vehículo pesado es de 2 vehículos livianos. El grado toma en cuenta el efecto de la pendiente del pavimento del acceso sobre la operación de los vehículos livianos y pesados.

#### **3.2.4.4. Ajuste por estacionamiento ( $f_p$ )**

Cada maniobra de entrada o salida de vehículos del estacionamiento bloquea el carril 18 segundos en promedio. Se debe considerar 180 maniobras por hora.

#### **3.2.4.5. Ajuste por obstrucción del autobús ( $f_{bb}$ )**

El factor de ajuste por obstrucción o bloqueo de buses considera el impacto de paradas para recoger y dejar pasajeros en un rango de 75 m a partir de la línea de parada (corriente arriba o abajo). Este factor solo se debería emplear cuando los buses detenidos bloquean el flujo de tráfico. Un límite máximo y práctico es de 250 Buse/h. El factor usado por el HCM 2000 asume un tiempo promedio de obstrucción de 14.4 s durante una indicación verde.

#### **3.2.4.6. Ajuste por el tipo de área ( $f_a$ )**

La aplicación de este factor de ajuste es típicamente correcta en áreas que exhiben características comerciales es decir negocios cerca de las intersecciones. Es en dichos lugares donde es característicos maniobras por estacionamientos, bloqueo de vehículos, etc.

#### **3.2.4.7. Ajuste por utilización del carril ( $f_{LU}$ )**

El factor de ajuste por utilización del carril toma en cuenta la desigual distribución de tránsito entre carriles del grupo de carriles. El factor le provee un ajuste a la tasa de flujo de saturación de base. El factor de ajuste se basa en el flujo en la vía con el volumen más alto y se calcula con la siguiente ecuación:

$$f_{LU} = \frac{V_g}{(V_{g1}N)} \quad \dots \dots \dots \text{Ecu. N}^\circ 12$$

Donde:

$f_{LU}$  : Factor de ajuste por utilización del carril

$V_g$  : Tasa de flujo no ajustada de demanda para el grupo del carril (veh/h)

$V_{g1}$  : Tasa de flujo no ajustada de demanda del carril con más alto volumen en el grupo de carriles (veh/h).

$N$  : Número de carriles en el grupo de carriles.

#### **3.2.4.8. Ajuste por giro a la derecha ( $f_{RT}$ )**

El factor de ajuste por giro a la derecha esta primordialmente dirigido a reflejar el efecto de la geometría. El factor de ajuste por giro a la derecha depende de las siguientes variables:

- Si el giro a la derecha es hecho desde un carril exclusivo o compartido.
- Proporción de vehículos que gira a la derecha en el carril compartido

El factor es 1 si el grupo de carriles no incluye ningún giro a la derecha.

#### **3.2.4.9. Ajuste por giro a la izquierda ( $f_{LT}$ )**

El factor de ajuste por giro a la izquierda está basado en variables similares que el anterior y estos son:

- Si el giro a la izquierda es hecho desde un carril exclusivo o compartido
- El tipo de fase (protegidos, permitidos o protegidos y permitidos).
- Proporción de vehículos que gira a la izquierda usando el grupo de carriles compartidos
- Oposición a la tasa de flujo cuando es permitido los giros a la izquierda.

El factor de ajuste por giro a la izquierda es 1 si el grupo de carriles no incluye ningún giro.

#### **3.2.4.10. Ajuste por peatones y ciclistas ( $f_{Lpb}$ ) ( $f_{Rpb}$ )**

El procedimiento para determinar el factor de ajuste para giros a la izquierda y derecha de peatones y ciclista se realiza en cuatro pasos. El primer paso es determinar el promedio de ocupación de peatones. Lo cual solo toma en cuenta el efecto de peatones. Seguidamente ocupación de la zona de conflicto. Determinar en fase permitida factores de ajuste de movimiento de peatones y ciclistas. Y finalmente determinar los factores ajuste por movimiento a la izquierda y derecha de peatones y ciclista para el flujo de saturación. Los pasos mencionados son detallados en Apéndice D del HCM Cap.16.

**Tabla 7: Factores de ajuste para tasa de flujo de Saturación**

FACTOR	FORMULA	DEFINICIÓN DE VARIABLES	NOTAS
<b>Ancho del carril</b>	$f_W = 1 + \frac{(W - 3.6)}{9}$	$W = \text{Ancho del carril (m)}$	$W \geq 2.4m$ Si $W \geq 4.8$ analizar como dos carriles
<b>Vehículos pesados</b>	$f_{HV} = \frac{100}{100 + \% HV (E_T - 1)}$	$\% HV = \% \text{ Vehículos de pesados por volumen del grupo de carriles}$	$E_T = 2.$ Auto/pesado
<b>Pendiente</b>	$f_g = 1 - \frac{\% G}{200}$	$\% G = \% \text{ Pendiente Promedio en el grupo de carriles}$	$-6 \leq \% G \leq +10$ Negativo en descenso
<b>Estacionamientos</b>	$f_p = \frac{N - 0.1 - \frac{18 N_m}{3600}}{N}$	$N = \text{Número de carriles en el grupo de carril.}$ $N_m = \text{Número de estacionamiento maniobras /h}$	$0 \leq N_m \leq 180$ $f_p \geq 0.050$ $f_p = \text{sin estacionamiento}$
<b>Bloqueo de buses</b>	$f_{bb} = \frac{N - \frac{14.4 N_B}{3600}}{N}$	$N = \text{Número de carriles en el grupo de carril.}$ $N_B = \text{Número de buses parados/h}$	$0 \leq N_B \leq 250$ $f_{bb} \geq 0.050$
<b>Tipo de área</b>	$f_a = 0.900$ para CBD $f_a = 1.00$ todas otras area	$CBD = \text{Centro de la ciudad}$	
<b>Utilización del carril</b>	$f_{LU} = \frac{v_g}{v_{g1} N}$	$v_g = \text{Tasa de flujo de demanda no ajustada del grupo de carril (veh/h)}$ $v_{g1} = \text{tasa de flujo de demanda no ajustada del carril con el volumen más alto del grupo}$	



		$N =$ Número de carriles del grupo de carriles.	
<b>Giro a izquierda</b>	<p>Carril exclusivo: <math>f_{LT} = 0.95</math></p> <p>Carril compartido: <math>f_{LT} = \frac{1}{1.0 + 0.05 P_{LT}}</math></p>	$P_{LT}$ = Proporción de giros a la izquierda en grupo de carriles	Consultar el apéndice C. HCM 2000. Cap. 16
<b>Giro a derecha</b>	<p>Carril exclusivo: <math>f_{RT} = 0.85</math></p> <p>Carril compartido: <math>f_{RT} = 1.0 - 0.15 P_{RT}</math></p> <p>Un solo carril: <math>f_{RT} = 1.0 - 0.135 P_{RT}</math></p>	$P_{RT}$ = Proporción de giro a la derecha en grupo de carriles	$f_{RT} \geq 0.050$
<b>Bloqueo por peatones Y ciclistas</b>	<p><math>f_{LPb} = 1.0 - P_{LT} (1 - A_{PbT})(1 - P_{LTA})</math></p> <p><math>f_{RPb} = 1.0 - P_{RT} (1 - A_{PbT})(1 - P_{RTA})</math></p>	<p><math>P_{LT}</math> = Proporción de giros a la izquierda en el grupo de carriles.</p> <p><math>A_{PbT}</math> = Ajuste de fase permitido.</p> <p><math>P_{LTA}</math> = Proporción de giros a la izquierda de verde protegido sobre el total de giros a la izquierda en verde.</p> <p><math>P_{RT}</math> = Proporción de giros a la derecha del grupo de carril.</p> <p><math>P_{RTA}</math> = Proporción de giros a la derecha de verde protegido sobre el total de giros a la izquierda en verde.</p>	Consultar el apéndice D. HCM 2000. Cap. 16

FUENTE: HCM 2000 Cap.16



### 3.2.5. Determinación de la capacidad y la proporción (v/c)

#### 3.2.5.1. Capacidad

La capacidad en intersección señalizada, está dada por cada grupo de carriles y se define como la tasa máxima de flujo que puede cruzar la intersección, por cada grupo de carriles que se considera, la capacidad se da en vehículos por hora (veh./h), pero de basa en el flujo durante un periodo pico de 15 minutos.

$$c_i = s_i \frac{g_i}{C} \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{Ecu. N}^\circ 13$$

Donde:

$c_i$  : Capacidad de grupo de carriles “i” (veh/h)

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

$\frac{g_i}{C}$ : Proporción verde efectivo para el grupo de carriles “i”

#### 3.2.5.2. Proporción v/c

La proporción volumen capacidad (v/c), a menudo es designada por el símbolo X en el análisis de las intersecciones. Es típicamente llamado grado de saturación. Para el grupo de carriles “i” es dado por la siguiente ecuación.

$$X_i = \left(\frac{v}{c}\right)_i = \frac{v_i}{s_i \left(\frac{g_i}{C}\right)} = \frac{v_i C}{s_i g_i} \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{Ecu. N}^\circ 14$$

Donde:

$X_i$  : Grado de saturación

$v_i$  : Tasa de flujo de demandad para el grupo de carriles “i” (veh/h)

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

$g_i$  : Tiempo verde efectivo para el grupo de carriles “i” (segundo)

C: Longitud del ciclo (segundo)

Los valores sostenibles de  $X_i$  se extienden desde uno cuando la tasa de flujo es igual a la capacidad y cero cuando la tasa de flujo es cero. Los valores por encima de uno indican un exceso de demanda sobre la capacidad.

### 3.2.5.3. Grupo de Carriles Críticos

Otro concepto usado para analizar intersecciones semaforizadas o señalizadas es la proporción crítico  $v/c$ ,  $X_c$ . Que es el grado de saturación crítico de la intersección, donde considera los accesos o grupos de carriles críticos, que son definidos como aquellos que tienen la relación de flujo más alta para cada fase  $(v/s)$   $c_i$ . Y se calcula con siguiente ecuación:

$$X_c = \sum \left( \frac{v}{s} \right)_{c_i} \left( \frac{c}{c-L} \right) \dots \dots \dots \text{Ecu. N}^\circ 15$$

Donde:

$X_c$  : Proporción  $v/c$  crítico de la intersección

$\sum \left( \frac{v}{s} \right)_{c_i}$  : Sumatoria de proporción de flujo de todos los carriles críticos  $i$ ;

$C$  : Longitud de ciclo (s)

$L$  : Total de tiempo perdido por ciclo (s). Calculado como tiempo perdido  $t_L$ , para movimiento de trayecto crítico.

### 3.2.6. Determinación de la demora

Los valores derivados de los cálculos de demora representan el retraso promedio de control experimentado por que todos los vehículos que arriban en el período de análisis, incluir retrasos obtenidos más allá del período de análisis cuando el grupo de la vía es sobresaturado. La demora por control incluye movimientos en las velocidades más lentas y las paradas sobre los acercamientos de la intersección. La demora promedio de control por vehículo para un grupo dado de carriles es dado por la siguiente formula.

$$d = d_1(PF) + d_2 + d_3 \dots \dots \dots \text{Ecu. N}^\circ 16$$

Donde:

$d$  : Control de demora por vehículo (s/veh)



$d_1$  : Control de demora uniforme asumiendo llegadas uniformes (s/veh)

**PF**: Factor de ajuste por progresión de demora uniforme por efectos de progresión de la señal.

$d_2$  : Demora incremental que toma en cuenta los efectos de llegadas aleatorias y colas sobresaturadas, ajustada por duración del periodo de análisis y tipo de señal de control; Este componente de retraso supone que no hay cola inicial para grupo de la vía en el principio de período análisis (s/veh).

$d_3$  : Demora por cola inicial, la cual tiene en cuenta las demoras de todos los vehículos en el periodo de análisis debido a las colas iniciales al comienzo del periodo de análisis (s/veh).

### 3.2.6.1. Factor ajuste por Progresión

La buena progresión de la señal dará como resultado una proporción alta de vehículos llegando en el momento verde. La progresión pobre de la señal dará como resultado una proporción baja de vehículos llegando en el verde. El factor de progresión afecta primordialmente a demora uniforme y es, por eso que se ajusta a dicho valor, y los valores pueden ser calculados con la siguiente ecuación:

$$PF = \frac{(1-P)f_{PA}}{1-\left(\frac{g}{c}\right)} \dots \dots \dots \text{Ecu. N}^\circ 17$$

Donde:

PF: Factor de progresión

P: Proporción de vehículos llegando en verde

g/c: Proporción de tiempo verde disponible

fPA : El suplementario factor de ajuste para pelotón llegando en verde.

Los valores de P pueden ser medidos en campo o estimado del tipo de llegada. Si es medido en campo. P, es determinado como la proporción de vehículos en el ciclo que arriban a la línea de parada o que se unen a la cola (estático o en movimiento) cuando está en la fase verde.

**Tabla 8: Factor de ajuste por progresión para el cálculo de la demora uniforme**

TIPO DE LLEGADA (AT)						
PROPORCIÓN g/C	AT1	AT2	AT3	AT4	AT5	AT6
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
Por defecto Rp	0.333	0.667	1	1.333	1.667	2

FUENTE: HCM 2000 Cap. 16 pág. 20

### 3.2.6.2. Demora Uniforme

La demora uniforme se obtiene asumiendo en la intersección, flujo estable, sin cola iniciales. Se basa en el primer término en la fórmula de demora de Webster's de llegadas uniformes. Los valores de X mayores de 1.0 no son usados en la computación de  $d_1$ .

$$d_1 = \frac{0.5 c \left(1 - \frac{g}{c}\right)^2}{1 - \left[\min(1, X) \frac{g}{c}\right]} \quad \dots \dots \dots \text{Ecu. N}^\circ 18$$

**Donde:**

$d_1$  : Demora por control uniforme asumiendo llegadas uniformes (s/veh)

$C$  : Longitud del ciclo (s); longitud de ciclo empleada en semáforos con controladores de tiempo fijo.

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

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



### 3.2.6.3. Demora Incremental

La ecuación N° 19 es usado para determinar la demora incremental debido a llegadas no uniforme y colapsos temporales de ciclo (demora aleatoria) y demoras causadas por periodos de sobresaturación (demora por sobresaturación). Y la demora incremental es sensible al grado de saturación del grupo del carril ( $X$ ), la duración del período de análisis ( $T$ ), la capacidad del grupo de carril ( $c$ ), y el tipo de control de la señal, y es reflejado por el parámetro de control ( $k$ ). La ecuación asume que no hay demanda insatisfecha que genere colas iniciales en el principio de periodo analizado ( $T$ ).

$$d_2 = 900 \left[ (X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8kIX}{cT}} \right] \dots \dots \dots \text{Ecu. N° 19}$$

**Donde:**

$d_2$  : Demora incremental que toma en cuenta los efectos de colas aleatorias y sobresaturadas, ajustada por la duración del periodo de análisis y el tipo de controlador del semáforo (s/veh). Este componente de demora supone que no hay cola inicial para grupo de carril en el principio de período de análisis;

$T$  : Duración de período de análisis (h);

$k$  : Factor incremental de demora que está bajo la dependencia de ajustes del controlador;

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

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

$X$  : Grado de saturación.

- **Factor de calibración de demora incremental**

La calibración del término (k) incluido en la ecuación N° 19 se basa en el tipo de controlador sobre la demora. Para semáforos de tiempo fijo emplea un valor de  $k = 0.50$ .

- **Factor de ajuste por ingreso corriente arriba (I)**

Este factor de ajuste incorpora los efectos de ingresos desde semáforos corriente arriba en intersecciones coordinadas. Para el caso de intersecciones aisladas tomará el valor de 1.

#### **3.2.6.4. Demora por Cola Inicial**

Cuando existe una cola residual antes del período de análisis (T), los vehículos que van arribando experimentan una demora adicional, debido a que la cola inicial deberá primero desalojar la intersección.

Para los casos en que  $X > 1.0$  para un período de 15 minutos, el siguiente período empieza con una cola inicial llamada  $Q_b$  en vehículos.  $Q_b$  Se debe observar al inicio del rojo. Cuando  $Q_b \neq 0$ , los vehículos que llegan durante el período de análisis experimentan una demora adicional por la presencia de la cola inicial. La demora por cola inicial  $d_3$ , se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$d_3 = \frac{1800 Q_b (1+\mu)t}{cT} \quad \dots \dots \dots \text{Ecu. N}^\circ 20$$

Donde:

$Q_b$  : Cola inicial al comienzo del periodo T (veh).

$c$  : Capacidad ajustada en grupo de carriles (veh/h).

$T$  : Duración del periodo de análisis (h).

$t$  : Duración de la demanda insatisfecha (h).

$\mu$  : Parámetro de demora.

Existen cinco escenarios, para estimar esta demora:

- Caso I: el período es no saturado sin cola inicial,  $Q_b = 0$ . En consecuencia ,  $d_3 = 0$
- Caso II: el período es sobresaturado, sin cola inicial,  $Q_b = 0$ . En consecuencia,  $d_3 = 0$ .
- Caso III: cuando la cola inicial,  $Q_b$  se despeja en el periodo de tiempo T. para que esto ocurra deberá cumplirse que,  $Q_b + qT < cT$ , siendo  $qT$  la demanda total en T, y  $cT$  la capacidad disponible en T.
- Caso IV: ocurre cuando aún existe demanda insatisfecha al final de T, pero decreciente, para que esto ocurra deberá cumplirse que  $qT < cT$ .
- Caso V: ocurre cuando la demanda en T, excede la capacidad. Aquí la demanda insatisfecha se incrementa la final de T para que esto ocurra deberá cumplirse que  $qT > cT$ . En resumen, se muestra la siguiente tabla:

**Tabla 9: Resumen de los escenarios para estimar demora**

CASO	COLA INICIAL	COLA EN EL FINAL DEL PERIODO DE ANÁLISIS
I	No	No
II	No	No
III	No	No
IV	Si	Sí, pero pequeño
V	Si	Sí, considerable

FUENTE: HCM 2000.

Los parámetros “ $t$ ” y “ $\mu$ ” de la anterior ecuación es determinado de acuerdo al caso:

Para el Caso III, IV and V:

$t=0$  si  $Q_b=0$  además:

$$t = \min \left\{ T, \frac{Q_b}{c[1-\min(1,X)]} \right\} \dots \dots \dots \text{Ecu. N}^\circ 21$$

Donde:

$X$  : Grado de saturación de grupo de carriles,  $v/c$



$\mu = 0$  si  $t < T$  además:

$$\mu = 1 - \frac{cT}{Q_b[1-\min(1,X)]} \dots \dots \dots Ecu. N^\circ 22$$

El tiempo de despeje  $T_c$  se calcula con la siguiente ecuación:

$$T_c = \max\left(T, \frac{Q_b}{c} + TX\right) \dots \dots \dots Ecu. N^\circ 23$$

Para el caso III, IV and V, el control de la demora uniforme  $d_1$  debe ser evaluado usando  $X=1$  cuando en el periodo de sobresaturación existe cola ( $t$ ) y  $(T-t)$  para el resto del periodo de análisis usando el valor real  $X$ .

Por consiguiente, en estos casos, se emplea un valor ponderado de  $d_1$  como se muestra en la siguiente ecuación.

$$d_1 = d_s \frac{t}{T} + d_u PF \frac{(T-t)}{T} \dots \dots \dots Ecu. N^\circ 24$$

Donde:

$d_s$  : Demora saturada ( $d_1$  evaluado para  $X = 1$ )

$d_u$  : Demora no saturada ( $d_1$  evaluado el valor real de  $X$ )

### 3.2.6.5. Estimaciones de demora en accesos

El método para la estimación de demora produce la demora de control por vehículo para cada grupo de carriles. Y esto se determina como un promedio ponderado de las demoras totales de todos los grupos de carriles del acceso. Así, la demora para un acceso se calcula:

$$d_A = \frac{\sum d_i v_i}{\sum v_i} \dots \dots \dots Ecu. N^\circ 25$$

Donde:

$d_A$  : Demora para el acceso A (s/veh).

$d_i$  : Demora para el grupo de carriles  $i$  (en el acceso A) (s/veh).





$v_i$  : Flujo ajustado para el grupo de carriles i (veh/h).

Y finalmente la demora de la intersección, igualmente se determina como un promedio ponderado de las demoras en todos los accesos de la intersección, y esto con la siguiente expresión:

$$d_I = \frac{\sum d_A v_A}{\sum v_A} \quad \dots \dots \dots \quad Ecu. N^\circ 26$$

Donde:

$d_I$  : Demora por vehículo para la intersección (s/veh).

$d_A$  : Demora para el acceso A (s/veh).

$v_A$  : Flujo ajustado para el acceso A (veh/h).

### 3.2.7. Determinación del nivel de servicio

La determinación del nivel de servicio está directamente relacionada con la demora promedio de control por vehículo. Una vez que los demoras hayan sido estimados para cada grupo de carriles, para cada acceso y la intersección como un todo, por consiguiente, la determinación del nivel de servicio será resuelto con la siguiente tabla N° 10.

**Tabla 10: Criterios para determinar el nivel de servicio**

NIVEL DE SERVICIO	CONTROL POR VEHÍCULOS (s/veh)
A	$\leq 10$
B	$> 10-20$
C	$>20-35$
D	$>35-55$
E	$>55-80$
F	$>80$

FUENTE: HCM 2000 Cap.16

### 3.2.8. Determinación de la cola

Cuando se necesita una estimación de la longitud cola. En el apéndice G del HCM 2000 se tiene procedimientos para calcular el promedio de la cola y los percentiles 70°, 85°, 90° y 98° de la cola. La cola está conformada por los vehículos que tienen un patrón de llegada y los vehículos que no han despejado en la intersección durante la fase verde dado (sobre flujo).

El modelo descrito en apéndice G del HCM 2000 es para carriles individuales. En consecuencia, para el grupo de carriles, la tasa de flujo, la tasa de flujo de saturación, capacidad, y la demanda de cola inicial que serán convertidas en valores de carril individual.

Si la cola inicial ( $Q_b$ ) está presente en un grupo de carriles, la tasa de flujo del grupo de carriles se ajusta para incluir la cola inicial esto con la siguiente ecuación.

$$v_I = v + \frac{Q_b}{T} \quad \dots \dots \dots \text{Ecu. N}^\circ 27$$

Donde:

$v_I$  : Tasa de flujo del grupo de carriles incluyendo la cola inicial presente (veh/h).

$v$ : Tasa de flujo de llegada (veh/h).

$Q_b$  : Cola inicial del grupo de carriles al comienzo del periodo de análisis (veh).

$T$  : Duración del periodo de análisis (h).

Otros parámetros para carril individual son calculados por cada grupo de carril dividiendo los valores totales del grupo de carril por el número carril en el grupo de carriles y se muestra en las siguientes ecuaciones:

$$v_L = \frac{v_I}{N_{LG}} \quad \dots \dots \dots \text{Ecu. N}^\circ 28$$



$$s_L = \frac{s}{N_{LG}} \quad \dots \dots \dots \text{Ecu. N}^\circ 29$$

$$c_L = \frac{c}{N_{LG}} \quad \dots \dots \dots \text{Ecu. N}^\circ 30$$

$$Q_{bL} = \frac{Q_b}{N_{LG}} \quad \dots \dots \dots \text{Ecu. N}^\circ 31$$

Donde:

$v_L$  : Tasa de flujo del grupo de carriles por carril (veh/h).

$s$  : Tasa de flujo de saturación del grupo de carriles (veh/h).

$s_L$  : Tasa de flujo de saturación del grupo de carriles por carril (veh/h).

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

$c_L$  : Capacidad del grupo de carriles por carril (veh/h).

$Q_{bL}$  : Cola inicial para el grupo de carriles al comienzo del periodo de análisis por carril (veh).

$N_{LG}$  : Número de carriles del grupo de carriles.

### 3.2.8.1. Cola Promedio

El promedio de la cola es la medida base para calcular percentiles de la cola. La siguiente ecuación muestra el promedio de la cola característico en una intersección señalizada.

$$Q = Q_1 + Q_2 \quad \dots \dots \dots \text{Ecu. N}^\circ 32$$

Donde:

$Q$  : Máxima distancia en vehículos sobre los cuales la cola se extiende de línea de parada en el ciclo promedio de la señal (veh).

$Q_1$  : Primer término de los vehículos en cola (veh).

$Q_2$  : Segundo término de los vehículos en cola (veh).

$Q_1$  : es determinado primeramente asumiendo patrón de llega uniforme y posteriormente es ajustado por el efecto de factor de progresión para el grupo de carril dado. Y es calculado con la siguiente ecuación.

$$Q_1 = PF_2 \frac{\frac{v_L C}{3600} (1 - \frac{g}{C})}{1 - \left[ \min(1.0, X_L) \frac{g}{C} \right]} \dots \dots \dots Ecu. N^\circ 33$$

Donde:

$Q_1$ : Primer término de vehículos en cola (veh).

$PF_2$  : Factor de ajuste por efectos de progresión.

$v_L$  : Tasa de flujo para el grupo de carriles por carril (veh/h).

$C$  : Longitud del ciclo (s).

$g$  : Tiempo de verde efectivo (s),

$X_L$  : Proporción (  $v_L/c_L$ ).

$Q_1$  : Representa el número de vehículos que llegan durante la fase roja y durante la fase verde hasta que la cola se ha disipado.

El factor de ajuste por progresión es calculado con la siguiente ecuación:

$$PF_2 = \frac{(1 - R_P \frac{g}{C}) (1 - \frac{v_L}{s_L})}{(1 - \frac{g}{C}) [1 - R_P (\frac{v_L}{s_L})]} \dots \dots \dots Ecu. N^\circ 34$$

Donde

$PF_2$  : Factor de ajuste por efectos de progresión.

$v_L$  : Tasa de flujo para el grupo de carriles por carril (veh/h).

$s_L$  : Tasa de flujo de saturación para el grupo de carriles por carril (veh/h).

$g$ : Tiempo de verde efectivo (s).

$C$  : Longitud del ciclo (s).

$R_P$  : Proporción de pelotón [P(C/g)].

$Q_2$  : es un término incremental asociado con aleatoriedad de flujo y las colas de sobre flujo que puede resultar por las fallas temporales, que puede ocurrir aun cuando la demanda está debajo de la capacidad. La cola inicial en el principio del período de análisis es también es tomado en cuenta por en el segundo término,  $Q_2$ . Y se calcula con la siguiente ecuación.

$$Q_2 = 0.25 c_L T \left[ (X_L - 1) + \sqrt{(X_L - 1)^2 + \frac{8 k_B X_L}{c_L T} + \frac{16 k_B Q_{bL}}{(c_L T)^2}} \right] \dots \dots \dots Ecu. N^\circ 35$$

Donde:

$Q_2$ : Segundo término de vehículos en cola, estimación promedio de la cola de sobre flujo (veh);

$c_L$  : Capacidad del grupo de carriles por carril (veh/h);

$T$  : Duración del periodo de análisis (h);

$X_L$  : Proporción ( $\frac{v_L}{c_L}$ )

$k_B$  : Factor de ajuste del segundo término relacionado con llegadas tempranas;

$Q_{bL}$  : Cola inicial en el principio de período de análisis (veh);

El segundo factor de ajuste término relacionado con llegadas tempranas es calculado utilizando la siguiente ecuación:

$$k_B = 0.12 I \left( \frac{s_L g}{3600} \right)^{0.7} \dots \dots \dots Ecu. N^\circ 36 \text{ Semáforo de tiempo fijo}$$

$$k_B = 0.10 I \left( \frac{s_L g}{3600} \right)^{0.6} \dots \dots \dots Ecu. N^\circ 37 \text{ Semáforo actuado}$$

Donde:

$k_B$ : Factor de ajuste del segundo término relacionado con llegadas tempranas.

$s_L$  : Tasa de flujo de saturación para el grupo de carriles por carril (veh/h),



$g$ : Tiempo de verde efectivo (s).

$I$ : Factor de ajuste por entradas corriente arriba.

### 3.2.8.2. Cola Percentil

La cola percentil se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q_{\%} = Q f_{B\%} \dots \dots \dots Ecu. N^{\circ} 38$$

Donde:

$Q_{\%}$ : Cola percentil (veh),

$Q$ : Número promedio de vehículos en la cola (veh),

$f_{B\%}$ : Factor de cola percentil.

También:

$$f_{B\%} = p_1 + p_2 e^{\frac{-Q}{p_3}} \dots \dots \dots Ecu. N^{\circ} 39$$

Donde:

$f_{B\%}$ : Factor de cola percentil,

$p_1$ : Primer parámetro para el factor de cola percentil.

$p_2$ : Segundo parámetro para el factor de cola percentil.

$p_3$ : Tercer parámetro para el factor de cola percentil.

$Q$ : Número promedio de vehículos en la cola (veh).

Los valores de los parámetros son obtenidos de la siguiente tabla:

**Tabla 11: Parámetros para cola percentil 70°,85°,90° y 98°**

Factor de cola Percentil	Semáforos con tiempo fijo			Semáforos Actuados		
	$p_1$	$p_2$	$p_3$	$p_1$	$p_2$	$p_3$
$f_{B70\%}$	1.2	0.1	5	1.1	0.1	40
$f_{B85\%}$	1.4	0.3	5	1.3	0.3	30
$f_{B90\%}$	1.5	0.5	5	1.4	0.4	20
$f_{B95\%}$	1.6	1	5	1.5	0.6	18
$f_{B98\%}$	1.7	1.5	5	1.7	1	13

FUENTE: HCM 2000

### 3.3. METODOLOGÍA SYNCHRO V.8

Synchro 8 es un completo paquete de software para modelar, optimizar, manejar (administrar) y simular sistemas de tráfico.

Incluye en su paquete:

- Synchro, análisis macroscópico y optimización.
- Sim Traffic, aplicación poderosa de simulación de tráfico, fácil de usar.
- 3D Viewer, simulación en 3D el tráfico.
- Sim Traffic CI, aplicación que interactúa con controlador interface.

#### 3.3.1. Análisis de capacidad:

Para determinar la capacidad Synchro tiene implementado el método utilización de capacidad en intersecciones (ICU) 2003. Este método compara el volumen actual a la capacidad límite de intersecciones.

#### 3.3.2. Determinación de la demora

La demora Total es la demora tradicional de control y la demora por cola.

#### 3.3.3. Determinación del nivel de servicio:

##### 3.3.3.1 Criterio ICU

El (ICU) le da entendimiento profundo en cómo funciona una intersección y cuánta capacidad adicional está disponible para manejar fluctuaciones de tráfico



e incidentes. (ICU) no es un valor que se midió con un cronómetro, pero eso le da una buena lectura sobre las condiciones que pueden esperarse en la intersección. Y el nivel de servicio lo determina con la siguiente tabla:

**Tabla 12: Nivel de servicio para intersecciones señalizadas criterio ICU**

ICU	NIVEL SE SERVICIO
0 a 55%	A
>55% a 64%	B
>64% a 73%	C
>73% a 82%	D
>82% a 91%	E
>91% a 100%	F
>100% a 109%	G
>109%	H

FUENTE: Synchro Manual



### 3.4. RECOLECCIÓN DE DATOS

**Delimitación:** Se recolectó los datos en los días laborables considerando estos días de mayor conflicto entre peatones y vehículos, en la figura N° 6 se muestra las intersecciones estudiadas. El trabajo en campo fueron los días: Lunes 04/06/18 (Día 1), Martes 05/06/18 (Día 2), Miércoles 06/06/18 (Día 3), Jueves 07/06/18 (Día 4) y Viernes 08/06/18 (Día 5).



Figura 6. Plano del lugar de estudio

Los datos necesarios que recolectaremos para la presente investigación son los que a continuación mencionaremos:



### 3.4.1. Aforo vehicular

En una intersección las mediciones de tráfico se llevan a cabo para determinar la magnitud de los movimientos existentes y los tipos de vehículos motorizados que circulan en un área de estudio. Esta información ayuda a identificar los períodos críticos a lo largo de un día, semana o temporada, determinando la influencia relativa de cada tipo de vehículo y movimiento en el funcionamiento del área de estudio. La longitud del período de medición depende del tipo de conteo que se requiera realizar y del uso que se hará con la información recolectada. Esta decisión permite definir dos tipos de conteos: continuos y periódicos.

Los conteos continuos registran la información de flujos durante todas las horas del día en que se observa circulación de vehículos. Por su parte, en los conteos periódicos solo se recolecta información en aquellos períodos críticos predefinidos.

En el caso de los conteos continuos, la selección de las horas de medición considera que los días laborales, sábados, domingos y festivos, presentan características propias al sistema de actividades del área de estudio que hacen conveniente medir al menos en días laborales y fines de semana. La extensión horaria dependerá de cada área de estudio y de si el día de medición es laboral o fin de semana, siendo recomendable iniciar y finalizar el trabajo de campo al menos 30 minutos antes y después de cada período. Salvo que existan antecedentes que indiquen lo contrario, para las mediciones asociadas a días laborales se debe evitar medir los días lunes y viernes, así como los días anteriores o posteriores a un día festivo. La principal razón se fundamenta en que estos días el comportamiento de los usuarios del sistema de transporte puede ser distinto al comportamiento frecuente de un día típico de trabajo, debido a que planea salir fuera de la ciudad, divertirse u otro tipo de situación (Fernández, 2014)..

El agrupamiento o clasificación de los vehículos para el aforo lo realizamos de acuerdo a MTC<sup>3</sup>.

**MICROBÚS:** Vehículos de diez (10) hasta diez y seis (16) asientos, incluyendo el asiento del conductor.

**AUTOS:** Vehículos de dos filas de asiento con cuatro puertas laterales.

---

<sup>3</sup> Ministerio de Transportes y Comunicaciones



**CAMIÓN LIVIANO:** Mini bus Vehículo de diez y siete (17) asientos hasta treinta y tres (33) asientos, camión liviano con peso bruto menor a 5 toneladas

**CAMIONETA:** Vehículos de campo con cuatro asientos.

**TRIMOTO:** Vehículos de ruedas (3) y de variadas configuraciones.

Los aforos vehiculares fueron realizados en cinco días cuyas fechas son Lunes (04/06/18) día 1, Martes (05/06/18) día 2, Miércoles (06/06/18) día 3, Jueves (07/06/18) día 4 y Viernes (08/06/18) día 5. Y cada día dividido en tres periodos, el primero contiene de 6 am hasta 9 am, el segundo de 12 medio día hasta 2 de la tarde y el tercero 5 de la tarde hasta 9 de la noche. En el anexo 1 se pueden observar los volúmenes horarios críticos y los volúmenes horarios convertidos a UCP. Los factores de unidades de conversión usamos fueron los siguientes:

- Auto = 1
- Taxi = 1
- Microbús = 1.5
- Ómnibus = 3
- Camioneta Rural = 1.5
- Transporte de carga = 2
- Interprovincial = 1.5
- Moto taxi = 0.83
- Moto lineal = 0.33

A continuación, se presenta un resumen del aforo vehicular del día 1 de las cuatros intersecciones en los horarios mencionados.

## INTERSECCIÓN N° 1

Tabla 13: Resumen del flujo vehicular Av. Tacna (día 1) 04/06/18

HORA		COMBI		AUTOS		CAMIÓN LIVIANO		CAMIONETA		TRIMOTO		PARCIAL		TOTAL
DE:	A:	DERECHA	DIRECTO	DERECHA	DIRECTO	DERECHA	DIRECTO	DERECHA	DIRECTO	DERECHA	DIRECTO	DERECHA	DIRECTO	
06:00	06:15	6	5	0	11	0	1	0	1	0	0	6	18	24
06:15	06:30	8	6	4	12	0	0	0	1	0	2	12	21	33
06:30	06:45	4	11	2	8	0	0	0	1	0	3	6	23	29
06:45	07:00	2	8	1	8	0	0	0	1	0	2	3	19	22
<b>TOTAL</b>												27	81	108
07:00	07:15	6	10	3	29	0	0	1	1	0	1	10	41	51
07:15	07:30	7	13	0	21	0	1	0	1	0	1	7	37	44
07:30	07:45	9	13	0	15	0	1	0	3	1	2	10	34	44
07:45	08:00	10	17	3	21	0	1	0	2	1	3	14	44	58
<b>TOTAL</b>												41	156	197
08:00	08:15	23	17	3	30	0	0	0	5	0	7	26	59	85
08:15	08:30	30	15	0	26	0	0	0	3	0	7	30	51	81
08:30	08:45	25	23	0	21	0	0	0	5	0	9	25	58	83
08:45	09:00	33	24	0	18	0	0	0	1	0	2	33	45	78
<b>TOTAL</b>												114	213	327
12:00	12:15	23	22	0	26	0	0	0	1	0	5	23	54	77
12:15	12:30	30	27	0	44	0	0	1	2	0	6	31	79	110
12:30	12:45	27	22	0	43	0	0	2	2	0	8	29	75	104
12:45	13:00	24	21	0	50	0	0	0	3	0	9	24	83	107
<b>TOTAL</b>												107	291	398
13:00	13:15	20	23	1	55	0	1	0	6	0	7	21	92	113
13:15	13:30	19	26	1	40	0	1	0	6	0	7	20	80	100
13:30	13:45	20	30	1	60	0	1	0	3	0	8	21	102	123
13:45	14:00	20	22	1	45	0	1	0	2	0	4	21	74	95
<b>TOTAL</b>												83	348	431
17:00	17:15	23	30	1	56	0	1	0	2	1	7	25	96	121
17:15	17:30	30	22	1	65	0	1	4	2	0	8	35	98	133
17:30	17:45	36	21	1	60	0	0	0	1	0	11	37	93	130
17:45	18:00	28	26	3	62	0	0	0	3	1	12	32	103	135
<b>TOTAL</b>												129	390	519
18:00	18:15	39	26	5	56	0	1	0	7	0	12	44	102	146
18:15	18:30	42	33	3	62	0	4	0	8	0	16	45	123	168
18:30	18:45	42	26	3	55	0	4	0	5	0	11	45	101	146
18:45	19:00	36	33	1	45	0	0	0	1	0	10	37	89	126
<b>TOTAL</b>												171	415	586
19:00	19:15	23	21	0	77	0	0	0	3	0	11	23	112	135
19:15	19:30	16	23	0	66	0	0	0	4	0	9	16	102	118
19:30	19:45	16	26	0	45	0	0	1	2	0	4	17	77	94
19:45	20:00	18	18	0	48	0	0	2	1	0	3	20	70	90
<b>TOTAL</b>												76	361	437
20:00	20:15	8	11	0	13	0	0	0	2	0	6	8	32	40
20:15	20:30	7	13	0	15	0	0	0	3	0	3	7	34	41
20:30	20:45	5	15	0	12	0	1	0	4	0	0	5	32	37
20:45	21:00	9	9	0	17	0	0	0	4	0	8	9	38	47
<b>TOTAL</b>												29	136	165

434

595

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo



**Tabla 14: Resumen del flujo vehicular Jr. Libertad (día 1) 04/06/18**

HORA		COMBI		AUTOS		CAMIÓN LIVIANO		CAMIONETA		TRIMOTO		PARCIAL		TOTAL
DE:	A:	IZQUIERDA	DIRECTO	IZQUIERDA	DIRECTO	IZQUIERDA	DIRECTO	IZQUIERDA	DIRECTO	IZQUIERDA	DIRECTO	IZQUIERDA	DIRECTO	
06:00	06:15	0	0	5	3	0	0	1	1	2	2	8	6	14
06:15	06:30	0	0	6	7	0	0	2	1	2	3	10	11	21
06:30	06:45	0	0	5	4	0	0	0	0	5	4	10	8	18
06:45	07:00	0	0	4	5	0	0	0	0	6	5	10	10	20
<b>TOTAL</b>												38	35	73
07:00	07:15	0	0	17	9	0	0	4	2	5	6	26	17	43
07:15	07:30	0	0	11	11	0	0	4	5	8	2	23	18	41
07:30	07:45	0	0	13	12	0	0	1	3	10	4	24	19	43
07:45	08:00	0	0	17	8	0	0	0	7	7	7	24	22	46
<b>TOTAL</b>												97	76	173
08:00	08:15	0	0	15	12	0	0	5	4	13	11	33	27	60
08:15	08:30	0	0	15	14	0	0	5	0	16	12	36	26	62
08:30	08:45	0	0	21	11	0	0	4	3	11	11	36	25	61
08:45	09:00	0	0	13	14	0	0	5	3	18	16	36	33	69
<b>TOTAL</b>												141	111	252
12:00	12:15	0	0	21	10	0	0	4	5	19	13	44	28	72
12:15	12:30	0	0	23	21	0	0	3	6	8	7	34	34	68
12:30	12:45	0	0	24	13	0	0	4	1	9	10	37	24	61
12:45	13:00	0	0	16	14	0	0	5	3	11	4	32	21	53
<b>TOTAL</b>												147	107	254
13:00	13:15	0	0	33	21	0	0	1	1	6	5	40	27	67
13:15	13:30	0	0	21	16	0	0	0	2	6	5	27	23	50
13:30	13:45	0	0	16	13	0	0	1	0	3	1	20	14	34
13:45	14:00	0	0	14	33	0	0	0	0	5	3	19	36	55
<b>TOTAL</b>												106	100	206
17:00	17:15	0	0	22	24	0	0	2	0	9	4	33	28	61
17:15	17:30	0	0	25	24	0	0	3	0	9	8	37	32	69
17:30	17:45	0	0	21	16	0	0	0	0	12	14	33	30	63
17:45	18:00	0	0	21	25	0	0	1	0	14	12	36	37	73
<b>TOTAL</b>												139	127	266
18:00	18:15	0	0	25	24	0	0	2	4	7	4	34	32	66
18:15	18:30	0	0	27	30	0	0	1	5	7	7	35	42	77
18:30	18:45	0	0	25	19	0	0	3	2	13	12	41	33	74
18:45	19:00	0	0	26	33	0	0	1	1	8	8	35	42	77
<b>TOTAL</b>												145	149	294
19:00	19:15	0	0	21	14	0	0	4	2	3	2	28	18	46
19:15	19:30	0	0	23	15	0	0	1	1	5	2	29	18	47
19:30	19:45	0	0	13	12	0	0	4	4	3	2	20	18	38
19:45	20:00	0	0	10	5	0	0	5	1	3	2	18	8	26
<b>TOTAL</b>												95	62	157
20:00	20:15	0	0	8	7	0	0	4	2	5	3	17	12	29
20:15	20:30	0	0	6	9	0	0	5	3	5	3	16	15	31
20:30	20:45	0	0	8	8	0	0	2	7	3	3	13	18	31
20:45	21:00	0	0	9	6	0	0	2	0	3	3	14	9	23
<b>TOTAL</b>												60	54	114

249

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo



## INTERSECCIÓN N° 2

Tabla 15: Resumen del flujo vehicular Av. Tacna (día 1) 04/06/18

HORA		COMBI		AUTOS		CAMIÓN LIVIANO		CAMIONETA		TRIMOTO		PARCIAL		TOTAL
DE:	A:	DERECHA	DIRECT O	DERECHA	DIRECT O	DERECHA	DIRECT O	DERECHA	DIRECT O	DERECHA	DIRECT O	DERECHA	DIRECT O	
06:00	06:15	0	11	0	14	0	0	0	0	1	1	1	26	27
06:15	06:30	0	12	4	19	0	1	0	2	1	4	5	38	43
06:30	06:45	0	14	2	21	0	0	0	3	1	6	3	44	47
06:45	07:00	0	16	0	26	0	1	0	0	0	5	0	48	48
<b>TOTAL</b>												9	156	165
07:00	07:15	0	15	2	29	0	2	1	0	1	6	4	52	56
07:15	07:30	0	18	1	39	0	0	0	0	1	11	2	68	70
07:30	07:45	0	25	3	43	0	1	0	10	0	13	3	92	95
07:45	08:00	0	27	1	39	0	0	0	5	0	11	1	82	83
<b>TOTAL</b>												10	294	304
08:00	08:15	0	23	0	35	0	0	0	2	0	9	0	69	69
08:15	08:30	0	26	1	33	0	1	0	0	3	8	4	68	72
08:30	08:45	0	28	0	28	0	2	0	4	2	2	2	64	66
08:45	09:00	0	25	0	20	0	0	0	2	2	1	2	48	50
<b>TOTAL</b>												8	249	257
12:00	12:15	0	20	0	34	0	1	0	0	1	10	1	65	66
12:15	12:30	0	34	0	48	0	0	1	5	0	18	1	105	106
12:30	12:45	0	35	1	50	0	1	0	8	1	15	2	109	111
12:45	13:00	0	29	1	46	0	4	0	2	1	13	2	94	96
<b>TOTAL</b>												6	373	379
13:00	13:15	0	25	0	53	0	2	0	3	2	9	2	92	94
13:15	13:30	0	28	0	44	0	0	0	2	2	10	2	84	86
13:30	13:45	0	23	0	42	0	0	0	1	0	3	0	69	69
13:45	14:00	0	24	0	33	0	0	0	2	0	0	0	59	59
<b>TOTAL</b>												4	304	308
17:00	17:15	0	28	1	62	0	2	0	3	1	5	2	100	102
17:15	17:30	0	24	0	71	0	0	1	6	2	6	3	107	110
17:30	17:45	0	30	0	80	0	0	0	0	0	12	0	122	122
17:45	18:00	0	32	0	88	0	2	0	5	2	13	2	140	142
<b>TOTAL</b>												7	469	476
18:00	18:15	0	31	1	100	0	4	0	4	0	13	1	152	153
18:15	18:30	0	24	2	108	0	0	0	4	0	15	2	151	153
18:30	18:45	0	32	3	111	0	2	0	3	4	16	7	164	171
18:45	19:00	0	30	2	103	0	2	0	3	0	22	2	160	162
<b>TOTAL</b>												12	627	639
19:00	19:15	0	25	2	66	0	1	0	5	0	7	2	104	106
19:15	19:30	0	24	1	50	0	2	0	5	0	8	1	89	90
19:30	19:45	0	20	0	58	0	0	0	3	0	5	0	86	86
19:45	20:00	0	13	0	49	0	0	2	1	0	8	2	71	73
<b>TOTAL</b>												5	350	355
20:00	20:15	0	15	0	16	0	0	0	0	2	5	2	36	38
20:15	20:30	0	17	0	17	0	0	3	5	1	5	4	44	48
20:30	20:45	0	14	1	19	0	0	1	3	1	7	3	43	46
20:45	21:00	0	10	0	20	0	0	0	5	0	8	0	43	43
<b>TOTAL</b>												9	166	175

319

407

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo



**Tabla 16: Resumen del flujo vehicular Jr. Arbulú (día 1) 04/06/18**

HORA		COMBI		AUTOS		CAMIÓN LIVIANO		CAMIONETA		TRIMOTO		PARCIAL		TOTAL
DE:	A:	IZQUIERDA	DIRECTO	IZQUIERDA	DIRECTO	IZQUIERDA	DIRECTO	IZQUIERDA	DIRECTO	IZQUIERDA	DIRECTO	IZQUIERDA	DIRECTO	
06:00	06:15		0		6		1		1		3		11	11
06:15	06:30		0		10		0		3		6		19	19
06:30	06:45		0		13		0		3		8		24	24
06:45	07:00		0		13		0		5		8		26	26
<b>TOTAL</b>													80	80
07:00	07:15		0		18		0		4		12		34	34
07:15	07:30		0		21		1		3		4		29	29
07:30	07:45		0		28		0		0		9		37	37
07:45	08:00		0		35		1		8		12		56	56
<b>TOTAL</b>													156	156
08:00	08:15		0		37		1		7		21		66	66
08:15	08:30		0		28		0		2		16		46	46
08:30	08:45		0		23		1		4		17		45	45
08:45	09:00		0		19		0		2		15		36	36
<b>TOTAL</b>													193	193
12:00	12:15		0		41		0		2		11		54	54
12:15	12:30		0		43		0		1		13		57	57
12:30	12:45		0		45		2		10		15		72	72
12:45	13:00		0		38		0		8		17		63	63
<b>TOTAL</b>													246	246
13:00	13:15		0		50		0		1		5		56	56
13:15	13:30		0		41		0		1		3		45	45
13:30	13:45		0		31		2		5		8		46	46
13:45	14:00		0		29		0		0		5		34	34
<b>TOTAL</b>													181	181
17:00	17:15		0		43		0		2		12		57	57
17:15	17:30		0		40		0		1		15		56	56
17:30	17:45		0		35		0		1		26		62	62
17:45	18:00		0		33		0		0		20		53	53
<b>TOTAL</b>													228	228
18:00	18:15		0		46		1		3		10		60	60
18:15	18:30		0		50		0		1		17		68	68
18:30	18:45		0		40		1		5		20		66	66
18:45	19:00		0		55		1		2		20		78	78
<b>TOTAL</b>													272	272
19:00	19:15		0		31		2		5		8		46	46
19:15	19:30		0		26		0		8		11		45	45
19:30	19:45		1		19		0		2		9		31	31
19:45	20:00		2		20		0		3		8		33	33
<b>TOTAL</b>													155	155
20:00	20:15		0		17		0		1		9		27	27
20:15	20:30		0		20		0		4		5		29	29
20:30	20:45		0		13		0		2		5		20	20
20:45	21:00		0		20		0		2		7		29	29
<b>TOTAL</b>													105	105

213

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo



### INTERSECCIÓN N° 3

**Tabla 17: Resumen del flujo vehicular Av. La Torre (día 1) 04/06/18**

HORA		COMBI		AUTOS		CAMIÓN LIVIANO		CAMIONETA		TRIMOTO		PARCIAL		TOTAL	
DE:	A:	DERECHA	IZQUIERDA	DERECHA	IZQUIERDA	DERECHA	IZQUIERDA	DERECHA	IZQUIERDA	DERECHA	IZQUIERDA	DERECHA	IZQUIERDA		
06:00	06:15		9		8		0		0		2		19	19	
06:15	06:30		16		13		0		0		2		31	31	
06:30	06:45		23		17		1		2		4		47	47	
06:45	07:00		28		20		0		1		8		57	57	
<b>TOTAL</b>														154	154
07:00	07:15		36		28		2		3		10		79	79	
07:15	07:30		47		33		0		0		12		92	92	
07:30	07:45		45		33		2		4		16		100	100	
07:45	08:00		52		34		0		0		13		99	99	
<b>TOTAL</b>														370	370
08:00	08:15		50		32		0		0		9		91	91	
08:15	08:30		52		29		0		1		8		90	90	
08:30	08:45		60		15		0		0		8		83	83	
08:45	09:00		49		13		0		0		9		71	71	
<b>TOTAL</b>														335	335
12:00	12:15		40		8		0		6		9		63	63	
12:15	12:30		42		10		2		9		13		76	76	
12:30	12:45		39		19		0		15		17		90	90	
12:45	13:00		47		30		2		9		20		108	108	
<b>TOTAL</b>														337	337
13:00	13:15		55		20		2		5		15		97	97	
13:15	13:30		42		17		5		10		8		82	82	
13:30	13:45		42		9		1		4		5		61	61	
13:45	14:00		48		15		0		5		2		70	70	
<b>TOTAL</b>														310	310
17:00	17:15		48		15		0		5		2		70	70	
17:15	17:30		53		18		0		8		0		79	79	
17:30	17:45		50		26		0		10		0		86	86	
17:45	18:00		36		39		8		17		12		112	112	
<b>TOTAL</b>														347	347
18:00	18:15		32		41		8		8		11		100	100	
18:15	18:30		38		44		0		2		9		93	93	
18:30	18:45		47		43		3		10		14		117	117	
18:45	19:00		29		39		1		5		2		76	76	
<b>TOTAL</b>														386	386
19:00	19:15		33		41		1		2		6		83	83	
19:15	19:30		32		21		2		5		7		67	67	
19:30	19:45		28		17		1		3		3		52	52	
19:45	20:00		25		16		1		2		4		48	48	
<b>TOTAL</b>														250	250
20:00	20:15		32		14		0		0		3		49	49	
20:15	20:30		23		12		0		1		4		40	40	
20:30	20:45		15		12		0		0		7		34	34	
20:45	21:00		17		9		0		0		5		31	31	
<b>TOTAL</b>														154	154

380

377

422

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo





**Tabla 18: Resumen del flujo vehicular Av. Tacna (día 1) 04/06/18**

HORA		COMBI			AUTOS			CAMIÓN LIVIANO			CAMIONETA			TRIMOTO			PARCIAL			TOTAL
DE:	A:	DERECHA	DIRECTO	IZQUIERDA	DERECHA	DIRECTO	IZQUIERDA	DERECHA	DIRECTO	IZQUIERDA	DERECHA	DIRECTO	IZQUIERDA	DERECHA	DIRECTO	IZQUIERDA	DERECHA	DIRECTO	IZQUIERDA	
06:00	06:15	0	11	0	2	6	4	0	0	0	0	1	0	0	2	2	2	20	6	28
06:15	06:30	0	15	0	4	11	5	0	1	0	0	2	0	0	1	3	4	30	8	42
06:30	06:45	0	17	0	5	13	6	0	0	0	2	1	1	3	2	6	35	9	50	
06:45	07:00	0	15	0	6	13	7	0	1	0	0	0	1	3	1	7	32	8	47	
<b>TOTAL</b>																	19	117	31	167
07:00	07:15	0	15	0	4	15	10	0	2	0	0	5	0	2	3	1	6	40	11	57
07:15	07:30	0	16	0	0	28	5	0	4	0	0	3	1	2	6	2	2	57	8	67
07:30	07:45	0	33	0	3	32	4	0	1	0	0	5	0	0	10	0	3	81	4	88
07:45	08:00	0	30	0	4	41	2	0	0	0	0	1	0	1	14	2	5	86	4	95
<b>TOTAL</b>																	16	264	27	307
08:00	08:15	0	27	0	2	42	3	0	0	0	0	0	1	11	1	3	80	4	87	
08:15	08:30	0	22	0	0	37	4	0	1	0	0	2	0	0	12	0	0	74	4	78
08:30	08:45	0	31	0	1	37	6	0	2	0	0	1	0	2	6	0	3	77	6	86
08:45	09:00	0	26	0	0	31	4	0	0	0	0	0	0	0	9	0	0	66	4	70
<b>TOTAL</b>																	6	297	18	321
12:00	12:15	0	18	0	0	22	5	0	1	0	0	3	0	0	13	1	0	57	6	63
12:15	12:30	0	30	0	1	39	6	0	0	0	0	0	0	1	15	4	2	84	10	96
12:30	12:45	0	32	0	0	47	8	0	1	0	0	1	1	2	19	1	2	100	10	112
12:45	13:00	0	37	0	0	40	10	0	0	0	0	0	0	0	21	3	0	98	13	111
<b>TOTAL</b>																	4	339	39	382
13:00	13:15	0	24	0	1	36	11	0	0	0	0	2	0	1	14	1	2	76	12	90
13:15	13:30	0	20	0	0	33	12	0	0	0	0	0	0	0	11	0	0	64	12	76
13:30	13:45	0	20	0	0	36	4	0	1	0	0	0	0	1	9	1	1	66	5	72
13:45	14:00	0	23	0	1	30	7	0	0	0	0	2	0	0	5	0	1	60	7	68
<b>TOTAL</b>																	4	266	36	306
17:00	17:15	0	30	0	1	27	22	0	2	0	0	1	0	1	3	0	2	63	22	87
17:15	17:30	0	23	0	0	47	30	0	0	0	0	0	0	0	5	0	0	75	30	105
17:30	17:45	0	26	0	0	34	29	0	4	0	0	1	0	0	10	1	0	75	30	105
17:45	18:00	0	34	0	0	31	20	0	1	0	0	2	0	0	14	3	0	82	23	105
<b>TOTAL</b>																	2	295	105	402
18:00	18:15	0	22	0	5	41	47	0	2	0	0	2	0	0	6	10	5	73	57	135
18:15	18:30	0	25	0	10	51	42	0	3	0	0	1	0	0	2	9	10	82	51	143
18:30	18:45	0	31	0	7	31	51	0	1	0	0	2	0	0	7	10	7	72	61	140
18:45	19:00	0	27	0	5	39	42	0	1	0	0	3	1	0	5	16	5	75	59	139
<b>TOTAL</b>																	27	302	228	557
19:00	19:15	0	30	0	0	45	17	0	0	0	0	2	0	0	24	1	0	101	18	119
19:15	19:30	0	29	0	7	43	23	0	1	0	0	0	0	0	17	0	7	90	23	120
19:30	19:45	0	23	0	5	44	15	0	0	0	0	0	0	0	13	2	5	80	17	102
19:45	20:00	0	17	0	4	33	17	0	1	0	0	2	0	0	12	4	4	65	21	90
<b>TOTAL</b>																	16	336	79	431
20:00	20:15	0	13	0	0	43	14	0	0	0	0	0	0	0	7	1	0	63	15	78
20:15	20:30	0	15	0	0	22	13	0	0	0	0	0	0	1	3	1	1	40	14	55
20:30	20:45	0	16	0	1	33	16	0	0	0	0	0	0	0	4	0	1	53	16	70
20:45	21:00	0	14	0	1	23	13	0	1	0	0	1	3	0	3	1	1	42	17	60
<b>TOTAL</b>																	3	198	62	263

389

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo



**Tabla 19: Resumen del flujo vehicular Jr. Los Incas (día 1) 04/06/18**

HORA		COMBI		AUTOS		CAMIÓN LIVIANO		CAMIONETA		TRIMOTO		PARCIAL		TOTAL
DE:	A:	IZQUIERDA	DERECHA	IZQUIERDA	DERECHA	IZQUIERDA	DERECHA	IZQUIERDA	DERECHA	IZQUIERDA	DERECHA	IZQUIERDA	DERECHA	
06:00	06:15		3		27		0		1		8		39	39
06:15	06:30		8		21		0		0		7		36	36
06:30	06:45		16		34		0		3		11		64	64
06:45	07:00		11		47		1		2		14		75	75
<b>TOTAL</b>													214	214
07:00	07:15		15		63		4		4		22		108	108
07:15	07:30		17		71		3		4		22		117	117
07:30	07:45		16		80		0		2		27		125	125
07:45	08:00		20		93		0		0		22		135	135
<b>TOTAL</b>													485	485
08:00	08:15		16		91		0		0		22		129	129
08:15	08:30		20		85		1		2		26		134	134
08:30	08:45		18		87		2		4		19		130	130
08:45	09:00		15		80		0		0		13		108	108
<b>TOTAL</b>													501	501
12:00	12:15		20		70		1		1		30		122	122
12:15	12:30		17		81		0		0		34		132	132
12:30	12:45		21		87		1		3		23		135	135
12:45	13:00		19		79		0		0		20		118	118
<b>TOTAL</b>													507	507
13:00	13:15		17		67		0		1		16		101	101
13:15	13:30		20		55		0		0		15		90	90
13:30	13:45		20		67		1		1		10		99	99
13:45	14:00		21		61		0		0		11		93	93
<b>TOTAL</b>													383	383
17:00	17:15		19		49		0		0		7		75	75
17:15	17:30		20		53		1		4		10		88	88
17:30	17:45		22		57		0		3		16		98	98
17:45	18:00		24		60		2		1		24		111	111
<b>TOTAL</b>													372	372
18:00	18:15		20		87		2		4		27		140	140
18:15	18:30		27		90		1		2		30		150	150
18:30	18:45		33		83		0		0		26		142	142
18:45	19:00		24		60		0		1		18		103	103
<b>TOTAL</b>													535	535
19:00	19:15		22		71		4		2		33		132	132
19:15	19:30		21		69		2		6		28		126	126
19:30	19:45		26		57		1		5		33		122	122
19:45	20:00		29		44		0		0		27		100	100
<b>TOTAL</b>													480	480
20:00	20:15		17		33		0		0		15		65	65
20:15	20:30		16		42		0		0		20		78	78
20:30	20:45		14		44		1		1		14		74	74
20:45	21:00		13		39		1		0		17		70	70
<b>TOTAL</b>													287	287

528

543

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

## INTERSECCIÓN N° 4

Tabla 20: Resumen del flujo vehicular Jr. Los Incas dirección Oeste (día 1)

04/06/18

HORA		COMBI		AUTOS		CAMIÓN LIVIANO		CAMIONETA		TRIMOTO		PARCIAL		TOTAL
DE:	A:	DIRECTO	IZQUIERDA	DIRECTO	IZQUIERDA	DIRECTO	IZQUIERDA	DIRECTO	IZQUIERDA	DIRECTO	IZQUIERDA	DIRECTO	IZQUIERDA	
06:00	06:15	0	0	11	1	1	0	0	0	2	0	14	1	15
06:15	06:30	0	0	9	0	0	0	2	0	3	1	14	1	15
06:30	06:45	0	0	12	0	1	0	1	0	2	0	16	0	16
06:45	07:00	0	0	11	0	0	0	2	0	3	1	16	1	17
<b>TOTAL</b>												60	3	63
07:00	07:15	0	0	16	0	0	0	2	0	9	0	27	0	27
07:15	07:30	0	0	19	0	0	0	1	0	4	1	24	1	25
07:30	07:45	0	0	21	0	0	0	2	0	6	1	29	1	30
07:45	08:00	0	0	27	6	0	0	1	0	8	0	36	6	42
<b>TOTAL</b>												116	8	124
08:00	08:15	0	0	24	0	0	0	3	0	5	0	32	0	32
08:15	08:30	0	0	23	0	0	0	0	0	7	0	30	0	30
08:30	08:45	0	0	23	1	0	0	0	0	4	1	27	2	29
08:45	09:00	0	0	25	0	0	0	0	0	2	1	27	1	28
<b>TOTAL</b>												116	3	119
12:00	12:15	0	0	42	10	0	0	0	0	15	5	57	15	72
12:15	12:30	0	0	45	5	0	0	0	0	11	2	56	7	63
12:30	12:45	0	0	39	7	0	0	0	0	6	1	45	8	53
12:45	13:00	0	0	43	2	0	0	0	1	11	2	54	5	59
<b>TOTAL</b>												212	35	247
13:00	13:15	0	0	39	6	0	0	0	0	8	3	47	9	56
13:15	13:30	0	0	35	4	0	0	2	1	7	1	44	6	50
13:30	13:45	0	0	30	5	0	0	1	0	5	0	36	5	41
13:45	14:00	0	0	33	1	1	0	0	0	2	0	36	1	37
<b>TOTAL</b>												163	21	184
17:00	17:15	0	0	21	5	0	0	0	0	5	0	26	5	31
17:15	17:30	0	0	19	8	1	0	1	0	6	2	27	10	37
17:30	17:45	0	0	23	2	0	0	0	0	9	2	32	4	36
17:45	18:00	0	0	19	0	0	0	0	0	8	3	27	3	30
<b>TOTAL</b>												112	22	134
18:00	18:15	0	0	32	10	1	0	5	0	10	2	48	12	60
18:15	18:30	0	0	34	8	0	0	3	0	18	6	55	14	69
18:30	18:45	0	0	37	6	0	0	7	0	8	2	52	8	60
18:45	19:00	0	0	32	10	2	0	0	0	6	3	40	13	53
<b>TOTAL</b>												195	47	242
19:00	19:15	0	0	28	12	0	0	0	0	6	0	34	12	46
19:15	19:30	0	0	27	5	1	0	1	0	5	1	34	6	40
19:30	19:45	0	0	20	6	0	0	0	0	5	0	25	6	31
19:45	20:00	0	0	22	0	0	0	0	0	3	1	25	1	26
<b>TOTAL</b>												118	25	143
20:00	20:15	0	0	30	0	0	0	0	0	0	0	30	0	30
20:15	20:30	0	0	18	7	1	0	1	0	0	0	20	7	27
20:30	20:45	0	0	19	2	0	0	0	0	2	1	21	3	24
20:45	21:00	0	0	16	2	0	0	0	0	0	0	16	2	18
<b>TOTAL</b>												87	12	99

134

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

**Tabla 21: Resumen del flujo vehicular Jr. Cahuide (día 1) 04/06/18**

HORA		COMBI		AUTOS		CAMIÓN LIVIANO		CAMIONETA		TRIMOTO		PARCIAL		TOTAL
DE:	A:	DERECHA	DIRECTO	DERECHA	DIRECTO	DERECHA	DIRECTO	DERECHA	DIRECTO	DERECHA	DIRECTO	DERECHA	DIRECTO	
06:00	06:15	0	11	6	12	0	0	0	1	2	0	8	24	32
06:15	06:30	0	9	4	23	0	0	0	6	5	11	9	49	58
06:30	06:45	0	8	11	26	0	2	0	5	3	8	14	49	63
06:45	07:00	0	8	9	16	0	0	0	8	3	12	12	44	56
<b>TOTAL</b>												43	166	209
07:00	07:15	0	12	4	49	0	1	0	12	10	18	14	92	106
07:15	07:30	0	18	6	28	0	1	0	8	9	12	15	67	82
07:30	07:45	0	17	6	25	0	0	0	3	8	12	14	57	71
07:45	08:00	0	12	10	33	0	0	0	4	5	12	15	61	76
<b>TOTAL</b>												58	277	335
08:00	08:15	0	18	12	55	0	0	1	9	5	28	18	110	128
08:15	08:30	0	13	9	44	0	2	0	6	4	22	13	87	100
08:30	08:45	0	17	8	34	0	3	0	8	7	9	15	71	86
08:45	09:00	0	14	10	32	0	0	0	0	8	8	18	54	72
<b>TOTAL</b>												64	322	386
12:00	12:15	0	20	10	30	0	1	0	5	1	15	11	71	82
12:15	12:30	0	16	4	42	0	0	0	8	5	20	9	86	95
12:30	12:45	0	19	3	34	0	4	0	6	3	14	6	77	83
12:45	13:00	0	22	0	39	0	0	0	3	0	13	0	77	77
<b>TOTAL</b>												26	311	337
13:00	13:15	0	18	10	30	0	1	0	2	0	13	10	64	74
13:15	13:30	0	22	7	29	0	0	0	0	0	9	7	60	67
13:30	13:45	1	20	6	32	0	0	0	0	0	7	7	59	66
13:45	14:00	0	21	0	32	0	0	0	1	0	3	0	57	57
<b>TOTAL</b>												24	240	264
17:00	17:15	0	17	3	26	0	0	0	3	2	3	5	49	54
17:15	17:30	0	19	4	28	0	2	0	7	2	5	6	61	67
17:30	17:45	0	23	6	33	0	0	0	7	4	9	10	72	82
17:45	18:00	0	20	9	59	0	0	0	12	9	14	18	105	123
<b>TOTAL</b>												39	287	326
18:00	18:15	0	16	15	55	0	4	0	12	5	14	20	101	121
18:15	18:30	0	17	14	71	0	1	0	9	8	11	22	109	131
18:30	18:45	0	19	12	87	0	0	0	2	8	8	20	116	136
18:45	19:00	0	15	13	48	0	0	0	2	5	8	18	73	91
<b>TOTAL</b>												80	399	479
19:00	19:15	0	20	12	49	0	0	0	5	7	10	19	84	103
19:15	19:30	0	18	7	42	0	1	2	6	2	8	11	75	86
19:30	19:45	0	18	5	40	0	0	0	0	1	5	6	63	69
19:45	20:00	0	19	6	38	0	0	0	0	0	5	6	62	68
<b>TOTAL</b>												42	284	326
20:00	20:15	0	16	0	32	0	2	0	0	2	3	2	53	55
20:15	20:30	0	15	4	31	0	0	0	0	1	4	5	50	55
20:30	20:45	0	16	2	29	0	0	0	1	2	1	4	47	51
20:45	21:00	0	11	3	24	0	0	0	0	0	3	3	38	41
<b>TOTAL</b>												14	188	202

390

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo



**Tabla 22: Resumen del flujo vehicular Jr. Los Incas (día 1) 04/06/18**

HORA		COMBI		AUTOS		CAMIÓN LIVIANO		CAMIONETA		TRIMOTO		PARCIAL		TOTAL
DE:	A:	DERECHA	DIRECTO	DERECHA	DIRECTO	DERECHA	DIRECTO	DERECHA	DIRECTO	DERECHA	DIRECTO	DERECHA	DIRECTO	
06:00	06:15	7	0	1	6	0	1	0	0	0	3	8	10	18
06:15	06:30	11	0	7	4	0	0	0	1	1	1	19	6	25
06:30	06:45	17	0	4	12	0	2	0	0	0	3	21	17	38
06:45	07:00	23	0	12	10	0	0	0	0	1	2	36	12	48
<b>TOTAL</b>												84	45	129
07:00	07:15	32	0	13	12	0	0	0	0	3	4	48	16	64
07:15	07:30	42	0	16	14	0	0	0	0	8	4	66	18	84
07:30	07:45	45	0	13	12	0	0	0	0	7	6	65	18	83
07:45	08:00	56	0	15	17	0	0	1	1	7	6	79	24	103
<b>TOTAL</b>												258	76	334
08:00	08:15	50	0	30	12	0	0	0	0	3	5	83	17	100
08:15	08:30	50	0	25	26	0	0	0	0	0	8	75	34	109
08:30	08:45	57	0	18	16	0	0	0	0	5	5	80	21	101
08:45	09:00	42	0	12	11	0	0	1	0	6	6	61	17	78
<b>TOTAL</b>												299	89	388
12:00	12:15	41	0	4	4	0	0	1	1	1	7	47	12	59
12:15	12:30	38	0	6	5	0	0	0	0	6	4	50	9	59
12:30	12:45	40	0	8	7	0	0	0	0	6	7	54	14	68
12:45	13:00	43	0	5	21	0	0	0	0	9	4	57	25	82
<b>TOTAL</b>												208	60	268
13:00	13:15	50	0	4	16	0	0	0	0	10	7	64	23	87
13:15	13:30	49	0	0	13	0	0	0	1	5	5	54	19	73
13:30	13:45	41	0	0	10	0	0	0	0	1	6	42	16	58
13:45	14:00	43	0	2	11	0	0	1	1	3	5	49	17	66
<b>TOTAL</b>												209	75	284
17:00	17:15	42	0	7	8	0	0	0	0	2	2	51	10	61
17:15	17:30	54	0	14	11	0	0	2	0	1	3	71	14	85
17:30	17:45	49	0	14	11	0	0	0	0	5	6	68	17	85
17:45	18:00	44	0	23	23	1	0	3	0	11	9	82	32	114
<b>TOTAL</b>												272	73	345
18:00	18:15	43	0	26	21	0	5	0	7	13	10	82	43	125
18:15	18:30	40	0	23	20	0	1	0	3	8	8	71	32	103
18:30	18:45	45	0	28	20	0	0	0	0	12	9	85	29	114
18:45	19:00	33	0	27	17	0	0	0	0	8	9	68	26	94
<b>TOTAL</b>												306	130	436
19:00	19:15	60	0	16	12	0	0	0	0	6	6	82	18	100
19:15	19:30	47	0	11	11	0	2	0	1	0	9	58	23	81
19:30	19:45	50	0	15	7	0	0	0	0	5	6	70	13	83
19:45	20:00	41	0	16	6	0	1	1	1	4	5	62	13	75
<b>TOTAL</b>												272	67	339
20:00	20:15	33	0	7	8	0	0	0	0	2	4	42	12	54
20:15	20:30	20	0	5	6	0	0	0	0	5	5	30	11	41
20:30	20:45	17	0	8	9	0	0	0	0	2	4	27	13	40
20:45	21:00	14	0	4	5	0	0	0	0	6	4	24	9	33
<b>TOTAL</b>												123	45	168

395

310

456

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

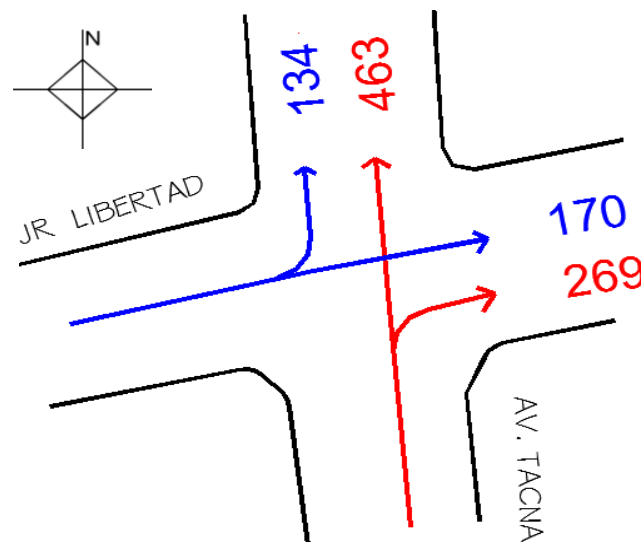
### 3.4.1.1. Resumen del volumen vehicular promedio (UCP) de las horas más críticas

A continuación, se muestra los volúmenes vehiculares convertidos a unidad coche patrón, las mismas que serán usadas en la etapa de procesamiento para determinar la demora y el nivel de servicio.

- **Intersección N°1.**

**Tabla 23: Resumen del volumen vehicular (Promedio) Intersección N° 1**

PROMEDIO DEL VOLUMEN VEHICULAR (UCP)				
AV.TACNA -JR.LIBERTAD				
FECHA : Junio 04,05, 06,07,08 del 2018				



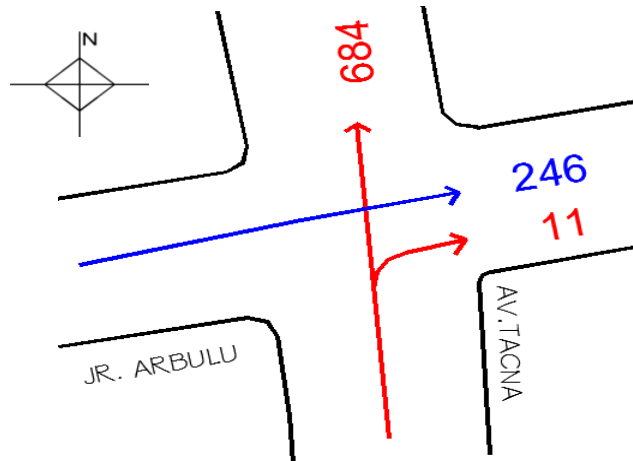
MOVIMIENTO	JR. LIBERTAD		AV.TACNA	
	DIRECTO	IZQUIERDA	DIRECTO	DERECHA
VOLUMEN (Veh/h)	170	134	463	269

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

- **Intersección N°2.**

**Tabla 24: Resumen del volumen vehicular (Promedio) Intersección N° 2**

PROMEDIO DEL VOLUMEN VEHICULAR (UCP)			
AV.TACNA -JR.ARBULÚ			
FECHA : Junio 04,05, 06,07,08 del 2018			



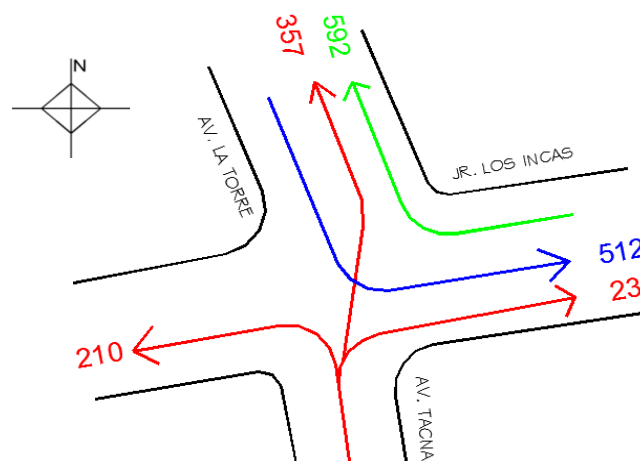
	JR. ARBULÚ	AV.TACNA	
MOVIMIENTO	DIRECTO	DIRECTO	DERECHA
VOLUMEN (Veh/h)	246	684	11

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

- **Intersección N°3.**

**Tabla 25: Resumen del volumen vehicular (Promedio) Intersección N° 3**

PROMEDIO DEL VOLUMEN VEHICULAR (UCP)					
AV. LA TORRE - AV.TACNA -JR. LOS INCAS					
FECHA : Junio 04,05, 06,07,08 del 2018					



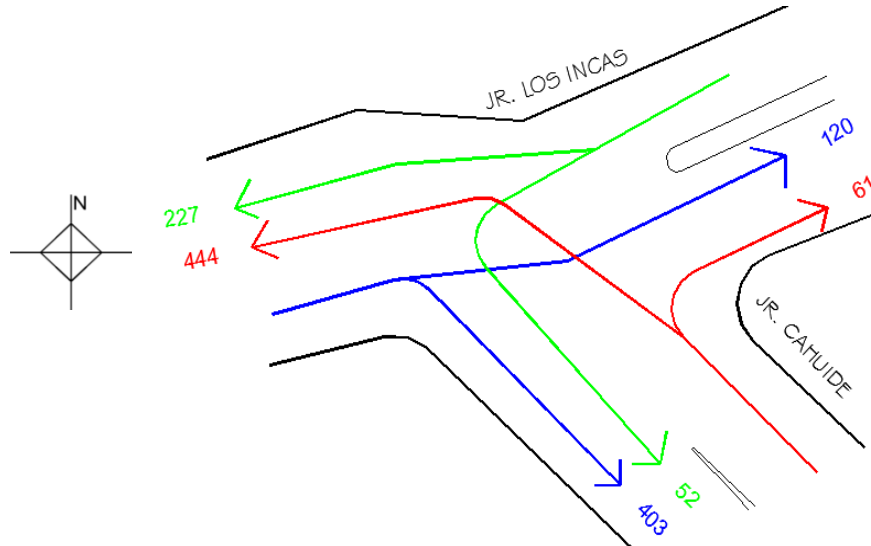
	AV. LA TORRE		AV.TACNA		JR. LOS INCAS
MOVIMIENTO	IZQUIERDA	IZQUIERDA	DIRECTO	DERECHA	DERECHA
VOLUMEN (Veh/h)	512	210	357	23	592

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

- **Intersección N°4.**

**Tabla 26: Resumen del volumen vehicular (Promedio) Intersección N° 4**

PROMEDIO DEL VOLUMEN VEHICULAR (UCP)						
JR.LOS INCAS - JR.CAHUIDE- JR. LOS INCAS DIRECCIÓN ESTE						
FECHA : Junio 04,05, 06,07,08 del 2018						



	JR. LOS INCAS		JR. CAHUIDE		JR. LOS INCAS DIREC.ESTE	
MOVIMIENTO	DIRECTO	IZQUIERDA	DIRECTO	DERECHA	DIRECTO	DERECHA
VOLUMEN (Veh/h)	227	52	444	61	120	403

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo



### 3.4.2. AFORO PEATONAL

Los aforos peatonales fueron realizados en cinco días cuyas fechas son Lunes (04/06/18) día 1, Martes (05/06/18) día 2, Miércoles (06/06/18) día 3, Jueves (07/06/18) día 4 y Viernes (08/06/18) día 5. Y cada día dividido en tres periodos, el primero contiene de 6 am hasta 9 am, el segundo de 12 medio día hasta 2 de la tarde y el tercero 5 de la tarde hasta 9 de la noche. En el anexo 3 se puede observar los correspondientes volúmenes de peatones en horarios críticos.

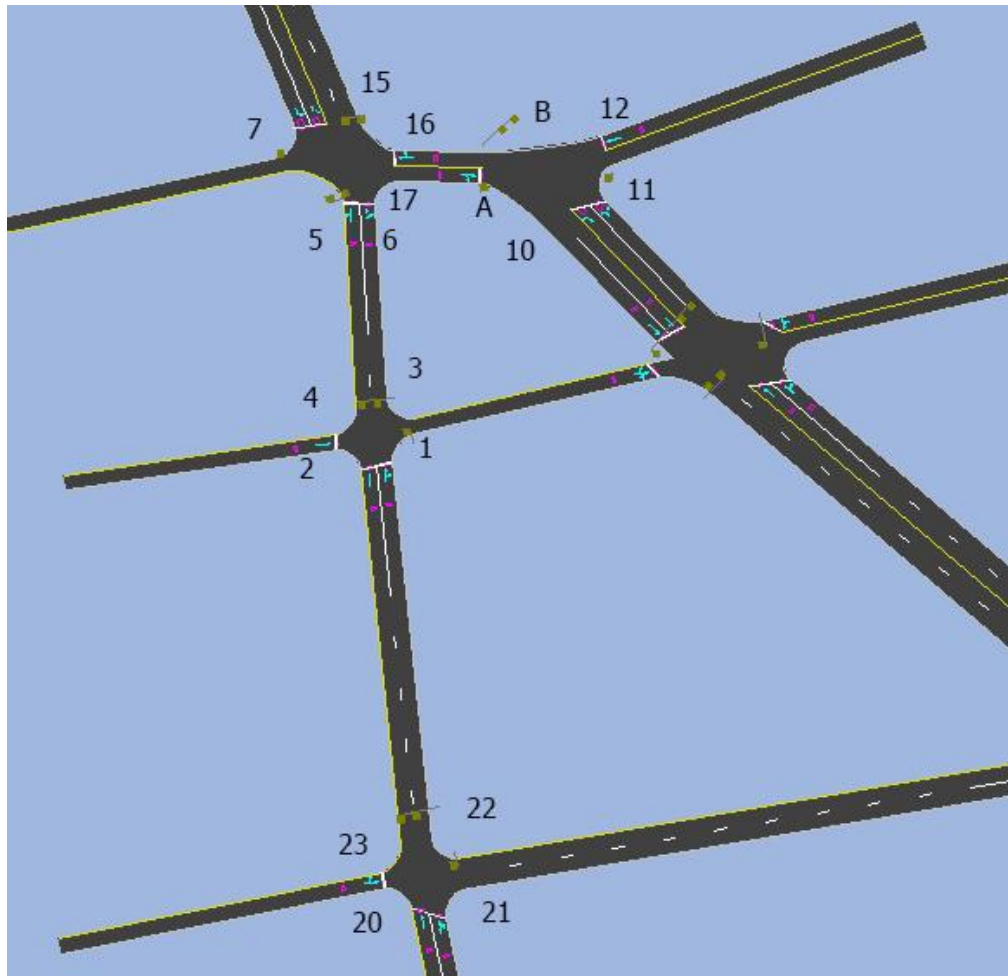


Figura 7. Puntos de aforo peatonal

### 3.4.3. Reglaje de semáforos

El reglaje de los semáforos de las intersecciones lo presentamos en las siguientes figuras, cabe mencionar que: R = Rojo, G= verde, Y= Amarillo, TE= Tiempo de espera rojo.

- **Intersección N° 1: (Longitud de Ciclo = 61 s)**



Figura 8. Diagrama de fase de los semáforos de la intersección N° 1

- **Intersección N° 2: (Longitud de Ciclo = 76 s)**

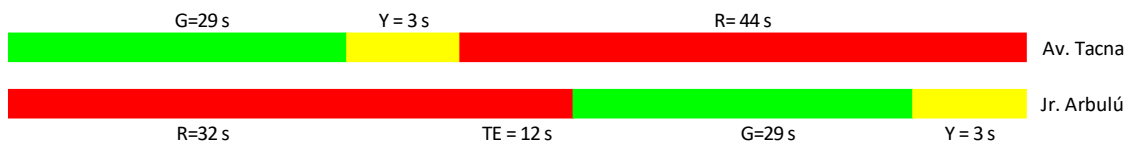


Figura 9. Diagrama de fase de los semáforos de la intersección N° 2

- **Intersección N°3: (Longitud de Ciclo = 76 s)**

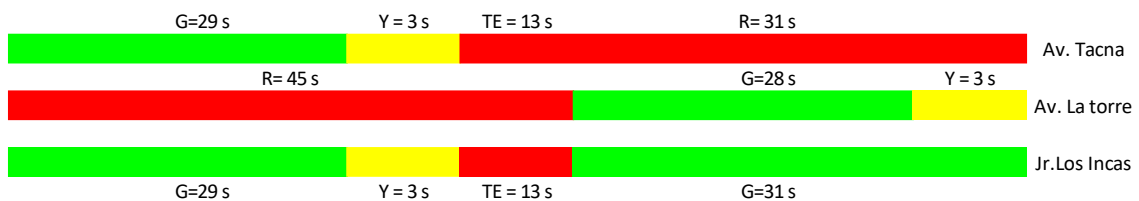


Figura 10. Diagrama de fase de los semáforos de la intersección N° 3

- **Intersección N° 4: (Longitud de Ciclo = 76 s)**

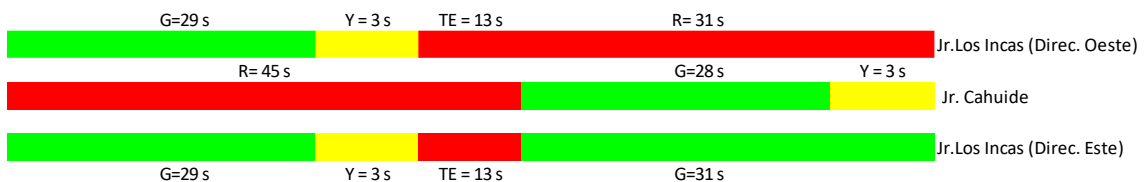


Figura 11. Diagrama de fase de los semáforos de la intersección N° 4



#### **3.4.4. Medición de tasa de flujo de saturación.**

La medición de la tasa de flujo de saturación se ha realizado los cinco días en el horario crítico que comprende entre 5p.m a 7p.m además el procedimiento se hizo de acuerdo al Apéndice H del Capítulo 16 del HCM 2000 donde se menciona todo el procedimiento, sin antes mencionar que en la intersección N° 3 Av. Tacna solo cubre 7 vehículos en cola, la metodología menciona mínimo 8 vehículos, lo mismo ocurre en la intersección N° 4 con Jr. Cahuide. En el anexo 2 podemos observar las tablas de las medidas realizadas.

#### **3.4.5. Conteo de bloqueos de vehículos**

Se ha realizado en los cinco días el conteo de bloqueos de todos los vehículos como: microbuses, autos (taxis) o trimotos, por abordaje o bajada de pasajeros que interrumpen el tránsito en la intersección. En el anexo 6 podemos observar los resultados del conteo en el horario crítico.

#### **3.4.6. Conteo de maniobras por estacionamiento.**

En el Jr. Fermín Arbulú intersección N° 1 y Av. Tacna de la intersección N° 3 son donde se ha realizado en los cinco días el conteo por maniobras de estacionamiento, cabe notar que la primera calle cuenta con estacionamiento en forma diagonal y paralela. En el anexo 7 podemos observar los resultados de conteo por estacionamiento en el horario crítico.

#### **3.4.7. Conteo de vehículos pesados (hv)**

El conteo de vehículos pesados para esta investigación se realizó para aquellos vehículos pesados livianos menor 5 toneladas, puesto que en la intersección el tránsito de vehículos de mayores toneladas no está permitida Ver anexo 1.

#### **3.4.8. Estimación de relación del pelotón (rp)**

La estimación de la relación del pelotón se realizó de acuerdo a la metodología HCM 2000 y calculado con la ecuación N° 7. En el anexo 5 podemos observar la relación de pelotón para la hora pico así como la calidad de progresión.



### **3.4.9. Tipo de llegada (at)**

La clasificación del tipo de llegada se realizó de acuerdo a la estimación del pelotón y con la tabla N° 4. En el anexo 5 podemos observar la relación de pelotón para la hora pico, así como la calidad de progresión y tipo de llegada.

### **3.4.10. Valores de entrada**

#### **Intersección N°1.**

##### **Av. Tacna**

- Número del carril: 2
- Ancho del carril: 3.4 m
- % Vehículos Pesados: 2
- Pendiente: -4%
- N° de maniobras por estacionamientos: No existe, valor = 1
- N° de bloqueos de vehículos: 6
- Tipo de área: Centro de negocio
- Factor de ajuste por utilización del carril: ver anexo 4
- Factor de ajuste por giro a izquierda vehículos: No existe, valor = 1
- Factor de ajuste por giro a derecha vehículos: ver tabla N° 32
- Factor de ajuste por giro a izquierda peatones: No existe, valor = 1
- Factor de ajuste por giro a derecha peatones: ver tabla N° 29

##### **Jr. Libertad**

- Número del carril: 1
- Ancho del carril: 3.65m
- % Vehículos Pesados: 0
- Pendiente: -4%
- N° de maniobras por estacionamientos: No existe, valor = 1
- N° de bloqueos de vehículos: 8
- Tipo de área: Centro de negocio
- Factor de ajuste por utilización del carril : ver anexo 4
- Factor de ajuste por giro a izquierda vehículos: ver tabla N° 30
- Factor de ajuste por giro a derecha vehículos: No existe, valor = 1
- Factor de ajuste por giro a izquierda peatones: ver tabla N° 31



- Factor de ajuste por giro a derecha peatones: No existe, valor = 1

## **Intersección N°2.**

### **Av. Tacna**

- Número del carril: 2
- Ancho del carril: 3.4 m
- % Vehículos Pesados: 3
- Pendiente: 0
- N° de maniobras por estacionamientos: No existe ,valor = 1
- N° de bloqueos de vehículos: 6
- Tipo de área: Centro de negocio
- Factor de ajuste por utilización del carril : ver anexo 4
- Factor de ajuste por giro a izquierda vehículos: No existe, valor = 1
- Factor de ajuste por giro a derecha vehículos: ver tabla N° 38
- Factor de ajuste por giro a izquierda peatones: No existe, valor = 1
- Factor de ajuste por giro a derecha peatones: ver tabla N° 37

### **Jr. Arbulú**

- Número del carril: 1
- Ancho del carril: 3m
- % Vehículos Pesados: 3
- Pendiente: -4%
- N° de maniobras por estacionamientos: 8 ver anexo 7
- N° de bloqueos de vehículos: 3
- Tipo de área: Centro de negocio
- Factor de ajuste por utilización del carril : ver anexo 4
- Factor de ajuste por giro a izquierda vehículos: No existe, valor = 1
- Factor de ajuste por giro a derecha vehículos: No existe, valor = 1
- Factor de ajuste por giro a izquierda peatones: No existe, valor = 1
- Factor de ajuste por giro a derecha peatones: No existe, valor = 1



### **Intersección N°3.**

#### **Av. Tacna**

- Número del carril: 2
- Ancho del carril: 3.7 m
- % Vehículos Pesados: 1
- Pendiente: 0
- N° de maniobras por estacionamientos: 9
- N° de bloqueos de vehículos: 7
- Tipo de área: Centro de negocio
- Factor de ajuste por utilización del carril : ver anexo4
- Factor de ajuste por giro a izquierda vehículos: ver tabla N° 43
- Factor de ajuste por giro a derecha vehículos: ver tabla N° 46
- Factor de ajuste por giro a izquierda peatones: ver tabla N° 44
- Factor de ajuste por giro a derecha peatones: ver tabla N° 45

#### **Av. La Torre**

- Número del carril:2
- Ancho del carril:3.5 m
- % Vehículos Pesados: 1
- Pendiente: 0%
- N° de maniobras por estacionamientos: No existe ,valor = 1
- N° de bloqueos de vehículos:9
- Tipo de área: Centro de negocio
- Factor de ajuste por utilización del carril : ver anexo 4
- Factor de ajuste por giro a izquierda vehículos: ver tabla N° 46
- Factor de ajuste por giro a derecha vehículos: No existe, valor = 1
- Factor de ajuste por giro a izquierda peatones: ver tabla N° 44
- Factor de ajuste por giro a derecha peatones: No existe, valor = 1

#### **Jr. Los Incas**

- Número del carril:1
- Ancho del carril: 3.5 m
- % Vehículos Pesados: 0



- Pendiente: 0%
- N° de maniobras por estacionamientos: No existe ,valor = 1
- N° de bloqueos de vehículos: 0
- Tipo de área: Centro de negocio
- Factor de ajuste por utilización del carril : ver anexo 4
- Factor de ajuste por giro a izquierda vehículos: No existe, valor = 1
- Factor de ajuste por giro a derecha vehículos: ver tabla N° 46
- Factor de ajuste por giro a izquierda peatones: No existe, valor = 1
- Factor de ajuste por giro a derecha peatones: ver tabla N° 45.

#### **Intersección N°4.**

##### **Jr. Los Incas dirección Oeste**

- Número del carril: 1
- Ancho del carril: 3 m
- % Vehículos Pesados: 1
- Pendiente: 0
- N° de maniobras por estacionamientos: No existe, valor = 1
- N° de bloqueos de vehículos: 10
- Tipo de área: Centro de negocio
- Factor de ajuste por utilización del carril: Ver anexo 4
- Factor de ajuste por giro a izquierda vehículos: Ver tabla N° 51
- Factor de ajuste por giro a derecha vehículos: No existe, valor = 1
- Factor de ajuste por giro a izquierda peatones: Ver tabla N° 52
- Factor de ajuste por giro a derecha peatones: No existe, valor = 1

##### **Jr. Cahuide**

- Número del carril:2
- Ancho del carril:3.30 m
- % Vehículos Pesados: 0
- Pendiente: 0 %
- N° de maniobras por estacionamientos: No existe, valor = 1
- N° de bloqueos de vehículos:8
- Tipo de área: Centro de negocio



- Factor de ajuste por utilización del carril: Ver anexo 4
- Factor de ajuste por giro a izquierda vehículos: No existe, valor = 1
- Factor de ajuste por giro a derecha vehículos: Ver tabla N° 54
- Factor de ajuste por giro a izquierda peatones: No existe, valor = 1
- Factor de ajuste por giro a derecha peatones: Ver tabla N° 53

#### **Jr. Los Incas dirección Este**

- Número del carril: 1
- Ancho del carril: 3.7 m
- % Vehículos Pesados: 1
- Pendiente: 0%
- N° de maniobras por estacionamientos: No existe, valor = 1
- N° de bloqueos de vehículos: 16
- Tipo de área: Centro de negocio
- Factor de ajuste por utilización del carril: 1
- Factor de ajuste por giro a izquierda vehículos: No existe, valor = 1
- Factor de ajuste por giro a derecha vehículos: Ver tabla N° 54
- Factor de ajuste por giro a izquierda peatones: No existe, valor = 1
- Factor de ajuste por giro a derecha peatones: Ver tabla N° 53



### 3.5. PROCESAMIENTO DE DATOS

A continuación, aplicamos la metodología de HCM 2000 y el programa Synchro v.8 en las cuatro intersecciones insertando los valores obtenidos en el campo y los valores recomendados por defecto.

#### 3.5.1. Intersección N°1.

En la siguiente tabla se muestra los datos recolectados en campo y los recomendados por la metodología. El volumen mostrado es el convertido en unidades coche patrón (UCP), el factor hora pico es calculado con la ecuación N° 2, el semáforo es prefijado, es decir con tiempo establecidos, el tiempo de arranque de 2s, es recomendado por la metodología, así como también la extensión del tiempo efectivo verde, el tiempo mínimo verde por peatones es calculado con la ecuación N° 9.

**Tabla 27: Datos de entrada (Intersección N° 1)**

Ingreso de Volumen y cronometraje	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	TR
Volumen,V (Veh/h)	134	170					463	269				
% Vehículos Pesados ,% HV		0					2					
Factor hora pico,FHP	0.82	0.82					0.89	0.892				
Prefijado (P) o Accionado (A)		P					P	P				
Tiempo perdido en el arranque,II (s)		2					2					
Extensión de tiempo efectivo verde, e (s)		2					2					
Tipo de llegada,AT		3					3					
Aproximación del volumen del peatón,vped (p/h)	450	595					520	498				
Aproximación del volumen del ciclista,vbic (b/h)		0					0					
Estacionamiento si o no		NO					NO					
Maniobras en estacionamiento,Nm , (mane./h)												
Vehículos parados,NB (Veh./h)		8					6					
Tiempo mínimo verde por peatones ,Gp (s)		11					12					

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

En la siguiente tabla se muestra el plan de fase de la intersección N° 1 en donde la longitud del ciclo es de 61 segundos para dicha intersección.

**Tabla 28: Plan de fase del semáforo (Intersección N° 1)**

PLAN FASE DE LA SEÑAL				
D I A G R A M A	φ1	φ2	φ3	φ4
	JR. LIBERTAD	AV. TACNA		
	G= 23 Y= 4	G= 30 Y= 4	G= Y=	G= Y=
	Parcial 27	34	Longitud del ciclo : C = 61 seg.	
		Todo Rojo 0		

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

En la siguiente tabla se muestra la obtención del factor de ajuste de peatones por giro a la derecha, que es necesaria para la obtención de la tasa de flujo de saturación con la ecuación N° 11.

**Tabla 29: Factor de ajuste por peatones giro a la derecha Av. Tacna (Intersección N° 1)**

	EB	WE	NB	SB
Longitud del ciclo, C (s)			61	
Tiempo verde efectivo para peatones (s) $g_p$			30	
Volumen del peaton, $v_{ped}$ (p/h)			498	
Volumen del peaton, $v_{bic}$ (b/h)			0	
$v_{pedg} = v_{ped}(C/g_p)$			1012.19	
$OCC_{pedg} = v_{pedg}/2000$ si ( $v_{pedg} \leq 1000$ )				
$OCC_{pedg} = 0.4 + v_{pedg}/10000$ si ( $1000 < v_{pedg} \leq 5000$ )			0.5	
Verde efectivo, g (s)			30	
$v_{bicg} = v_{bic}(C/g)$			0	
$OCC_{bicg} = 0.02 + v_{bicg}/2700$			0.02	
$OCC_r = OCC_{pedg} + OCC_{bicg} - (OCC_{pedg}OCC_{bicg})$			0.51	
Número de carriles receptoras $N_{rec}$			2	
Número de carriles de giro $N_{turn}$			1	
$A_{pbT} = 1 - OCC_r$ si $N_{rec} = N_{turn}$				
$A_{pbT} = 1 - 0.6(OCC_r)$ si $N_{rec} > N_{turn}$			0.694	
Proporción de giro a la derecha $P_{RT}$			0.37	
Proporción de giro a la derecha usando fases protegida $P_{RTA}$			0	
$f_{Rdb} = 1.0 - P_{RT}(1 - A_{pbT})(1 - P_{RTA})$			0.89	

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

En la siguiente tabla se muestra la obtención del factor de ajuste de vehículos por giro a la izquierda, que es necesaria para la obtención de la tasa de flujo de saturación con la ecuación N° 11.

**Tabla 30: Factor de ajuste por giro a la izquierda de vehículos Jr. Libertad (Intersección N° 1)**

	EB	WB	NB	SB
Longitud de ciclo, C (s)	61			
Total tiempo actual verde para giro a izquierda en el grupo de carriles, G (s)	23			
Tiempo verde efectivo permitido para giro a izquierda en el grupo de carriles, g (s)	23			
Tiempo verde efectivo en oposición, g <sub>o</sub> (s)	23			
Números de carriles en giro a izquierda en grupo de carriles, N	1			
Números de carriles en giro a izquierda en oposición en la aproximación, N <sub>o</sub>	1			
Tasa de flujo ajustado en giros a izquierda, V <sub>LT</sub> (Veh/h)	164			
Proporción de volúmenes en giros a izquierda en grupo de carriles, P <sub>LT</sub>	0.44			
Proporción de volúmenes en giros a izquierda en grupo de carriles en oposición, P <sub>LT0</sub>	0			
Tasa de flujo ajustado en oposición en aproximación, V <sub>o</sub> (Veh/h)	0			
Perdida de tiempo en giro a izquierda en grupo de carriles, t <sub>L</sub>	4			

DESARROLLO

volumen de giro a izquierda por ciclo, LTC = (VLT)( C/3600)	2.78			
Flujo en oposición por carril, por ciclo, VoC = V <sub>o</sub> (C/3600) (Veh/C/ln)	0.00			
Proporción en oposición del peloton, R <sub>po</sub>	1			
$g_f = G \left[ e^{-0.860 (LTC)^{0.629}} \right] - t_L$ $g_f \leq g$ (excepto para carriles de giros a izquierda)	0.48			
Proporción de cola en oposición $qr_0 = \max[1 - R_{po}(g_o/c), 0]$	0.62			
$g_q = 4.943 * (V_{o/c})^{0.762} (qr_0)^{1.061} - t_L$ $g_q \leq g$	-4.00			
$g_u = g - g_q$ si $g_q \geq g_f$				
$g_u = g - g_f$ si $g_q < g_f$	22.52			
$n = \max[(g_q - g_f)/2, 0]$	0.00			
$P_{PTH0} = 1 - P_{LT0}$	1			
Vehículos directos equivalentes para giro a la izquierda permitido $E_{L1}$	1.40			
$E_{EL2} = \max((1 - P_{TH0}^n)/P_{LT0}, 1)$	1.00			
$f_{min} = 2(1 + P_{LT})/g$	0.13			
$g_{diff} = \max((g_q - g_f), 0)$ (excepto cuando el volumen a la izquierda es cero)	0.00			
$f_{LT} = f_m = (g_f/g) + \left( \frac{g_u/g}{1 + P_{LT}(E_{L1} - 1)} \right) + \left( \frac{g_{diff}/g}{1 + P_{LT}(E_{L2} - 1)} \right)$ $f_{min} \leq f_m \leq 1.0$	0.85			

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

En la siguiente tabla se muestra la obtención del factor de ajuste de peatones por giro a la izquierda, que es necesaria para la obtención de la tasa de flujo de saturación con la ecuación N° 11.

**Tabla 31: Factor de ajuste por peatones giro a la Izquierda Jr. Libertad (Intersección N° 1)**

	EB	WE	NB	SB
Longitud del ciclo, C (s)	61			
Tiempo verde efectivo para peatone (s) $g_p$	23			
Volumen del peaton, $v_{ped}$ (p/h)	450			
$v_{pedg} = v_{ped}(C/g_p)$	1192.95			
$OCC_{pedg} = v_{pedg}/2000$ si ( $v_{pedg} \leq 1000$ )				
$OCC_{pedg} = 0.4 + v_{pedg}/10000$ si ( $1000 < v_{pedg} \leq 5000$ )	0.519			
Tiempo de despeje de la cola opuesta, (s) $g_q$	-4.00			
Efectivo verde peatonal consumido por la cola vehicular opuesto $g_q/g_p$ si $g_q \geq g_p$ entonces $f_{Lpb} = 1$	-0.174			
$OCC_{pedu} = OCC_{pedg}[1 - 0.5(g_q/g_p)]$	0.56			
tasa de flujo Opuesto, $v_0$ (Veh/h)	0			
$OCC_r = OCC_{pedu}e^{-(5/3600)v_0}$	0.56			
Número de carriles receptoras $N_{rec}$	2			
Número de carriles de giro $N_{turn}$	1			
$A_{pbT} = 1 - OCC_r$ si $N_{rec} = N_{turn}$	0.44			
$A_{pbT} = 1 - 0.6(OCC_r)$ si $N_{rec} > N_{turn}$	0.66			
Proporción de giro a la Izquierda $P_{LT}$	0.44			
Proporción de giro a la izquierda usando fases protegida $P_{LTA}$	0			
$f_{Ldb} = 1.0 - P_{LT}(1 - A_{pbT})(1 - P_{LTA})$	0.85			

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Para esta parte de la investigación se utilizó los valores de entrada en la etapa de recolección de datos para el ajuste de la tasa de flujo de saturación de la intersección N°1. Y esos datos serán insertados en las formulas de la tabla N° 7 donde se encuentran las fórmulas para cada factor y posteriormente serán reemplazados en la ecuación N° 11 para obtener la tasa de flujo de saturación que se muestra en la tabla N° 32.

En la siguiente tabla N° 32 se muestra el ajuste del volumen calculado de acuerdo a la ecuación N° 10 y la determinación de la tasa de flujo de saturación de acuerdo con la ecuación N°11 .

**Tabla 32: Ajuste de volumen y la determinación de la tasa de flujo de saturación  
(Intersección N° 1)**

AJUSTE DE VOLUMEN												
	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volumen, V (Veh/h)	134	170						463	269			
Factor hora pico, FHP	0.82	0.82						0.89	0.89			
Ajuste de tasa de flujo, $V_p = V/FHP$ (Veh/h)	164	208						519	302			
Grupo de carriles												
Ajuste de tasa de flujo en grupo de carriles, v (Veh/h)		372						821				
Proporción de LT o RT (PLT o PRT)	0.44								0.37			
TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN												
Tasa de saturación base $S_o$ (Veh/h/carril)		1900						1900				
Número de carriles, N		1						2				
Factor de ajuste por ancho de carril, fw		1.01						0.98				
Factor de ajuste por vehículos pesados, fHV		1						0.98				
Factor de ajuste por pendiente, fg		1.021						1.021				
Factor de ajuste por estacionamiento, fp		1						1				
Factor de ajuste por bloqueo de buss, fbb		0.99						0.99				
Factor de ajuste por tipo de area, fa		0.9						0.9				
Factor de ajuste por utilización de carril, fLU		1						0.970				
Factor de ajuste por giro a la izquierda, fLT		0.85						1				
Factor de ajuste por giro a la derecha, fRT		1						0.945				
Factor de ajuste por giro a la izq. peatones (p/bike), fLpb		0.85						1				
Factor de ajuste por giro a la der. peatones (p/bike), fRpb		1						0.89				
Ajuste de tasa de flujo de saturación, S (Veh/h/carril)												
$S = S_o N fw fHV fg fp fbb fa fLU fLT fRT fLpb fRpb$		1267.66						2697.24				

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

La tabla N° 33 muestra la tasa de flujo ajustado en la tabla N° 32, al igual que la Tasa de flujo de saturación, el tiempo perdido  $t_L$  es calculado considerando  $I1=2$   $Y=4$   $e=2$ . El tiempo efectivo verde  $G=23$  dato del semáforo, la proporción verde es una simple relación entre tiempo verde y el ciclo ( $23/61=0.38$ ), la capacidad es hallado de acuerdo al ecuación N° 13, la proporción X o grado de saturación es calculado en una relación entre tasa de flujo ajustado y capacidad de grupo de carriles, de igual manera la proporción de flujo es calculado con un relación entre tasa de flujo ajustado y tasa de flujo de saturación, el total de tiempo perdido es la suma de  $t_L$  de ambas calles. Y finalmente calculamos la tasa de flujo crítico con la ecuación N° 15 que también se muestra en la tabla N° 33.

**Tabla 33: Análisis de capacidad (Intersección N° 1)**

	EB	WB	NB	SB
Número de fase	1	1	2	2
Tipo de fase	P	P	P	P
Grupo de carriles				
Tasa de flujo ajustado, v (Veh/h)	372		821	
Tasa de flujo de saturación, S (Veh/h/carril)	1267.66		2697.24	
Tiempo perdido, $t_L = l_i + Y - e$	4		4	
Tiempo efectivo verde, g (s), $g = G + Y - tL$	23		30	
Proporción verde, g/C	0.38		0.49	
Capacidad de grupo de carriles $c = S (g/C)$ , (Veh/h)	477.97		1326.5	
Proporción $X = v/c$	0.778		0.619	
Proporción de flujo, v/S	0.293		0.304	
Grupo de carriles críticos /fase				
Sumatoria de proporción de flujo para grupo de carriles críticos, $Y_c = \sum (\text{grupo de carriles críticos, } v/c)$		0.597		
Total de tiempo perdido por ciclo, L (s)		8		
Tasa de flujo crítico para la proporción de capacidad $X_c$ $X_c = (Y_c)(C)/(C - L)$		0.69		

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

La tabla N° 34 nos muestra algunos valores que ya calculamos en las tablas anteriores. La demora uniforme  $d_1$ , es calculado con ecuación N° 18, el factor K se basa en el tipo de controlador sobre la demora. Para semáforos de tiempo fijo emplea un valor de  $k = 0.50$ . La demora incrementa  $d_2$ , es calculado con la ecuación N° 19 donde  $T = 0.25$  el periodo de análisis,  $I = 1$  considerando la intersección aislada, la demora  $d_3 = 0$  puesto que no existe cola inicial en el periodo de análisis. El factor de progresión PF se calculó con la ecuación N° 17 ver anexo 5. La demora en grupo de carriles se determinó con la ecuación N° 16. El nivel de servicio para el grupo de carriles esto de acuerdo a la tabla N° 10. El cálculo de demora por aproximación o acceso se usó la ecuación N° 25. Finalmente la demora en la intersección y el nivel de servicio se determinó con la ecuación N° 26 y la tabla N° 10 respectivamente.

**Tabla 34: Capacidad de grupos de carriles, control de demora, determinación del nivel de servicio (Intersección N° 1)**

	EB	WB	NB	SB
Grupo de carriles				
Tasa de flujo ajustado, v (Veh/h)	372		821	
Capacidad en grupo de carriles, c (Veh/h)	477.97		1326.51	
Proporción X = v/c	0.778		0.619	
Proporción total verde , g/C	0.38		0.49	
Demora uniforme, d1 (s/veh)				
$d_1 = \frac{0.5 C \left[1 - \frac{g}{C}\right]^2}{1 - \left[\min(1, X) \frac{g}{C}\right]}$	16.65		11.39	
Calibración de demora incremental K	0.5		0.5	
Demora incremental d2 , (s /veh)				
$d_2 = 900 T \left[ (X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8KIX}{c T}} \right]$	11.8		2.18	
Demora inicial de la cola d3, (s/veh)	0		0	
Demora uniforme d1, (s/veh)				
Factor de ajuste de progresión , PF	0.96		0.93	
Demora d = d1 (PF)+ d2 + d3 ( s/veh)	27.82		12.790	
Nivel de servicio por grupo de carriles	C		B	
Demora en acceso dA,(s/veh)				
$d_A = \frac{\sum(d)(v)}{\sum v}$	27.8		12.8	
Nivel de servicio en acceso	C		B	
Tasa de flujo en acceso, VA	372		821	
Demora en intersección, dI ( s/veh)				
$d_I = \frac{\sum(d_A)(V_A)}{\sum V_A}$		17		<b>B</b>

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

### 3.5.2. Intersección N°2.

En la siguiente tabla se muestra los datos recolectados en campo y los recomendados por la metodología. El volumen mostrado es el convertido en unidades coche patrón (UCP), el factor hora pico es calculado con la ecuación N° 2, el semáforo es prefijado, es decir con tiempo establecidos, el tiempo de arranque de 2s, es recomendado por la metodología, así como también la extensión del tiempo efectivo verde, el tiempo mínimo verde por peatones es calculado con la ecuación N° 9.

**Tabla 35: Datos de entrada (Intersección N° 2)**

Ingreso de Volumen y cronometraje	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	TR
Volumen, V (Veh/h)		246						684	11			
% Vehículos Pesados, % HV		3						3				
Factor hora pico, FHP		0.86						0.90	0.90			
Prefijado (P) o Accionado (A)		P						P	P			
Tiempo perdido en el arranque, I <sub>i</sub> (s)		2						2				
Extensión de tiempo efectivo verde, e (s)		2						2				
Tipo de llegada, AT		3						3				
Aproximación del volumen del peatón, v <sub>ped</sub> (p/h)								524				
Aproximación del volumen del ciclista, v <sub>bic</sub> (b/h)		0						0				
Estacionamiento si o no		SI						NO				
Maniobras en estacionamiento, N <sub>m</sub> , (mane./h)		8										
Vehículos parados, NB (Micros/h)		3						6				
Tiempo mínimo verde por peatones, G <sub>p</sub> (s)		9						12				

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

En la siguiente tabla se muestra el plan de fase de la intersección N° 2 en donde la longitud del ciclo es de 76 segundos para dicha intersección.

**Tabla 36: Plan de fase del semáforo (Intersección N° 2)**

PLAN FASE DE LA SEÑAL				
D I A G R A M A	φ1	φ2	φ3	φ4
	G= 29 Y= 3	G= 29 Y= 3	G= Y=	G= Y=
	Parcial 32	32	Longitud del ciclo : C = 76 seg.	
Cronometraje	TIEMPO DE ESPERA (ROJO) 12			

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo



La tabla N° 37 muestra la determinación del factor de ajuste de giro a la derecha por peatones y ciclista esto es aplicable al acceso de Av. Tacna, los significados de las abreviaturas observar los acrónimos. Este dato es necesario para aplicar la ecuación N° 11 para la obtención de la tasa de flujo de saturación.

**Tabla 37: Tabla suplementaria por efectos del peatón y ciclistas permitidos para giro a derecha**

	EB	WE	NB	SB
Longitud del ciclo, C (s)			76	
Tiempo verde efectivo para peatone (s) $g_p$			29	
Volumen del peaton, $v_{ped}$ (p/h)			524	
Volumen del peaton, $v_{bic}$ (b/h)			0	
$v_{pedg} = v_{ped}(C/g_p)$			1373.241	
$OCC_{pedg} = v_{pedg}/2000$ si $(v_{pedg} \leq 1000)$				
$OCC_{pedg} = 0.4 + v_{pedg}/10000$ si $(1000 < v_{pedg} \leq 5000)$			0.54	
Verde efectivo, g (s)			29	
$v_{bicg} = v_{bic}(C/g)$			0	
$OCC_{bicg} = 0.02 + v_{bicg}/2700$			0.02	
$OCC_r = OCC_{pedg} + OCC_{bicg} - (OCC_{pedg}OCC_{bicg})$			0.55	
Número de carriles receptoras $N_{rec}$			2	
Número de carriles de giro $N_{turn}$			2	
$A_{pbT} = 1 - OCC_r$ si $N_{rec} = N_{turn}$			0.45	
$A_{pbT} = 1 - 0.6(OCC_r)$ si $N_{rec} > N_{turn}$				
Proporción de giro a la derecha $P_{RT}$			0.02	
Proporción de giro a la derecha usando fases protegida $P_{RTA}$			0	
$f_{Rdb} = 1.0 - P_{RT}(1 - A_{pbT})(1 - P_{RTA})$			0.99	

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

En la siguiente tabla N° 38 se muestra el ajuste del volumen calculado de acuerdo a la ecuación N° 10 y la determinación de la tasa de flujo de saturación de acuerdo con la ecuación N° 11, afectado por todos los factores que intervienen en listado de valores de entrada (recolección de datos) para Av. Tacna y Jr. Arbulú.

**Tabla 38: Ajuste de volumen y la determinación de la tasa de flujo de saturación  
(Intersección N° 2)**

AJUSTE DE VOLUMEN												
	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volumen, V (Veh/h)		246						684	11			
Factor hora pico, FHP		0.86						0.90	0.90			
Ajuste de tasa de flujo, $V_p = V/FHP$ (Veh/h)		287						760	12			
Grupo de carriles		↓						↔				
Ajuste de tasa de flujo en grupo de carriles, v (Veh/h)		287						772				
Proporción de LT o RT (PLT o PRT)									0.02			
TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN												
Tasa de saturación base $S_o$ (Veh/h/carril)		1900						1900				
Número de carriles, N		1						2				
Factor de ajuste por ancho de carril, $f_w$		0.93						0.98				
Factor de ajuste por vehículos pesados, $f_{HV}$		0.97						0.97				
Factor de ajuste por pendiente, $f_g$		1.02083						1				
Factor de ajuste por estacionamiento, $f_p$		0.95						1				
Factor de ajuste por bloqueo de buss, $f_{bb}$		1						0.99				
Factor de ajuste por tipo de area, $f_a$		0.9						0.9				
Factor de ajuste por utilización de carril, $f_{LU}$		1						0.863				
Factor de ajuste por giro a la izquierda, $f_{LT}$		1						1				
Factor de ajuste por giro a la derecha, $f_{RT}$		1						0.997				
Factor de ajuste por giro a la izq. peatones (p/bike), $f_{Lpb}$		1						1				
Factor de ajuste por giro a la der. peatones (p/bike), $f_{Rpb}$		1						0.99				
Ajuste de tasa de flujo de saturación, S (Veh/h/carril) $S = S_o N f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{Lpb} f_{Rpb}$		1495.99						2738.81				

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

La tabla N° 39 muestra la tasa de flujo ajustado en la tabla N° 38, al igual que la Tasa de flujo de saturación, el tiempo perdido  $t_L$  es calculado considerando  $l_1=2$   $Y=3$   $e=2$ , el tiempo efectivo verde  $G=29$  dato del semáforo, la proporción verde es una simple relación entre tiempo verde y el ciclo ( $29/76=0.38$ ), la capacidad es hallado de acuerdo al ecuación N° 13, la proporción X o grado de saturación es calculado en una relación entre tasa de flujo ajustado y capacidad de grupo de carriles, de igual manera la proporción de flujo es calculado con un relación entre tasa de flujo ajustado y tasa de flujo de saturación, el total de tiempo perdido es la suma de  $t_L$  de ambas calles. Y finalmente calculamos la tasa de flujo crítico con la ecuación N° 15 que también se muestra en la tabla N° 39.

**Tabla 39: Análisis de capacidad (Intersección N° 2)**

	EB	WB	NB	SB
Número de fase	1	1	2	2
Tipo de fase	P	P	P	P
Grupo de carriles	↓		→ ↘	
Tasa de flujo ajustado, $v$ (Veh/h)	287		772	
Tasa de flujo de saturación, $S$ (Veh/h/carril)	1495.99		2738.81	
Tiempo perdido, $t_L = I_1 + Y - e$	3		3	
Tiempo efectivo verde, $g$ (s), $g = G + Y - t_L$	29		29	
Proporción verde, $g/C$	0.38		0.38	
Capacidad de grupo de carriles $c = S (g/C)$ , (Veh/h)	570.84		1045.07	
Proporción $X = v/c$	0.503		0.739	
Proporción de flujo, $v/S$	0.192		0.282	
Grupo de carriles críticos /fase				
Sumatoria de proporción de flujo para grupo de carriles críticos, $Y_c = \sum (\text{grupo de carriles críticos}, v/c)$		0.474		
Total de tiempo perdido por ciclo, $L$ (s)		6		
Tasa de flujo crítico para la proporción de capacidad $X_c$ $X_c = (Y_c)(C)/(C - L)$		0.51		

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

La tabla N° 40 nos muestra algunos valores que ya calculamos en las tablas anteriores. La demora uniforme  $d_1$ , es calculado con ecuación N° 18, el factor  $K$  se basa en el tipo de controlador sobre la demora. Para semáforos de tiempo fijo emplea un valor de  $k = 0.50$ . La demora incrementa  $d_2$ , es calculado con la ecuación N° 19 donde  $T = 0.25$  el periodo de análisis,  $I = 1$  considerando la intersección aislada, la demora  $d_3 = 0$  puesto que no existe cola inicial en el periodo de análisis. El factor de progresión  $PF$  se calculó con la ecuación N° 17 ver anexo 5. La demora en grupo de carriles se determinó con la ecuación N° 16. El nivel de servicio para el grupo de carriles esto de acuerdo a la tabla N° 10. El cálculo de demora por aproximación o acceso se usó la ecuación N° 25. finalmente la demora en la intersección y el nivel de servicio se determinó con la ecuación N° 26 y la tabla N° 10 respectivamente.

**Tabla 40: Capacidad de grupos de carriles, control de demora, determinación del nivel de servicio (Intersección N° 2)**

	EB	WB	NB	SB
Grupo de carriles	↓		↔ ↗	
Tasa de flujo ajustado, v (Veh/h)	287		772	
Capacidad en grupo de carriles, c (Veh/h)	570.84		1045.07	
Proporción $X = v/c$	0.503		0.739	
Proporción total verde , g/C	0.38		0.38	
Demora uniforme, d1 (s/veh) $d_1 = \frac{0.5 C \left[1 - \frac{g}{C}\right]^2}{1 - \left[\min(1, X) \frac{g}{C}\right]}$	18.06		20.31	
Calibración de demora incremental K	0.5		0.5	
Demora incremental d2 , (s /veh) $d_2 = 900 T \left[ (X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8KIX}{c T}} \right]$	3.15		4.69	
Demora inicial de la cola d3, (s/veh)	0		0	
Demora uniforme d1, (s/veh)				
Factor de ajuste de progresión , PF	1		1.05	
Demora d = d1 (PF)+ d2 + d3 ( s/veh)	21.21		26.02	
Nivel de servicio por grupo de carriles	C		C	
Demora en acceso dA,(s/veh) $d_A = \frac{\sum(d)(v)}{\sum v}$	21.21		26.02	
Nivel de servicio en acceso	C		C	
Tasa de flujo en acceso, VA	287		772	
Demora en intersección, dI ( s/veh) $d_I = \frac{\sum(d_A)(V_A)}{\sum V_A}$		25		C

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

### 3.5.3. Intersección N° 3.

En la siguiente tabla se muestra los datos recolectados en campo y los recomendados por la metodología. El volumen mostrado es el convertido en unidades coche patrón (UCP), el factor hora pico es calculado con la ecuación N° 2, el semáforo es prefijado, es decir con tiempo establecidos, el tiempo de arranque de 2s, es recomendado por la metodología, así como también la extensión del tiempo efectivo verde, el tiempo mínimo verde por peatones es calculado con la ecuación N° 9.

**Tabla 41: Datos de entrada (Intersección N° 3)**

Ingreso de Volumen y cronometraje	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	TR
Volumen, V (Veh/h)						592	210	357	23	512		
% Vehículos Pesados, % HV						0		1		1		
Factor hora pico, FHP						0.94	0.91	0.91	0.91	0.86		
Prefijado (P) o Accionado (A)						P		P	P	P		
Tiempo perdido en el arranque, I (s)						2		2		2		
Extensión de tiempo efectivo verde, e (s)						2		2		2		
Tipo de llegada, AT						3		3		3		
Aproximación del volumen del peatón, vped (p/h)						215	736	1752	215	1094		
Aproximación del volumen del ciclista, vbic (b/h)						0		0		0		
Estacionamiento si o no						NO		SI		NO		
Maniobras en estacionamiento, Nm, (mane./h)						0		9		0		
vehículos parados, NB (Veh./h)						0		7		9		
Tiempo mínimo verde por peatones, Gp (s)						10		14		20		

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

En la siguiente tabla se muestra el plan de fase de la intersección N° 3 en donde la longitud del ciclo es de 76 segundos para dicha intersección.

**Tabla 42: Plan de fase del semáforo (Intersección N° 3)**

PLAN FASE DE LA SEÑAL				
D I A G R A M A	φ1	φ2	φ3	φ4
	JR. LOS INCAS	AV. TACNA	AV. LA TORRE	
Cronometraje	G= 60 Y= 3 Parcial 63	G= 29 Y= 3 Parcial 32	G= 28 Y= 3 Parcial 31	G= Y=
TIEMPO DE ESPERA (ROJO)	13		Longitud del ciclo : C =	76 seg.

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

La siguiente tabla muestra el factor de ajuste por giro a la izquierda de vehículos, dato necesario para aplicar la ecuación N° 11 y obtener la tasa de flujo de saturación.

**Tabla 43: Factor de ajuste por giro a la izquierda de vehículos Av. Tacna (Intersección N° 3).**

	EB	WB	NB	SB
Longitud de ciclo, C (s)			76	76
Total tiempo actual verde para giro a izquierda en el grupo de carriles, G (s)			29	28
Tiempo verde efectivo permitido para giro a izquierda en el grupo de carriles, g (s)			29	28
Tiempo verde efectivo en oposición, g <sub>o</sub> (s)			29	28
Números de carriles en giro a izquierda en grupo de carriles, N			2	1
Números de carriles en giro a izquierda en oposición en la aproximación, N <sub>o</sub>			1	2
Tasa de flujo ajustado en giros a izquierda, VLT (Veh/h)			232	595
Proporción de volúmenes en giros a izquierda en grupo de carriles, P <sub>LT</sub>			0.36	1
Proporción de volúmenes oposición en giros a izquierda en grupo de carriles, P <sub>LTO</sub>			1	0.36
Tasa de flujo ajustado en oposición en aproximación, V <sub>o</sub> (Veh/h)			595	651
Perdida de tiempo en giro a izquierda en grupo de carriles, t <sub>L</sub>			3	3

DESARROLLO

volumen de giro a izquierda por ciclo, LTC = (VLT)( C/3600)			4.90	
Flujo en oposición por carril, por ciclo, V <sub>o</sub> C = V <sub>o</sub> (C/3600) (Veh/C/carril)			12.56	
Proporción en oposición del peloton, R <sub>po</sub>			1	
$g_f = G[e^{-0.860(LTC)^{0.629}}] - t_L$ $g_f \leq g$ (excepto para carriles de giros a izquierda)			-0.20	
Proporción de cola en oposición $q_{r_0} = \max[1 - R_{po}(g_o/c), 0]$			0.62	
$g_q = 4.943 * (V_{olc})^{0.762}(q_{r_0})^{1.061} - t_L$ $g_q \leq g$			17.4	
$g_u = g - g_q$ si $g_q \geq g_f$			11.6	
$g_u = g - g_f$ si $g_q < g_f$				
$n = \max[(g_q - g_f)/2, 0]$			5.9	
$P_{PTH0} = 1 - P_{PLT0}$			0	
Vehículos directos equivalentes para giro a la izquierda permitido $E_{L1}$			2.49	
$E_{EL2} = \max((1 - P_{TH0}^n)/P_{LT0}, 1)$			1	
$f_{min} = 2(1 + P_{LT})/g$			0.1	
$g_{diff} = \max((g_q - g_f), 0)$ (excepto cuando el volumen a la izquierda es cero)			17.62	
$f_{LT} = f_m = (g_f/g) + \left(\frac{g_u/g}{1 + P_{LT}(E_{L1} - 1)}\right) + \left(\frac{g_{diff}/g}{1 + P_{LT}(E_{L2} - 1)}\right)$ $f_{min} \leq f_m \leq 1.0$			0.861	

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

La siguiente tabla muestra el factor de ajuste por peatones giro a la izquierda, dato necesario para aplicar la ecuación N° 11 y obtener la tasa de flujo de saturación.

**Tabla 44: Factor de ajuste por peatones giro a la izquierda Av. Tacna(Intersección N° 3).**

	EB	WE	NB	SB
Longitud del ciclo, C (s)			76	76
Tiempo verde efectivo para peatone (s) $g_p$			29	28
Volumen del peaton, $v_{pedg}$ (veh/h)			736	1094
$v_{pedg} = v_{ped}(C/g_p)$			1928.3	2968.3
$OCC_{pedg} = v_{pedg}/2000$ si $(v_{pedg} \leq 1000)$				
$OCC_{pedg} = 0.4 + v_{pedg}/10000$ si $(1000 < v_{pedg} \leq 5000)$			0.59	0.70
Tiempo de despeje de la cola opuesta, (s) $g_q$			17.42	19.4
Efectivo verde peatonal consumido por la cola vehicular opuesto $g_q/g_p$ si $g_q \geq g_p$ entonces $f_{Lpb} = 1$			0.60	0.69
$OCC_{pedu} = OCC_{pedg}[1 - 0.5(g_q/g_p)]$			0.41	0.46
tasa de flujo Opuesto, $v_o$ (Veh/h)			595	651
$OCC_r = OCC_{pedu}e^{-(5/3600)v_o}$			0.18	0.18
Número de carriles receptoras $N_{rec}$			1	1
Número de carriles de giro $N_{turn}$			1	1
$A_{pbT} = 1 - OCC_r$ si $N_{rec} = N_{turn}$			0.82	0.82
$A_{pbT} = 1 - 0.6(OCC_r)$ si $N_{rec} > N_{turn}$				
Proporción de giro a la Izquierda $P_{LT}$			0.36	1
Proporción de giro a la izquierda usando fases protegida $P_{LTA}$			0	0
$f_{Ldb} = 1.0 - P_{LT}(1 - A_{pbT})(1 - P_{LTA})$			0.93	0.82

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

**Tabla 45: Factor de ajuste por peatones giro a la derecha Av. Tacna (Intersección N° 3).**

	EB	WE	NB	SB
Longitud del ciclo, C (s)		76	76	
Tiempo verde efectivo para peatone (s) $g_p$		60	29	
Volumen del peaton, $v_{ped}$ (p/h)		215	1751.8	
Volumen del peaton, $v_{bic}$ (b/h)		0	0	
$v_{pedg} = v_{ped}(C/g_p)$		272.6	4590.9	
$OCC_{pedg} = v_{pedg}/2000$ si $(v_{pedg} \leq 1000)$		0.14		
$OCC_{pedg} = 0.4 + v_{pedg}/10000$ si $(1000 < v_{pedg} \leq 5000)$			0.86	
Verde efectivo, g (s)		60	29	
$v_{bicg} = v_{bic}(C/g)$		0	0	
$OCC_{bicg} = 0.02 + v_{bicg}/2700$		0.02	0.02	
$OCC_r = OCC_{pedg} + OCC_{bicg} - (OCC_{pedg}OCC_{bicg})$		0.15	0.86	
Número de carriles receptoras $N_{rec}$		2	1	
Número de carriles de giro $N_{turn}$		1	1	
$A_{pbT} = 1 - OCC_r$ si $N_{rec} = N_{turn}$			0.14	
$A_{pbT} = 1 - 0.6(OCC_r)$ si $N_{rec} > N_{turn}$		0.99		
Proporción de giro a la derecha $P_{RT}$		1	0.04	
Proporción de giro a la derecha usando fases protegida $P_{RTA}$		0	0	
$f_{Rdb} = 1.0 - P_{RT}(1 - A_{pbT})(1 - P_{RTA})$		0.99	0.97	

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

En la siguiente tabla se muestra el ajuste del volumen calculado de acuerdo a la ecuación N° 10 y la determinación de la tasa de flujo de saturación de acuerdo con la ecuación N° 11, afectado por todos los factores que intervienen.






**Tabla 46: Ajuste de volumen y la determinación de la tasa de flujo de saturación  
(Intersección N° 3)**

AJUSTE DE VOLUMEN												
	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volumen, V (Veh/h)							592	210	357	23	512	
Factor hora pico, FHP							0.94	0.908	0.908	0.908	0.86	
Ajuste de tasa de flujo, $V_p = V/FHP$ (Veh/h)							627	232	394	25	595	
Grupo de carriles												
Ajuste de tasa de flujo en grupo de carriles, v (Veh/h)							627		651		595	
Proporción de LT o RT (PLT o PRT)							1	0.36		0.04	1	
TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN												
Tasa de saturación base $S_o$ (Ve/h/carril)							1900		1900		1900	
Número de carriles, N							1		2		2	
Factor de ajuste por ancho de carril, $f_w$							0.99		1		0.99	
Factor de ajuste por vehículos pesados, $f_{HV}$							1		0.99		0.99	
Factor de ajuste por pendiente, $f_g$							1		1		1	
Factor de ajuste por estacionamiento, $f_p$							1		0.93		1	
Factor de ajuste por bloqueo de buss, $f_{bb}$							1		0.99		0.98	
Factor de ajuste por tipo de área, $f_a$							0.9		0.9		0.9	
Factor de ajuste por utilización de carril, $f_{LU}$							1		0.981		1	
Factor de ajuste por giro a la izquierda, $f_{LT}$							1		0.86		0.95	
Factor de ajuste por giro a la derecha, $f_{RT}$							0.87		0.994		1	
Factor de ajuste por giro a la izq. peatones (p/bike), $f_{Lpb}$							1		0.93		0.82	
Factor de ajuste por giro a la der. peatones (p/bike), $f_{Rpb}$							0.99		0.97		1	
Ajuste de tasa de flujo de saturación, S (Veh/h/carril)												
$S = S_o N f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{Lpb} f_{Rpb}$							1446.79		2385.71		2545	

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

La tabla N° 47 muestra la tasa de flujo ajustado en la tabla N° 46, al igual que la Tasa de flujo de saturación, el tiempo perdido  $t_L$  es calculado considerando  $I1=2$   $Y=3$   $e=2$ , el tiempo efectivo verde  $G=29$  dato del semáforo, la proporción verde es una simple relación entre tiempo verde y el ciclo ( $29/76=0.38$ ), la capacidad es hallado de acuerdo al ecuación N° 13, la proporción X o grado de saturación es calculado en una relación entre tasa de flujo ajustado y capacidad de grupo de carriles, de igual manera la proporción de flujo es calculado con un relación entre tasa de flujo ajustado y tasa de flujo de saturación, el total de tiempo perdido es la suma de  $t_L$  de ambas calles. Y finalmente calculamos la tasa de flujo crítico con la ecuación N° 15.

**Tabla 47: Análisis de capacidad (Intersección N° 3)**

	EB	WB	NB	SB
Número de fase	1	1	2	2
Tipo de fase	P	P	P	P
Grupo de carriles				
Tasa de flujo ajustado, $v$ (Veh/h)		627	651	595
Tasa de flujo de saturación, $S$ (Veh/h/carril)		1446.8	2385.71	2545
Tiempo perdido, $t_L = l_i + Y - e$		3	3	3
Tiempo efectivo verde, $g$ (s), $g = G + Y - t_L$		60	29	28
Proporción verde, $g/C$		0.79	0.38	0.37
Capacidad de grupo de carriles $c = S (g/C)$ , (Veh/h)		1142.20	910.34	937.60
Proporción $X = v/c$		0.55	0.72	0.64
Proporción de flujo, $v/S$		0.433	0.273	0.234
Grupo de carriles críticos /fase				
Sumatoria de proporción de flujo para grupo de carriles críticos, $Y_c = \sum (\text{grupo de carriles críticos}, v/c)$			0.706	
Total de tiempo perdido por ciclo, $L$ (s)			6	
Tasa de flujo crítico para la proporción de capacidad $X_c$ $X_c = (Y_c)(C)/(C - L)$			0.77	

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

La tabla N° 48 nos muestra algunos valores que ya calculamos en las tablas anteriores. La demora uniforme  $d_1$ , es calculado con ecuación N° 18, el factor  $K$  se basa en el tipo de controlador sobre la demora. Para semáforos de tiempo fijo emplea un valor de  $k = 0.50$ . La demora incrementa  $d_2$ , es calculado con la ecuación N° 19 donde  $T = 0.25$  el periodo de análisis,  $I = 1$  considerando la intersección aislada. El factor de progresión  $PF$  se calculó con la ecuación N° 17 ver anexo 5. La demora  $d_3$  se determinó con la ecuación N° 20. La demora en grupo de carriles se determinó con la ecuación N° 16. El nivel de servicio para el grupo de carriles esto de acuerdo a la tabla N° 10. El cálculo de demora por aproximación o acceso se usó la ecuación N° 25. Finalmente la demora en la intersección y el nivel de servicio se determinó con la ecuación N° 26 y la tabla N° 10 respectivamente.

**Tabla 48: Capacidad de grupos de carriles, control de demora, determinación del nivel de servicio (Intersección N° 3)**

	EB	WB	NB	SB
Grupo de carriles				
Tasa de flujo ajustado, v (Veh/h)		627	651	595
Capacidad en grupo de carriles, c (Veh/h)		1142.20	910.34	937.60
Proporción X = v/c		0.55	0.72	0.64
Proporción total verde , g/C		0.79	0.38	0.37
Demora uniforme, d1 (s/veh) $d_1 = \frac{0.5 C \left[1 - \frac{g}{C}\right]^2}{1 - \left[\min(1, X) \frac{g}{C}\right]}$		2.96	20.06	19.71
Calibración de demora incremental K		0.5	0.5	0.5
Demora incremental d2 , (s /veh) $d_2 = 900 T \left[ (X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8KIX}{c T}} \right]$		1.9	4.78	3.27
Demora inicial de la cola d3, (s/veh)		0	0	47.99
Demora uniforme d1, (s/veh)				
Factor de ajuste de progresión , PF		0.914	0.95	0.956
Demora d = d1 (PF)+ d2 + d3 ( s/veh)		4.61	23.80	70.10
Nivel de servicio por grupo de carriles		A	C	E
Demora en acceso dA,(s/veh) $d_A = \frac{\sum(d)(v)}{\sum v}$		4.61	23.80	70.10
Nivel de servicio en acceso		A	C	E
Tasa de flujo en acceso, VA		627	651	595
Demora en intersección, dI ( s/veh) $d_I = \frac{\sum(d_A)(V_A)}{\sum V_A}$		46		<b>D</b>

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

### 3.5.4. Intersección N° 4

En la siguiente tabla se muestra los datos recolectados en campo y los recomendados por la metodología.

**Tabla 49: Datos de entrada (Intersección N° 4)**

Ingreso de Volumen y cronometraje	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	TR
Volumen, V (Veh/h)		120	403	52	227			444	61			
% Vehículos Pesados, % HV		1			1			0				
Factor hora pico, FHP		0.89	0.89	0.89	0.89			0.89	0.89			
Prefijado (P) o Accionado (A)		P	P		P			P	P			
Tiempo perdido en el arranque, I (s)		2			2			2				
Extensión de tiempo efectivo verde, e (s)		2			2			2				
Tipo de llegada, AT		3			3			3				
Aproximación del volumen del peatón, vped (p/h)		1625	498	1625	221			498	221			
Aproximación del volumen del ciclista, vbic (b/h)		0			0			0				
Estacionamiento si o no		NO			NO			NO				
Maniobras en estacionamiento, Nm, (mane./h)		0			0			0				
Vehículos Parados, NB (Micros/h)		16			10			8				
Tiempo mínimo verde por peatones, Gp (s)		19			18			12				

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

En la siguiente tabla se muestra el plan de fase de la intersección N°4 en donde la longitud del ciclo es de 76 segundos para dicha intersección.

**Tabla 50: Plan de fase del semáforo (Intersección N° 4)**

PLAN FASE DE LA SEÑAL						
D I A G R A M A	$\phi 1$	$\phi 2$		$\phi 3$		$\phi 4$
	Jr. Los Incas (Direc. Oeste)	Jr. Cahuide		Jr. Los Incas (Direc. Este)		
				No hay Semáforo		
				Asumiremos		
Cronometraje	G=	29	G=	28	G=	60
	Y=	3	Y=	3	Y=	3
	Parcial	32	Parcial	31	Parcial	63
TIEMPO DE ESPERA (ROJO)		13			Longitud del ciclo : C = 76 seg.	

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

La siguiente tabla muestra el factor de ajuste por giro a la izquierda de vehículos dato necesario para aplicar la ecuación N° 11 y obtener la tasa de flujo de saturación.

**Tabla 51: Factor de ajuste por giro ala izquierda de vehículos Jr. Incas dirección Oeste (Intersección N° 4)**

	EB	WB	NB	SB
Longitud de ciclo,C (s)	76	76		
Total tiempo actual verde para giro a izquierda en el grupo de carriles,G (s)	60	29		
Tiempo verde efectivo permitido para giro a izquierda en el grupo de carriles, g (s)	60	29		
Tiempo verde efectivo en oposición, g <sub>o</sub> (s)	60	29		
Números de carriles en giro a izquierda en grupo de carriles,N	1	1		
Números de carriles en giro a izquierda en oposición en la aproximación,N <sub>o</sub>	1	1		
Tasa de flujo ajustado en giros a izquierda,VLT (Veh/h)	0	59		
Proporción de volúmenes en giros a izquierda en grupo de carriles,PLT	0	0.19		
Proporción de volúmenes en giros a izquierda en grupo de carriles,PLT <sub>o</sub>	0.19	0		
Tasa de flujo ajustado en oposición en aproximación,V <sub>o</sub> (Veh/h)	315	590		
Perdida de tiempo en giro a izquierda en grupo de carriles,t <sub>L</sub>	3	3		

DESARROLLO

volumen de giro a izquierda por ciclo,LTC=(VLT)(C/3600)		1.25		
Flujo en oposición por carril,por ciclo, Volc=Vo (C/3600) (Veh/C/carril)		12.5		
Proporción en oposición del peloton,R <sub>po</sub>		1		
$g_f = G[e^{-0.860(LTC)^{0.629}}] - t_L$ $g_f \leq g$ (excepto para carriles de giros a izquierda)		7.80		
Proporción de cola en oposición $qr_0 = \max[1 - R_{po}(g_0/c), 0]$		0.62		
$g_q = 4.943 * (Volc)^{0.762}(qr_0)^{1.061} - t_L$ $g_q \leq g$		17.3		
$g_u = g - g_q$ si $g_q \geq g_f$				
$g_u = g - g_f$ si $g_q < g_f$		11.71		
$n = \max[(g_q - g_f)/2, 0]$		4.7		
$P_{TH0} = 1 - P_{PL0}$		1		
Vehículos directos equivalentes para giro a la izquierda permitido $E_{L1}$		2.48		
$E_{EL2} = \max((1 - P_{TH0}^n)/P_{LT0}, 1)$		1		
$f_{min} = 2(1 + P_{LT})/g$		0.082		
$g_{diff} = \max((g_q - g_f), 0)$ (excepto cuando el volumen a la izquierda es cero)		9.5		
$f_{LT} = f_m = (g_f/g) + \left(\frac{g_u/g}{1 + P_{LT}(E_{L1} - 1)}\right) + \left(\frac{g_{diff}/g}{1 + P_{LT}(E_{L2} - 1)}\right)$ $f_{min} \leq f_m \leq 1.0$		0.9		

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

La siguiente tabla muestra el factor de ajuste por peatones giro a la izquierda, dato necesario para aplicar la ecuación N° 11 y obtener la tasa de flujo de saturación.

**Tabla 52: Factor de ajuste por peatones giro a la izquierda Jr. Incas dirección Oeste (Intersección N° 4)**

	EB	WE	NB	SB
Longitud del ciclo, C (s)		76		
Tiempo verde efectivo para peatone (s) $g_p$		29		
Volumen del peaton, $v_{ped}$ (p/h)		1625		
$v_{pedg} = v_{ped}(C/g_p)$		4258.1		
$OCC_{pedg} = v_{pedg}/2000$ si $(v_{pedg} \leq 1000)$				
$OCC_{pedg} = 0.4 + v_{pedg}/10000$ si $(1000 < v_{pedg} \leq 5000)$		0.83		
Tiempo de despeje de la cola opuesta, (s) $g_q$		17.3		
Efectivo verde peatonal consumido por la cola vehicular opuesto $g_q/g_p$ si $g_q \geq g_p$ entonces $f_{Lpb} = 1$		0.60		
$OCC_{pedu} = OCC_{pedg}[1 - 0.5(g_q/g_p)]$		0.6		
tasa de flujo Opuesto, $v_o$ (Veh/h)		590		
$OCC_r = OCC_{pedu}e^{-(5/3600)v_o}$		0.26		
Número de carriles receptoras $N_{rec}$		1		
Número de carriles de giro $N_{turn}$		1		
$A_{pbT} = 1 - OCC_r$ si $N_{rec} = N_{turn}$		0.74		
$A_{pbT} = 1 - 0.6(OCC_r)$ si $N_{rec} > N_{turn}$				
Proporción de giro a la Izquierda $P_{LT}$		0.19		
Proporción de giro a la izquierda usando fases protegida $P_{LTA}$		0		
$f_{Ldb} = 1.0 - P_{LT}(1 - A_{pbT})(1 - P_{LTA})$		0.95		

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

**Tabla 53: Factor de ajuste por peatones giro ala derecha Jr. cahuide (Intersección N° 4).**

	EB	WE	NB	SB
Longitud del ciclo, C (s)	76		76	
Tiempo verde efectivo para peatone (s) $g_p$	60		28	
Volumen del peaton, $v_{ped}$ (p/h)	498		221	
Volumen del peaton, $v_{bic}$ (b/h)	0		0	
$v_{pedg} = v_{ped}(C/g_p)$	630.55		599.3	
$OCC_{pedg} = v_{pedg}/2000$ si $(v_{pedg} \leq 1000)$				
$OCC_{pedg} = 0.4 + v_{pedg}/10000$ si $(1000 < v_{pedg} \leq 5000)$	0.46		0.46	
Verde efectivo, g (s)	0		29	
$v_{bicg} = v_{bic}(C/g)$	0		0	
$OCC_{bicg} = 0.02 + v_{bicg}/2700$	0.02		0.02	
$OCC_r = OCC_{pedg} + OCC_{bicg} - (OCC_{pedg}OCC_{bicg})$	0.47		0.47	
Número de carriles receptoras $N_{rec}$	2		1	
Número de carriles de giro $N_{turn}$	1		2	
$A_{pbT} = 1 - OCC_r$ si $N_{rec} = N_{turn}$			0.53	
$A_{pbT} = 1 - 0.6(OCC_r)$ si $N_{rec} > N_{turn}$	0.718			
Proporción de giro a la derecha $P_{RT}$	0.77		0.12	
Proporción de giro a la derecha usando fases protegida $P_{RTA}$	0		0	
$f_{Rdb} = 1.0 - P_{RT}(1 - A_{pbT})(1 - P_{RTA})$	0.78		0.94	

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

En la siguiente tabla se muestra el ajuste del volumen calculado de acuerdo a la ecuación N° 10 y la determinación de la tasa de flujo de saturación de acuerdo con la ecuación N° 11, afectado por todos los factores que intervienen.

**Tabla 54: Ajuste de volumen y la determinación de la tasa de flujo de saturación (Intersección N° 4)**

AJUSTE DE VOLUMEN												
	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volumen, V (Veh/h)	120	403	403	52	227			444	61			
Factor hora pico, FHP	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89			0.886	0.886			
Ajuste de tasa de flujo, $V_p = V/FHP$ (Veh/h)	136	454	454	59	256			501	69			
Grupo de carriles	↓			↑			→					
Ajuste de tasa de flujo en grupo de carriles, v (Veh/h)	590			315.0			570					
Proporción de LT o RT (P <sub>LT</sub> o P <sub>RT</sub> )	0.77			0.19			0.12					
TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN												
Tasa de saturación base S <sub>0</sub> (Veh/h/carril)	1900			1900			1900					
Número de carriles, N	1			1			2					
Factor de ajuste por ancho de carril, f <sub>w</sub>	1.01			0.93			0.97					
Factor de ajuste por vehículos pesados, f <sub>HV</sub>	0.99			0.99			1					
Factor de ajuste por pendiente, f <sub>g</sub>	1			1.000			1					
Factor de ajuste por estacionamiento, f <sub>p</sub>	1			1			1					
Factor de ajuste por bloqueo de buss, f <sub>bb</sub>	0.96			0.96			0.98					
Factor de ajuste por tipo de area, f <sub>a</sub>	0.9			0.9			0.9					
Factor de ajuste por utilización de carril, f <sub>LU</sub>	1			1			0.968					
Factor de ajuste por giro a la izquierda, f <sub>LT</sub>	1			0.9			1					
Factor de ajuste por giro a la derecha, f <sub>RT</sub>	0.90			1			0.98					
Factor de ajuste por giro a la izq. peatones (p/bike), f <sub>LPb</sub>	1			0.95			1					
Factor de ajuste por giro a la der. peatones (p/bike), f <sub>RPb</sub>	0.78			1			0.94					
Ajuste de tasa de flujo de saturación, S (Veh/h/Carril)												
$S = S_0 N f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{LPb} f_{RPb}$	1151.4			1310.3			2916.0					

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

La tabla N° 55 muestra la tasa de flujo ajustado en la tabla N° 54, al igual que la Tasa de flujo de saturación, el tiempo perdido t<sub>L</sub> es calculado considerando I<sub>1</sub>=2 Y=3 e=2, el tiempo efectivo verde G=29 dato del semáforo, la proporción verde es una simple relación entre tiempo verde y el ciclo (29/76=0.38), la capacidad es hallado de acuerdo al ecuación N° 13, la proporción X o grado de saturación es calculado en una relación entre tasa de flujo ajustado y capacidad de grupo de carriles, de igual manera la proporción de flujo es calculado con un relación entre tasa de flujo ajustado y tasa de flujo de saturación, el total de tiempo perdido es la suma de t<sub>L</sub> de ambas calles. Y finalmente calculamos la tasa de flujo crítico con la ecuación N° 15 que también se muestra en la tabla N° 55.

**Tabla 55: Análisis de capacidad (Intersección N° 4)**

	EB	WB	NB	SB
Número de fase	1	1	2	2
Tipo de fase	P	P	P	P
Grupo de carriles				
Tasa de flujo ajustado, $v$ (Veh/h)	590	315	570	
Tasa de flujo de saturación, $S$ (Veh/h/carril)	1151.4	1310.3	2916.0	
Tiempo perdido, $t_L = l_i + Y - e$	3	3	3	
Tiempo efectivo verde, $g$ (s), $g = G + Y - t_L$	60	29	28	
Proporción verde, $g/C$	0.79	0.38	0.37	
Capacidad de grupo de carriles $c = S (g/C)$ , (Veh/h)	909.03	499.97	1074.31	
Proporción $X = v/c$	0.649	0.63	0.531	
Proporción de flujo, $v/S$	0.51	0.24	0.20	
Grupo de carriles críticos /fase				
Sumatoria de proporción de flujo para grupo de carriles críticos, $Y_c = \sum (\text{grupo de carriles críticos}, v/c)$		0.707		
Total de tiempo perdido por ciclo, $L$ (s)		6		
Tasa de flujo crítico para la proporción de capacidad $X_c$ $X_c = (Y_c)(C)/(C - L)$		0.77		

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

La tabla N° 56 nos muestra algunos valores que ya calculamos en las tablas anteriores. La demora uniforme  $d_1$ , es calculado con ecuación N° 18, el factor  $K$  se basa en el tipo de controlador sobre la demora. Para semáforos de tiempo fijo emplea un valor de  $k = 0.50$ . La demora incrementada  $d_2$ , es calculado con la ecuación N° 19 donde  $T = 0.25$  el periodo de análisis,  $I = 1$  considerando la intersección aislada. El factor de progresión  $PF$  se calculó con la ecuación N° 17 ver anexo 5. La demora  $d_3$  se determinó con la ecuación N° 20. La demora en grupo de carriles se determinó con la ecuación N° 16. El nivel de servicio para el grupo de carriles esto de acuerdo a la tabla N° 10. El cálculo de demora por aproximación o acceso se usó la ecuación N° 25. finalmente la demora en la intersección y el nivel de servicio se determinó con la ecuación N° 26 y la tabla N° 10 respectivamente.



**Tabla 56: Capacidad de grupos de carriles, control de demora, determinación del nivel de servicio (Intersección N° 4)**

	EB	WB	NB	SB
Grupo de carriles				
Tasa de flujo ajustado, v (Veh/h)	590	315	570	
Capacidad en grupo de carriles, c (Veh/h)	909.03	499.97	1074.31	
Proporción X = v/c	0.649	0.63	0.531	
Proporción total verde , g/C	0.79	0.38	0.37	
Demora uniforme, d1 (s/veh)				
$d_1 = \frac{0.5 C \left[1 - \frac{g}{C}\right]^2}{1 - \left[\min(1, X) \frac{g}{C}\right]}$	3.45	19.2	18.77	
Calibración de demora incremental K	0.5	0.5	0.5	
Demora incremental d2 , (s /veh)				
$d_2 = 900 T \left[ (X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8KIX}{c T}} \right]$	3.58	5.92	1.88	
Demora inicial de la cola d3, (s/veh)	49.5	0	0	
Demora uniforme d1, (s/veh)	3.45	19.2	18.77	
Factor de ajuste de progresión , PF	0.914	0.969	0.990	
Demora d = d1 (PF)+ d2 + d3 ( s/veh)	56.2	24.5	20	
Nivel de servicio por grupo de carriles	E	C	C	
Demora en acceso dA,(s/veh)				
$d_A = \frac{\sum(d)(v)}{\sum v}$	56	25	20	
Nivel de servicio en acceso	E	C	C	
Tasa de flujo en acceso, VA	590	315	570	
Demora en intersección, dI ( s/veh)				
$d_I = \frac{\sum(d_A)(V_A)}{\sum V_A}$		36		<b>D</b>

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

### 3.6. MEDIDA DIRECTA DE TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN

Para la medida de la tasa de flujo de saturación en campo usaremos la ecuación N° 3. Y para la obtención de datos nos apoyaremos en una cámara de grabación. Nos ubicaremos en el lugar donde se note la línea de parada o cualquier otra referencia. Para el procesamiento usamos el programa de edición Magix Pro.

En las siguientes tablas podemos observar resúmenes de la tasa de flujo de saturación medido en campo los detalles observar en el anexo 2.

**Tabla 57: Valores medidos Av. Tacna (Intersección N° 1)**

Nº DÍA	FECHA	TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN
DÍA 1	04/06/2018	2208
DÍA 2	05/06/2018	2222
DÍA 3	06/06/2018	2182
DÍA 4	07/06/2018	2346
DÍA 5	08/06/2018	2196
TOTAL		11154
<b>PROMEDIO</b>		<b>2231</b>

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

**Tabla 58: Valores medidos Jr. Libertad (Intersección N° 1)**

Nº DÍA	FECHA	TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN
DÍA 1	04/06/2018	1065
DÍA 2	05/06/2018	1108
DÍA 3	06/06/2018	1091
DÍA 4	07/06/2018	1056
DÍA 5	08/06/2018	1104
TOTAL		5424
<b>PROMEDIO</b>		<b>1085</b>

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

**Tabla 59: Valores medidos Av. Tacna (Intersección N° 2)**

Nº DÍA	FECHA	TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN
DÍA 1	04/06/2018	2106
DÍA 2	05/06/2018	2068
DÍA 3	06/06/2018	2188
DÍA 4	07/06/2018	2118
DÍA 5	08/06/2018	2136
TOTAL		10616
<b>PROMEDIO</b>		<b>2123</b>

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo



**Tabla 60: Valores medidos Jr. Arbulú (Intersección N° 2)**

N° DÍA	FECHA	TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN
DÍA 1	04/06/2018	1014
DÍA 2	05/06/2018	1003
DÍA 3	06/06/2018	1011
DÍA 4	07/06/2018	1008
DÍA 5	08/06/2018	1006
TOTAL		5042
<b>PROMEDIO</b>		<b>1008</b>

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

**Tabla 61: Valores medidos Av. Tacna (Intersección N° 3)**

N° DÍA	FECHA	TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN
DÍA 1	04/06/2018	2074
DÍA 2	05/06/2018	2034
DÍA 3	06/06/2018	2006
DÍA 4	07/06/2018	1988
DÍA 5	08/06/2018	2040
TOTAL		10142
<b>PROMEDIO</b>		<b>2028</b>

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

**Tabla 62: Valores medidos Av. La torre (Intersección N° 3)**

N° DÍA	FECHA	TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN
DÍA 1	04/06/2018	2068
DÍA 2	05/06/2018	2040
DÍA 3	06/06/2018	2080
DÍA 4	07/06/2018	2064
DÍA 5	08/06/2018	2022
TOTAL		10274
<b>PROMEDIO</b>		<b>2055</b>

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

**Tabla 63: Valores medidos Jr. Los Incas (Intersección N° 4)**

N° DÍA	FECHA	TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN
DÍA 1	04/06/2018	1111
DÍA 2	05/06/2018	1108
DÍA 3	06/06/2018	1088
DÍA 4	07/06/2018	1173
DÍA 5	08/06/2018	1078
TOTAL		5558
<b>PROMEDIO</b>		<b>1112</b>

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo



**Tabla 64: Valores medidos Jr. Cahuide (Intersección N° 4)**

N° DÍA	FECHA	TASA DE FLUJO DE STURACIÓN
DÍA 1	04/06/2018	2278
DÍA 2	05/06/2018	2272
DÍA 3	06/06/2018	2286
DÍA 4	07/06/2018	2384
DÍA 5	08/06/2018	2142
TOTAL		11362
<b>PROMEDIO</b>		<b>2272</b>

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

### 3.7. DETERMINACIÓN DE LA DEMORA Y NIVEL DE SERVICIO UTILIZANDO LA TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN REAL.

A continuación, se presenta la proporción de capacidad crítico, demora y nivel de servicio utilizando la tasa de flujo de saturación medido en campo.

#### • Intersección N° 1

**Tabla 65: Análisis de capacidad Av. Tacna – Jr. Libertad**

	EB	WB	NB	SB
Número de fase	1	1	2	2
Tipo de fase	P	P	P	P
Grupo de carriles				
Tasa de flujo ajustado, $v$ (Veh/h)	372		821	
Tasa de flujo de saturación, $S$ (Veh/h/carril)	1085.00		2231.00	
Tiempo perdido, $t_L = I_1 + Y - e$	4		4	
Tiempo efectivo verde, $g$ (s), $g = G + Y - t_L$	23		30	
Proporción verde, $g/C$	0.38		0.49	
Capacidad de grupo de carriles $c = S (g/C)$ , (Veh/h)	409.10		1097.2	
Proporción $X = v/c$	0.909		0.748	
Proporción de flujo, $v/S$	0.343		0.368	
Grupo de carriles críticos /fase				
Sumatoria de proporción de flujo para grupo de carriles críticos, $Y_c = \sum (\text{grupo de carriles críticos}, v/c)$		0.711		
Total de tiempo perdido por ciclo, $L$ (s)		8		
Tasa de flujo crítico para la prorcion de capaidad $X_c$ $X_c = (Y_c)(C)/(C - L)$		0.82		

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

**Tabla 66: Capacidad de grupos de carriles, control de demora, determinación del nivel de servicio Av. Tacna – Jr. Libertad**

	EB	WB	NB	SB
Grupo de carriles				
Tasa de flujo ajustado, v (Veh/h)	372		821	
Capacidad en grupo de carriles, c (Veh/h)	409.10		1097.21	
Proporción $X = v/c$	0.909		0.748	
Proporción total verde, $g/C$	0.38		0.49	
Demora uniforme, d1 (s/veh)				
$d_1 = \frac{0.5 C \left[ 1 - \frac{g}{C} \right]^2}{1 - \left[ \min(1, X) \frac{g}{C} \right]}$	17.91		12.52	
Calibración de demora incremental K	0.5		0.5	
Demora incremental d2, (s /veh)				
$d_2 = 900 T \left[ (X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8KIX}{c T}} \right]$	26.63		4.68	
Demora inicial de la cola d3, (s/veh)	0		0	
Demora uniforme d1, (s/veh)				
Factor de ajuste de progresión, PF	0.96		0.93	
Demora $d = d1 (PF) + d2 + d3$ (s/veh)	43.86		16.340	
Nivel de servicio por grupo de carriles	D		B	
Demora en acceso dA,(s/veh)				
$d_A = \frac{\sum(d)(v)}{\sum v}$	43.9		16.3	
Nivel de servicio en acceso	D		B	
Tasa de flujo en acceso, VA	372		821	
Demora en intersección, dI (s/veh)				
$d_I = \frac{\sum(d_A)(V_A)}{\sum V_A}$		25		C

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

• **Intersección N° 2**

A continuación, se presenta la proporción de capacidad crítico, demora y nivel de servicio utilizando la tasa de flujo de saturación medido en campo.

**Tabla 67: Análisis de capacidad Av. Tacna – Jr. Arbulú**

	EB	WB	NB	SB
Número de fase	1	1	2	2
Tipo de fase	P	P	P	P
Grupo de carriles	↓		→ ↘	
Tasa de flujo ajustado, $v$ (Veh/h)	287		772	
Tasa de flujo de saturación, $S$ (Veh/h/carril)	1008.00		2106.00	
Tiempo perdido, $t_L = l_i + Y - e$	3		3	
Tiempo efectivo verde, $g$ (s), $g = G + Y - t_L$	29		29	
Proporción verde, $g/C$	0.38		0.38	
Capacidad de grupo de carriles $c = S (g/C)$ , (Veh/h)	384.63		803.61	
Proporción $X = v/c$	0.746		0.961	
Proporción de flujo, $v/S$	0.285		0.367	
Grupo de carriles críticos /fase				
Sumatoria de proporción de flujo para grupo de carriles críticos, $Y_c = \sum (\text{grupo de carriles críticos}, v/c)$		0.652		
Total de tiempo perdido por ciclo, $L$ (s)		6		
Tasa de flujo crítico para la prorcion de capacidad $X_c$ $X_c = (Y_c)(C)/(C - L)$		0.71		

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

**Tabla 68: Capacidad de grupos de carriles, control de demora, determinación del nivel de servicio Av. Tacna – Jr. Arbulú.**

	EB	WB	NB	SB
Grupo de carriles	↓		→ →	
Tasa de flujo ajustado, v (Veh/h)	287		772	
Capacidad en grupo de carriles, c (Veh/h)	384.63		803.61	
Proporción $X = v/c$	0.746		0.961	
Proporción total verde , g/C	0.38		0.38	
Demora uniforme, d1 (s/veh)	20.39		23.01	
$d_1 = \frac{0.5 C \left[ 1 - \frac{g}{C} \right]^2}{1 - \left[ \min(1, X) \frac{g}{C} \right]}$				
Calibración de demora incremental K	0.5		0.5	
Demora incremental d2 , (s /veh)	12.4		23.56	
$d_2 = 900 T \left[ (X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8KIX}{c T}} \right]$				
Demora inicial de la cola d3, (s/veh)	0		0	
Demora uniforme d1, (s/veh)				
Factor de ajuste de progresión , PF	1		1.05	
Demora d = d1 (PF)+ d2 + d3 ( s/veh)	32.79		47.72	
Nivel de servicio por grupo de carriles	C		D	
Demora en acceso dA,(s/veh)	32.79		47.72	
$d_A = \frac{\sum(d)(v)}{\sum v}$				
Nivel de servicio en acceso	C		D	
Tasa de flujo en acceso, VA	287		772	
Demora en intersección, dI ( s/veh)		44		<b>D</b>
$d_I = \frac{\sum(d_A)(V_A)}{\sum V_A}$				




FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo



• **Intersección N° 3**

A continuación, se presenta la proporción de capacidad crítico, demora y nivel de servicio utilizando la tasa de flujo de saturación medido en campo.

**Tabla 69: Análisis de capacidad Av. Tacna – Av. La Torre- Jr. Los Incas**

	EB	WB	NB	SB
Número de fase	1	1	2	2
Tipo de fase	P	P	P	P
Grupo de carriles				
Tasa de flujo ajustado, $v$ (Veh/h)		627	651	595
Tasa de flujo de saturación, $S$ (Veh/h/carril)		1446.8	2028.00	2055
Tiempo perdido, $t_L = I_1 + Y - e$		3	3	3
Tiempo efectivo verde, $g$ (s), $g = G + Y - t_L$		60	29	28
Proporción verde, $g/C$		0.79	0.38	0.37
Capacidad de grupo de carriles $c = S (g/C)$ , (Veh/h)		1142.20	773.84	757.11
Proporción $X = v/c$		0.55	0.84	0.79
Proporción de flujo, $v/S$		0.433	0.321	0.29
Grupo de carriles críticos /fase				
Sumatoria de proporción de flujo para grupo de carriles críticos, $Y_c = \sum (\text{grupo de carriles críticos}, v/c)$			0.754	
Total de tiempo perdido por ciclo, $L$ (s)			6	
Tasa de flujo crítico para la proporción de capacidad $X_c$ $X_c = (Y_c)(C)/(C - L)$			0.82	

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

**Tabla 70: Capacidad de grupos de carriles, control de demora, determinación del nivel de servicio Av. Tacna - Av. La Torre - Jr. Los Incas**

	EB	WB	NB	SB
Grupo de carriles				
Tasa de flujo ajustado, v (Veh/h)		627	651	595
Capacidad en grupo de carriles, c (Veh/h)		1142.20	773.84	757.11
Proporción X = v/c		0.55	0.84	0.79
Proporción total verde , g/C		0.79	0.38	0.37
Demora uniforme, d1 (s/veh) $d_1 = \frac{0.5 C \left[1 - \frac{g}{C}\right]^2}{1 - \left[\min(1, X) \frac{g}{C}\right]}$		2.96	21.47	21.27
Calibración de demora incremental K		0.5	0.5	0.5
Demora incremental d2 , (s /veh) $d_2 = 900 T \left[ (X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8KIX}{c T}} \right]$		1.9	10.7	8.06
Demora inicial de la cola d3, (s/veh)		0	0	59.44
Demora uniforme d1, (s/veh)				
Factor de ajuste de progresión , PF		0.914	0.95	0.956
Demora d = d1 (PF)+ d2 + d3 ( s/veh)		4.61	31.06	87.83
Nivel de servicio por grupo de carriles		A	C	F
Demora en acceso dA,(s/veh) $d_A = \frac{\sum(d)(v)}{\sum v}$		4.61	31.06	87.83
Nivel de servicio en acceso		A	C	F
Tasa de flujo en acceso, VA		627	651	595
Demora en intersección, dI ( s/veh) $d_I = \frac{\sum(d_A)(V_A)}{\sum V_A}$		58		<b>E</b>

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

• **Intersección N° 4**

A continuación, se presenta la proporción de capacidad crítico, demora y nivel de servicio utilizando la tasa de flujo de saturación medido en campo.

**Tabla 71: Análisis de capacidad Jr. Los Incas – Jr. Cahuide**

	EB	WB	NB	SB
Número de fase	1	1	2	2
Tipo de fase	P	P	P	P
Grupo de carriles				
Tasa de flujo ajustado, $v$ (Veh/h)	590	315	570	
Tasa de flujo de saturación, $S$ (Veh/h/carril)	1151.4	1112.0	2272.0	
Tiempo perdido, $t_L = l_i + Y - e$	3	3	3	
Tiempo efectivo verde, $g$ (s), $g = G + Y - t_L$	60	29	28	
Proporción verde, $g/C$	0.79	0.38	0.37	
Capacidad de grupo de carriles $c = S (g/C)$ , (Veh/h)	909.03	424.32	837.05	
Proporción $X = v/c$	0.649	0.742	0.681	
Proporción de flujo, $v/S$	0.51	0.283	0.25	
Grupo de carriles críticos /fase				
Sumatoria de proporción de flujo para grupo de carriles críticos, $Y_c = \sum (\text{grupo de carriles críticos}, v/c)$		0.763		
Total de tiempo perdido por ciclo, $L$ (s)		6		
Tasa de flujo crítico para la proporción de capacidad $X_c$ $X_c = (Y_c)(C)/(C - L)$		0.83		

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

**Tabla 72: Capacidad de grupos de carriles, control de demora, determinación del nivel de servicio Jr. Los Incas – Jr. Cahuide.**

	EB	WB	NB	SB
Grupo de carriles				
Tasa de flujo ajustado, v (Veh/h)	590	315	570	
Capacidad en grupo de carriles, c (Veh/h)	909.03	424.32	837.05	
Proporción $X = v/c$	0.649	0.742	0.681	
Proporción total verde , g/C	0.79	0.38	0.37	
Demora uniforme, d1 (s/veh)				
$d_1 = \frac{0.5 C \left[1 - \frac{g}{C}\right]^2}{1 - \left[\min(1, X) \frac{g}{C}\right]}$	3.45	20.34	20.16	
Calibración de demora incremental K	0.5	0.5	0.5	
Demora incremental d2 , (s /veh)				
$d_2 = 900 T \left[ (X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8KIX}{c T}} \right]$	3.58	11.13	4.45	
Demora inicial de la cola d3, (s/veh)	55.5	0	0	
Demora uniforme d1, (s/veh)	3.45	20.34	20.16	
Factor de ajuste de progresión , PF	0.914	0.969	0.990	
Demora d = d1 (PF)+ d2 + d3 ( s/veh)	62.2	30.8	24	
Nivel de servicio por grupo de carriles	E	C	C	
Demora en acceso dA,(s/veh)				
$d_A = \frac{\sum(d)(v)}{\sum v}$	62	31	24	
Nivel de servicio en acceso	E	C	C	
Tasa de flujo en acceso, VA	590	315	570	
Demora en intersección, dI ( s/veh)				
$d_I = \frac{\sum(d_A)(V_A)}{\sum V_A}$		41		<b>D</b>

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo



### 3.8. DETERMINACIÓN DE LA TASA FLUJO DE SATURACIÓN IDEAL DE LAS CUATRO INTERSECCIONES

A partir de la ecuación N° 11 determinaremos la tasa de flujo de saturación ideal, es decir en vez de multiplicar por todos los factores ajuste, vamos a dividir a la tasa de flujo de saturación que medimos en campo. El valor promedio insertaremos en el programa.

**Tabla 73: Determinación de la tasa flujo de saturación ideal.**

<b>INTERSECCIÓN N° 1</b>				
	<b>TASA REAL</b>	<b>FACTOR DE AJUSTE</b>	<b>TASA IDEAL</b>	<b>PROMEDIO</b>
AV. TACNA	2231	1.42	1571	1599
JR. LIBERTAD	1085	0.67	1626	
<b>INTERSECCIÓN N° 2</b>				
	<b>TASA REAL</b>	<b>FACTOR DE AJUSTE</b>	<b>TASA IDEAL</b>	<b>PROMEDIO</b>
AV. TACNA	2123	1.44	1473	1377
JR. ARBULÚ	1008	0.79	1281	
<b>INTERSECCIÓN N° 3</b>				
	<b>TASA REAL</b>	<b>FACTOR DE AJUSTE</b>	<b>TASA IDEAL</b>	<b>PROMEDIO</b>
AV. TACNA	2028	1.26	1615	1575
AV. LA TORRE	2055	1.34	1534	
<b>INTERSECCIÓN N° 4</b>				
	<b>TASA REAL</b>	<b>FACTOR DE AJUSTE</b>	<b>TASA IDEAL</b>	<b>PROMEDIO</b>
JR. LOS INCAS	1112	0.69	1612	1546
JR. CAHUIDE	2272	1.53	1481	
<b>TASA DE FLUJO SATURACIÓN IDEAL (veh/h/carril)</b>				<b>1524</b>

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo



### 3.9. APLICACIÓN DE SYNCHRO V.8.

A continuación, iniciaremos con la aplicación del programa Synchro v.8, para esto insertaremos los siguientes datos que mencionaremos:

- Volumen Vehicular en todos sus movimientos.
- Ancho de la Vía.
- Pendiente.
- % de vehículos Pesados.
- Volumen Peatonal.
- Factor Hora pico.
- N° de maniobras por estacionamientos.
- N° de Bloqueos de vehículos.
- Fases de los semáforos.
- Tasa de flujo de saturación real.

Todos estos datos mencionados ya fueron utilizados con la metodología HCM 2000, son conocidos, por lo cual solo mostraremos los resultados obtenidos, en su primer escenario utilizando la tasa de flujo de saturación ideal de 1900 veh/h./carril, luego aplicando la tasa de flujo de saturación real.

- **Intersecciones N° 1, N° 2, N° 3, N° 4 (Con Tasa de flujo de Saturación de ideal de 1900 veh/h/carril)**

En la siguiente figura se aprecia las demoras generadas utilizando la tasa de flujo de saturación ideal o base de 1900 veh/h/carril. Cabe mencionar que las demoras son en segundos.

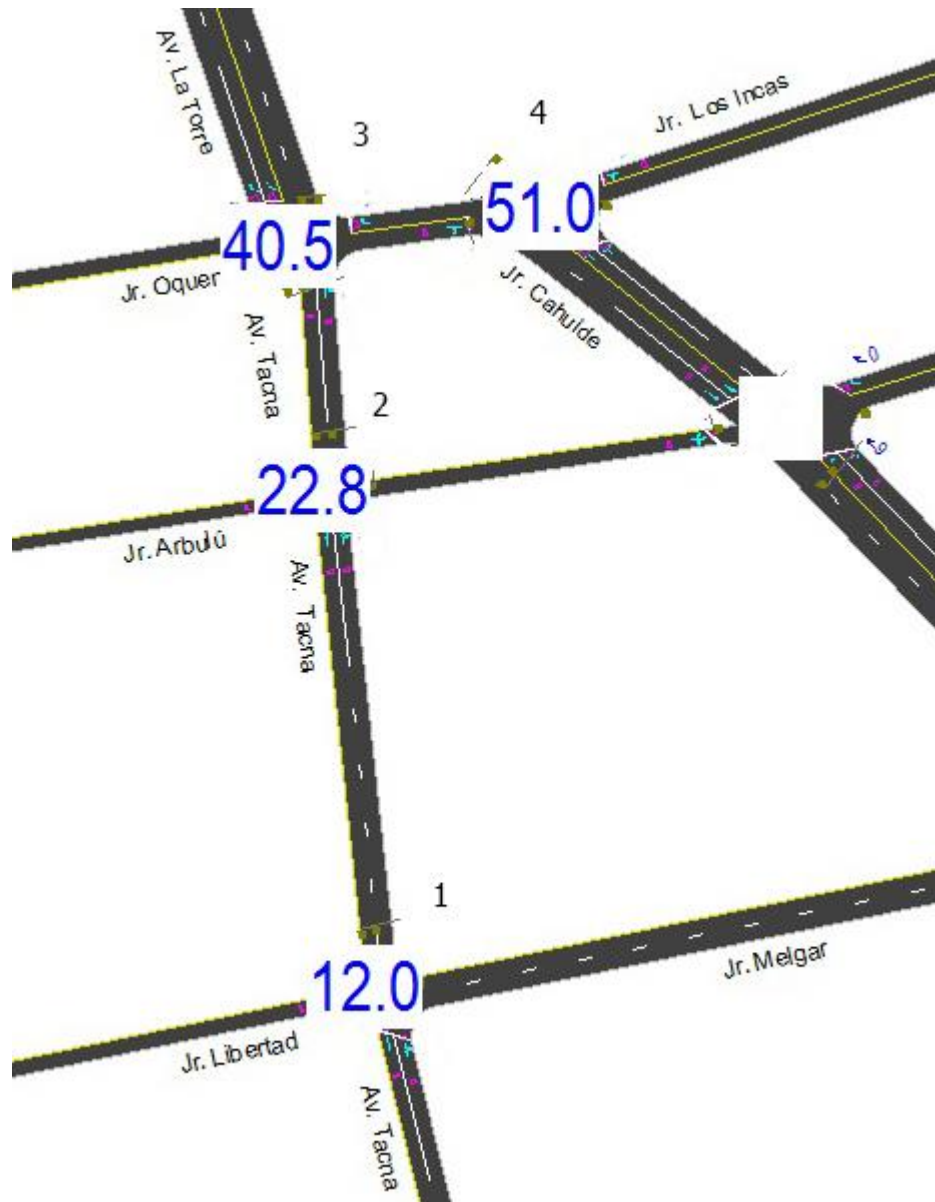


Figura 12. Demora de los cuatro intersecciones con Tasa ideal

En la siguiente figura se aprecia los niveles de servicio generados utilizando la tasa de flujo de saturación ideal o base de 1900 veh./h/carril. Cabe mencionar que las nomenclaturas serán comparadas más adelante.

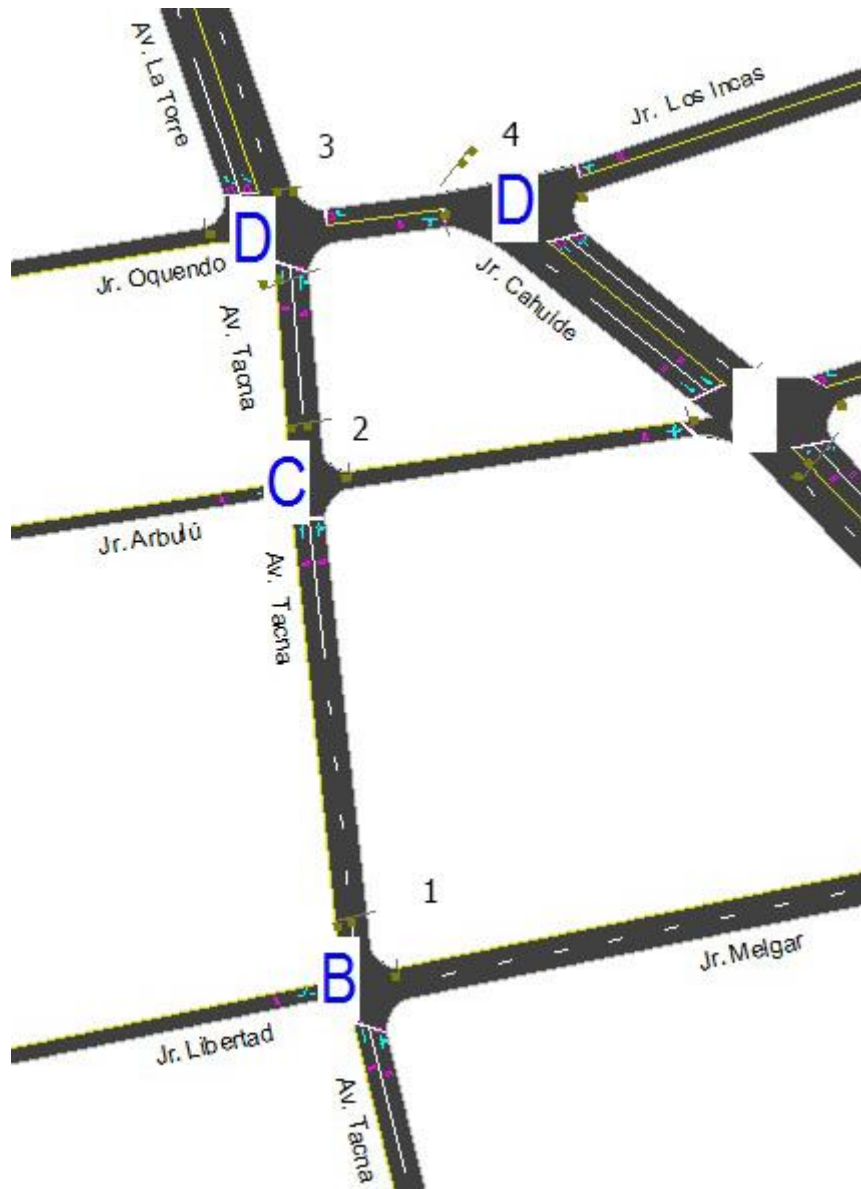


Figura 13. Nivel de servicio de los cuatro intersecciones con Tasa ideal



- **Intersecciones N° 1, N° 2, N° 3, N° 4 (Con Tasa de flujo de Saturación de Real).**

En la siguiente figura se aprecia las demoras generadas utilizando la tasa de flujo de saturación real. Cabe mencionar que las demoras son en segundos.

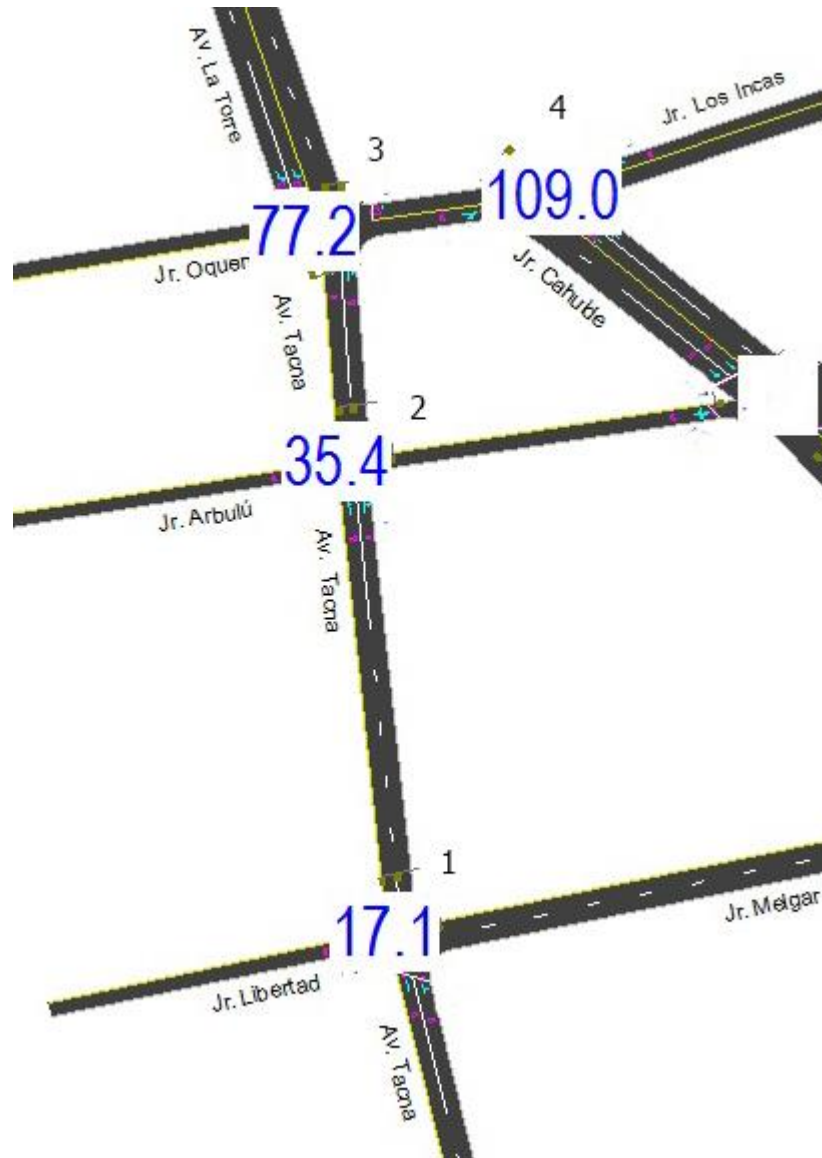


Figura 14. Demora de los cuatro intersecciones con Tasa Real

En la siguiente figura se aprecia los niveles de servicio generados utilizando la tasa de flujo de saturación real. Cabe mencionar que las nomenclaturas serán comparadas más adelante.

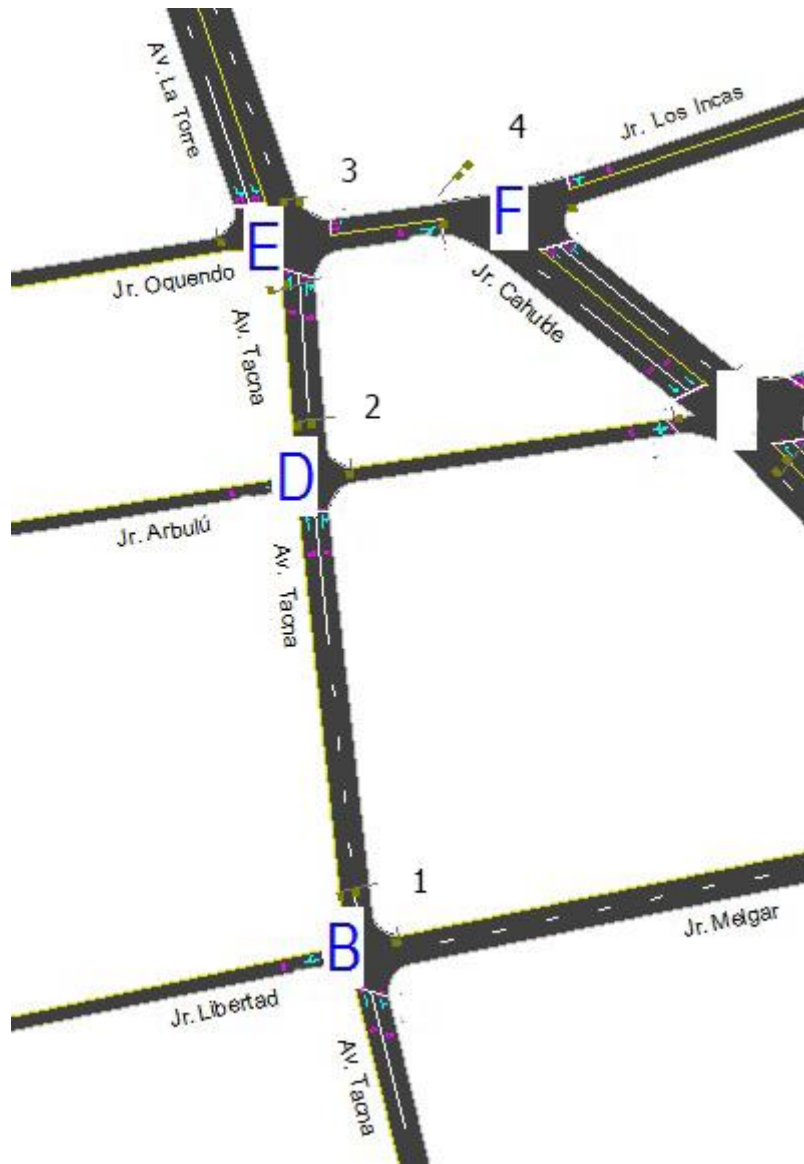


Figura 15. Nivel de servicio de los cuatros intersecciones con Tasa Real

### 3.10. DETERMINACIÓN DEL CICLO ÓPTIMO

Observando la figura N° 15 la intersección N° 4 y N° 3 son los más críticos, por lo cual tomaremos los datos de la intersección N° 4, para calcular el ciclo óptimo y los tiempos de cada fase. La ecuación que utilizaremos será la siguiente.

$$C_0 = \frac{1.5 * t_L + 5}{1 - \Sigma Y_i} \quad \dots \dots \dots \text{Ecu. N° 40}$$

Donde:

$C_0$  : Ciclo óptimo

$t_L$ : Tiempo perdido

$\Sigma Y_i$  : Sumatoria de relaciones de flujo crítico

Datos de la intersección N° 4:

Tiempo perdido:  $t_L = 6$

Sumatoria de relaciones de flujo crítico:  $\Sigma Y_i = 0.76$

Reemplazamos en la anterior ecuación:

$$C_0 = 58 \text{ seg.}$$

Ahora calcularemos las fases con la siguiente expresión.

$$G_n = \frac{Y_n * (C_0 - t_L)}{\Sigma Y_i} \quad \dots \dots \dots \text{Ecu. N° 41}$$

Donde:

$G_n$  = Tiempo verde para el valor correspondiente del flujo “n”

$Y_n$  = Flujo “n”

Datos de la intersección N° 4: como son tres accesos tendremos tres valores. Primero calcularemos n=2 seguido de n=3 y n=1 será la sumatoria de los dos anteriores, esto por ser crítico.

$$Y_2 = 0.25 \quad \text{reemplazando en la ecu. N° 41} \quad G_2 = 17$$

$Y_3 = 0.28$  reemplazando en la ecu. N° 41  $G_3 = 19$

$Y_1 = 17+19+3$  por ser crítico  $G_1 = 39$

Además, el tiempo por peatones según la tabla N° 36 los valores son:

$G_p = (19+18+12)/3 = 16$  seg. El cual será incluido en las fases del semáforo

Tiempo de espera.

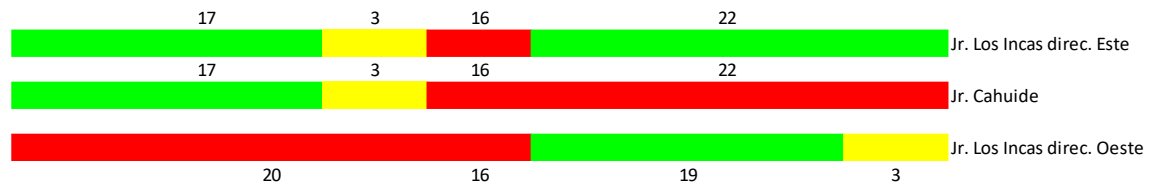


Figura 16. Diagrama de fase de los semáforos Optimizado de la intersección N° 4

A continuación, presentamos las fases optimizados para las tres intersecciones restantes, cabe mencionar que la longitud de ciclo es 54 segundos.

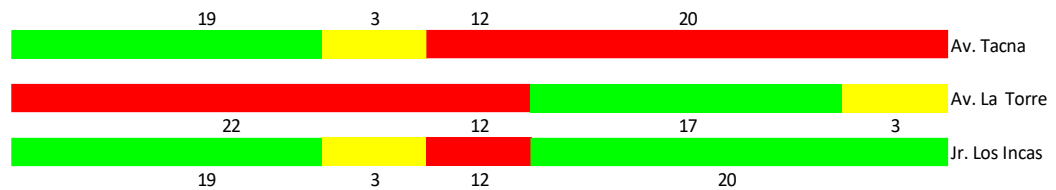


Figura 17. Diagrama de fase de los semáforos Optimizado de la intersección N° 3

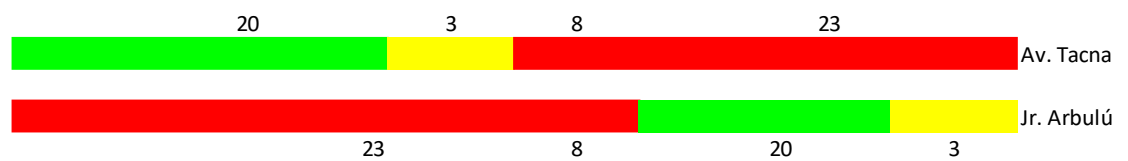


Figura 18. Diagrama de fase de los semáforos Optimizado de la intersección N° 2

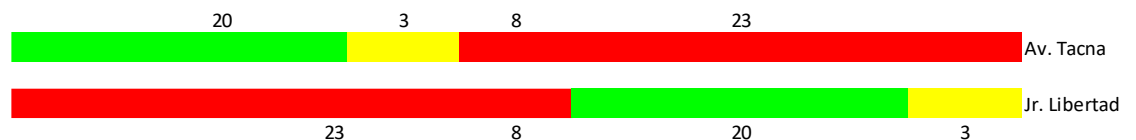


Figura 19. Diagrama de fase de los semáforos Optimizado de la intersección N° 1

## DEMORA DE LAS INTERSECCIONES N° 1, N° 2, N° 3, N° 4 OPTIMIZADAS

En la siguiente figura podemos observar las demoras de las cuatro intersecciones optimizadas, determinado con la tasa de flujo de saturación real, sin antes mencionar que la longitud del ciclo de la intersección N° 1, N° 2, N° 3 es igual a 54 segundos y la intersección N° 4 es de 58 segundos, esto, para variar la reacción del conductor a la señal en vista de que hay espacio corto entre la intersección N° 4 y N° 3.

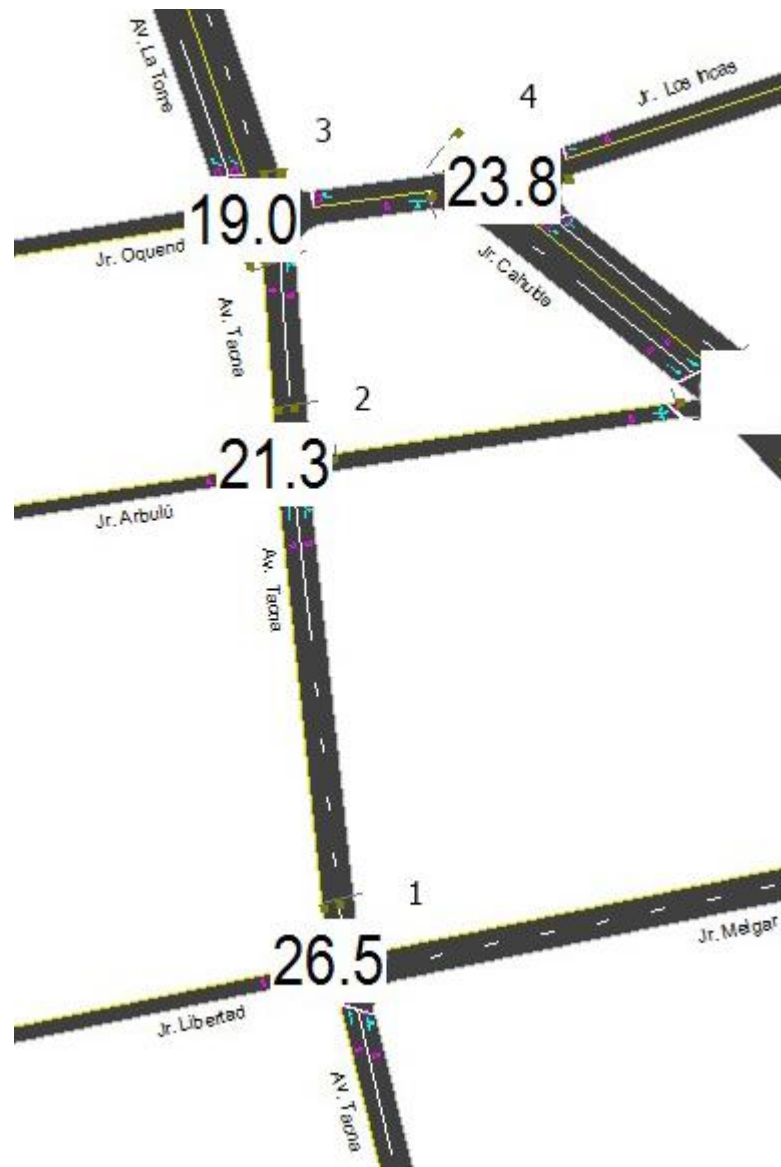


Figura 20. Demoras Optimizados de las intersección N° 1, N° 2, N°3, N° 4.

## NIVELES DE SERVICIOS DE LAS INTERSECCIONES N° 1, N° 2, N° 3, N° 4 OPTIMIZADAS.

En la siguiente figura podemos observar los niveles de servicios generados por las demoras de la anterior figura.

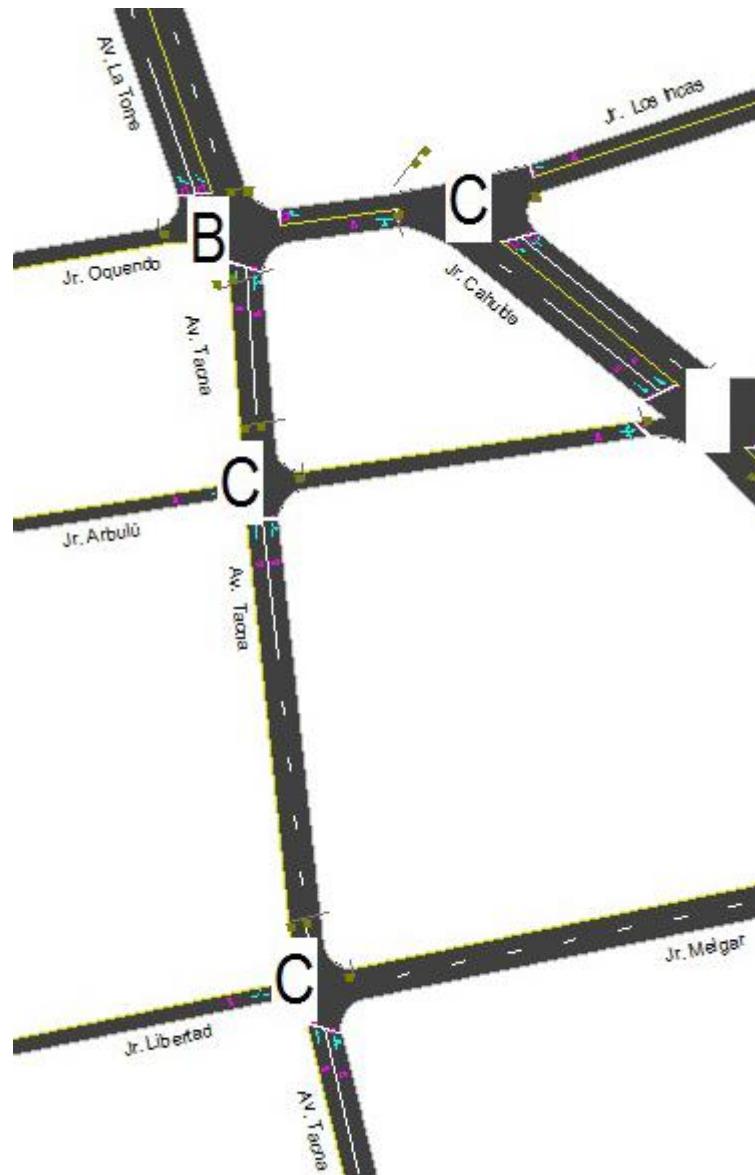


Figura 21. Niveles de Servicios Optimizados de las intersecciones N° 1, N° 2, N°3, N° 4

A continuación, presentamos un resumen de los objetivos planteados en esta investigación para un mayor entendimiento.



**Tabla 74: Resumen de la proporción crítico determinado con la metodología HCM 2000**

	PROPORCIÓN CRÍTICO Xc CON HCM TASA IDEAL DE 1900 Veh/h/carril	PROPORCIÓN CRÍTICO Xc CON HCM TASA REAL
INTERSECCIÓN Nº 1	0.69	0.82
INTERSECCIÓN Nº 2	0.51	0.71
INTERSECCIÓN Nº 3	0.77	0.82
INTERSECCIÓN Nº 4	0.77	0.83
<b>PROMEDIO</b>	0.69	0.80

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

**Tabla 75: Resumen de la proporción crítico determinado con Synchro v.8**

	PROPORCIÓN CRÍTICO Xc CON SYNCHRO TASA IDEAL DE 1900 Veh/h/carril	PROPORCIÓN CRÍTICO Xc CON SYNCHRO TASA REAL
INTERSECCIÓN Nº 1	0.64	0.79
INTERSECCIÓN Nº 2	0.66	0.9
INTERSECCIÓN Nº 3	0.71	0.87
INTERSECCIÓN Nº 4	0.67	0.83
<b>PROMEDIO</b>	0.67	0.85

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

**Tabla 76: Resumen de las demoras y del nivel de servicio determinado con la metodología HCM 2000**

	DEMORA CON HCM TASA IDEAL DE 1900 Veh/h/carril	NIVEL DE SERVICIO	DEMORA CON HCM TASA REAL	NIVEL DE SERVICIO
INTERSECCIÓN Nº 1	17	B	25	C
INTERSECCIÓN Nº 2	25	C	44	D
INTERSECCIÓN Nº 3	46	D	58	E
INTERSECCIÓN Nº 4	36	D	41	D
<b>PROMEDIO</b>	31	C	42	D

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo



**Tabla 77: Resumen de las demoras y del Nivel de Servicio determinado con Synchro v.8**

	DEMORA CON SYNCHRO TASA IDEAL DE 1900 Veh/h/carril	NIVEL DE SERVICIO	DEMORA CON SYNCHRO TASA REAL	NIVEL DE SERVICIO
INTERSECCIÓN Nº 1	12	B	17.1	B
INTERSECCIÓN Nº 2	22.8	C	35.4	D
INTERSECCIÓN Nº 3	40.5	D	77.2	E
INTERSECCIÓN Nº 4	51	D	109	F
<b>PROMEDIO</b>	32	C	60	E

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

**Tabla 78: Resumen de las demoras y del Nivel de Servicio Optimizado con Synchro v.8**

	DEMORA CON SYNCHRO TASA REAL	NIVEL DE SERVICIO	DEMORA OPTIMIZADO SYNCHRO TASA REAL	NIVEL DE SERVICIO
INTERSECCIÓN Nº 1	17.1	B	26.5	C
INTERSECCIÓN Nº 2	35.4	D	21.3	C
INTERSECCIÓN Nº 3	77.2	E	19	B
INTERSECCIÓN Nº 4	109	F	23.8	C
<b>PROMEDIO</b>	60	E	23	C

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

**Tabla 79: Resumen de las Tasa de flujo de saturación ideal de las cuatro intersecciones**

Nº DE LA INTERSECCIÓN	TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN IDEAL
INTERSECCIÓN Nº 1	1599
INTERSECCIÓN Nº 2	1377
INTERSECCIÓN Nº 3	1575
INTERSECCIÓN Nº 4	1546
<b>PROMEDIO (veh/h/carril)</b>	1524

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo



## CAPÍTULO IV

### RESULTADOS Y DISCUSIÓN

#### 4.1. RESULTADOS

A continuación, presentaremos los siguientes escenarios para la intersección N° 2: Resultados de HCM 2000 con tasa de flujo de saturación ideal, Resultados de Synchro v.8 con tasa de flujo de saturación ideal, Resultados de HCM 2000 con tasa de flujo de saturación real, Resultados de Synchro v.8 con tasa de flujo de saturación real.

En la figura N° 22 observamos la variación de la relación v/c crítico calculado por HCM 2000 para intersección N° 2, esta variación nos dice que el 51 % de la capacidad de la intersección está siendo usada cuando en realidad es 71 %. La variación representa el 39.22 %.

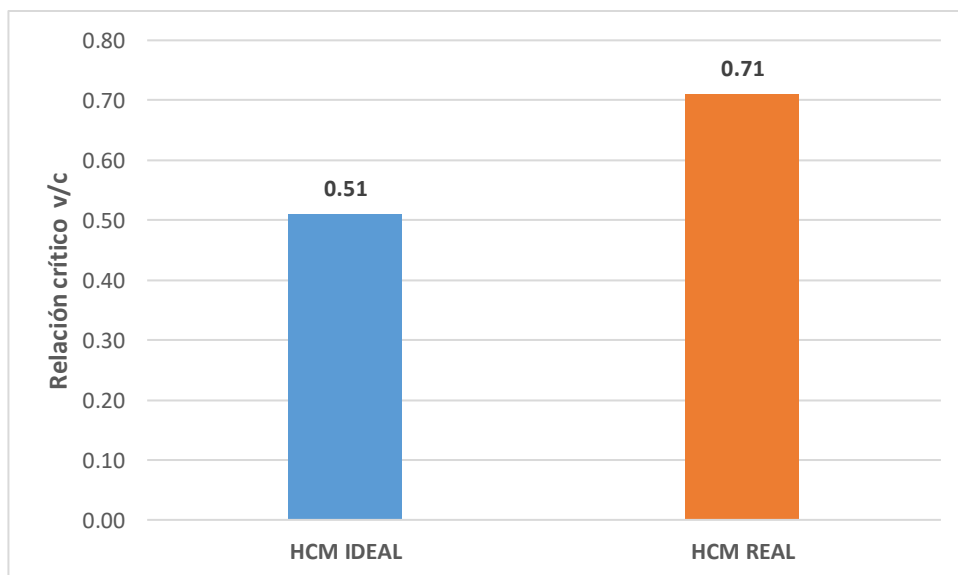


Figura 22. Variación de la relación v/c crítico de la intersección N° 2 (HCM 2000)

En la figura N° 23 observamos la variación de la relación v/c crítico calculado por Synchro v.8 para la intersección N°2, esta variación nos dice que el 66 % de la capacidad de la intersección está siendo usado, cuando en realidad es 90 %. La variación representa el 36.36 %.

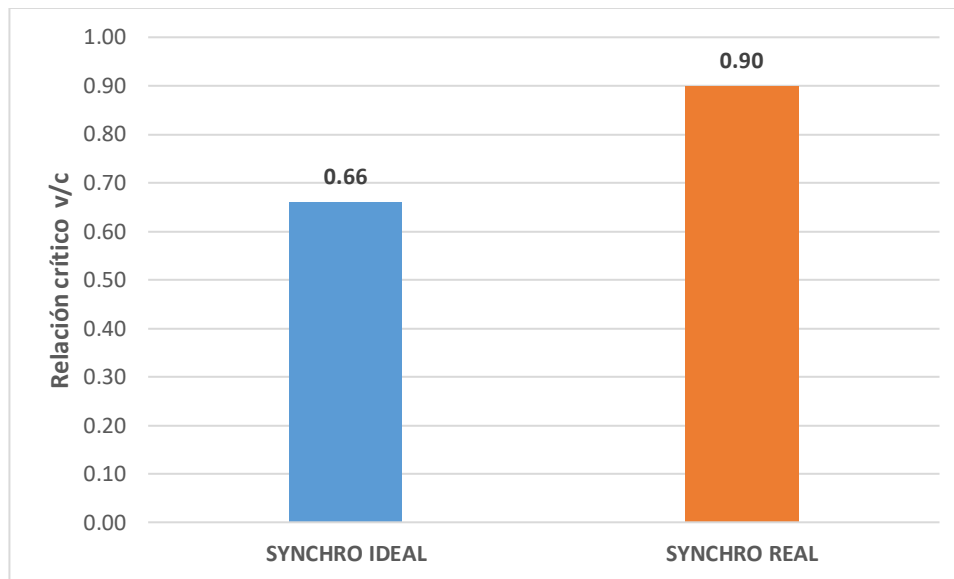


Figura 23. Variación de la relación v/c crítico de la intersección N° 2 (Synchro v8)

En la Tabla N° 80 y N° 81 observamos la variación de la demora y del nivel de servicio, esto se debe a que la metodología HCM 2000 tiene una tasa de flujo de saturación ideal mayor a la intersección N° 2 que analizamos. Esta variación representa el 76.0 % con HCM 2000 y 55.26% con Synchro v.8.

**Tabla 80: Niveles de Servicio en la intersección N° 2 (HCM 2000)**

	DEMORA (Seg.)	NIVEL DE SERVICIO
<b>HCM IDEAL</b>	25	C
<b>HCM REAL</b>	44	D

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

**Tabla 81: Niveles de Servicio en la intersección N° 2 (Synchro 8)**

	DEMORA (Seg.)	NIVEL DE SERVICIO
<b>SYNCHRO IDEAL</b>	22.8	C
<b>SYNCHRO REAL</b>	35.4	D

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

La figura N° 24 nos muestra la variación de la tasa de flujo de saturación ideal de la metodología HCM 2000 y de la intersección N° 2 que analizamos, esta variación representa el 38.6 %. Además nos muestra la diferencia de las realidades, HCM 2000 es una metodología Estado Unidense. Por otro lado, esta diferencia puede ser mayor o menor depende del lugar donde se aplique la metodología.

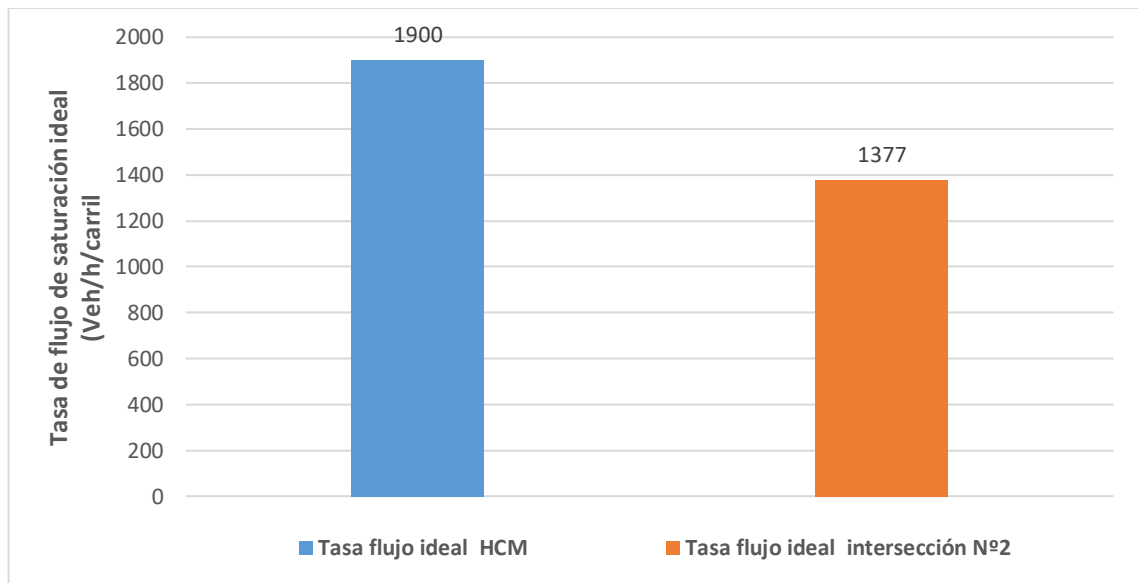


Figura 24. Variación de la tasa de flujo de saturación ideal de HCM y la tasa ideal de la intersección N° 2

La siguiente tabla N° 82 muestra la optimización de la intersección N° 2 que realizamos en esta investigación. Cabe mencionar que la longitud de ciclo para dicha intersección es igual 54 Segundos.

**Tabla 82: Demora y Niveles de Servicio optimizado en la intersección N° 2 (Synchro v. 8)**

METODOLOGÍA	DEMORA (Seg.)	NIVEL DE SERVICIO
SYNCHRO CON TASA DE FLUJO REAL	35.4	D
SYNCHRO CON TASA F. REAL OPTIMIZADO	21.3	C

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

La Tabla N° 83 muestra el rango de la tasa de flujo de saturación ideal que comprende entre los valores de 1281 a 1473 veh./h /carril y el valor promedio de la tasa de flujo de saturación ideal para la intersección N° 2 es de 1377 veh./h /carril , y este valor es menor al valor propuesto por la metodología de HCM 2000.

**Tabla 83: Variación de la tasa de flujo de saturación ideal de la intersección N°2.**

	TASA IDEAL PROMEDIO	
AV. TACNA	1473	1377
JR. ARBULÚ	1281	

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

## 4.2. DISCUSIÓN.

La principal deficiencia de los métodos estudiados (HCM 2000 y Synchro 7.5) se relacionaría con la estimación de las tasas de flujo de saturación, las mismas que no corresponderían con aquellas tasas medidas directamente de datos de campo; siendo de esperar que los valores de tasa de flujo de saturación estimados por el HCM y Synchro se encuentren entre 20% y 30% por debajo de los valores medidos directamente (Vera Lino, 2012).

En esta investigación se obtuvo resultados opuestos a los resultados planteada por (Vera Lino, 2012), pues la tasa de flujo de saturación calculada por la metodología HCM 2000 y Synchro v. 8 se encuentran por encima de los valores de la tasa de flujo de saturación medida en campo, tal como se observa en la tabla 38 y la tabla 73. Una explicación de este resultado opuesto sería, que la operación de las intersecciones de Lima es totalmente diferente a la operación de las intersecciones analizadas en Puno.

## 4.3. PRUEBA DE HIPÓTESIS ESPECÍFICOS

### 4.3.1. Relación v/c Crítico HCM 2000

$H_0$  : Hipótesis Nula ( $\bar{x} = \bar{y}$ ): La tasa de flujo de saturación real de la intersección SemafORIZADA Av. Tacna –Jr. Arbulú no genera diferente proporción de v/c crítico que la tasa de flujo saturación ideal o base de la metodología HCM 2000.

$H_a$  : Hipótesis Alternativa ( $\bar{x} \neq \bar{y}$ ): La tasa de flujo de saturación real de la intersección SemafORIZADA Av. Tacna –Jr. Arbulú genera diferente proporción de v/c crítico que la tasa de flujo saturación ideal o base de la metodología HCM 2000.

$\bar{x}$  : Promedio de relación v/c crítico (con tasa de flujo medido en campo)



$\bar{y}$ : Promedio de relación v/c crítico (con tasa de flujo base o ideal HCM 2000)

Nivel de significancia  $\alpha = 5\% = 0.05$

- $\frac{\alpha}{2} = 0.025$
- $1 - \frac{\alpha}{2} = 1 - 0.025 = 0.975$

Números de observaciones:  $m = 5$  (con tasa de flujo medido en campo)

Números de observaciones:  $n = 5$  (con tasa de flujo base o ideal HCM 2000)

Desviación estándar  $\sigma_x = 0.0404$

Desviación estándar  $\sigma_y = 0.0396$

$\bar{x} : 0.696$

$\bar{y} : 0.498$

Grado de libertad:  $n+m-2 = 5 + 5 - 2 = 8$

De la tabla de distribución t y con grado de libertad 8 obtenemos: Anexo 9

$$-t_{\alpha/2} = -2.306$$

$$t_{1-\alpha/2} = 2.306$$

Rango crítico es:  $\langle -2.306, 2.306 \rangle$  entonces:

Si “t” calculado pertenece al rango de crítico no se rechaza hipótesis nula.

Si “t” calculado no pertenece al rango de crítico se rechaza hipótesis nula.

Función de prueba estadística es la ecuación N° 06.

$$t = \frac{0.696 - 0.498}{\sqrt{(5-1)(0.0404)^2 + (5-1)(0.0396)^2}} \sqrt{\frac{5 * 5(5+5-2)}{5+5}}$$

$$t = 7.827$$

Como podemos observar al calcular  $t = 7.827$ , no pertenece al Rango crítico que es:  $\langle -2.306, 2.306 \rangle$  en consecuencia rechazamos la hipótesis nula.

#### 4.3.2. Relación V/C Crítico Synchrono V.8

$H_0$  : Hipótesis Nula ( $\bar{x} = \bar{y}$ ): La tasa de flujo de saturación real de la intersección Semaforizada Av. Tacna –Jr. Arbulú no genera diferente proporción de v/c crítico que la tasa de flujo saturación ideal o base de Synchrono v.8.

$H_a$  : Hipótesis Alternativa ( $\bar{x} \neq \bar{y}$ ): La tasa de flujo de saturación real de la intersección Semaforizada Av. Tacna –Jr. Arbulú genera diferente proporción de v/c crítico que la tasa de flujo saturación ideal o base de Synchrono 8.

$\bar{x}$  : Promedio de relación v/c crítico (con tasa de flujo base o ideal)

$\bar{y}$ : Promedio de relación v/c crítico (con tasa de flujo medido en campo)

Nivel de significancia  $\alpha = 5\% = 0.05$

- $\frac{\alpha}{2} = 0.025$
- $1 - \frac{\alpha}{2} = 1 - 0.025 = 0.975$

Números de observaciones:  $m = 5$  (con tasa de flujo medido en campo)

Números de observaciones:  $n = 5$  (con tasa de flujo base o ideal Synchrono)

Desviación estándar  $\sigma_x = 0.0462$

Desviación estándar  $\sigma_y = 0.0406$

$\bar{x} : 0.934$

$\bar{y} : 0.65$

Grado de libertad:  $n+m-2 = 5+ 5-2 = 8$

De la tabla de distribución t y con grado de libertad 8 obtenemos: Anexo 9

$$-t_{\alpha/2} = -2.306$$

$$t_{1-\alpha/2} = 2.306$$

Rango de crítico es:  $\langle -2.306, 2.306 \rangle$  entonces:

Si “t” calculado pertenece al rango de crítico no se rechaza hipótesis nula.

Si “t” calculado no pertenece al rango de crítico se rechaza hipótesis nula.

Función de prueba estadística es la ecuación N° 06.

$$t = \frac{0.934 - 0.65}{\sqrt{(5-1)(0.0462)^2 + (5-1)(0.0406)^2}} \sqrt{\frac{5 * 5(5+5-2)}{5+5}}$$

$$t = 10.329$$

Como podemos observar al calcular  $t = 10.329$ , no pertenece al Rango crítico que es:  $\langle -2.306, 2.306 \rangle$  en consecuencia rechazamos la hipótesis nula.

#### 4.3.3. Demora HCM 2000

$H_0$  : Hipótesis Nula ( $\bar{x} - \bar{y} = 0$ ): La tasa de flujo de saturación real de la intersección SemafORIZADA Av. Tacna –Jr. Arbulú no genera demora diferente que la tasa de flujo saturación ideal o base de la metodología HCM 2000.

$H_a$  : Hipótesis Alternativa ( $\bar{x} \neq \bar{y}$ ): La tasa de flujo de saturación real de la intersección SemafORIZADA Av. Tacna –Jr. Arbulú genera demora diferente que la tasa de flujo saturación ideal o base de la metodología HCM 2000.

$\bar{x}$  : Promedio de demora (generado por tasa real)

$\bar{y}$ : Promedio de demora (generado por tasa ideal HCM 2000)

Nivel de significancia  $\alpha = 5\% = 0.05$

- $\frac{\alpha}{2} = 0.025$
- $1 - \frac{\alpha}{2} = 1 - 0.025 = 0.975$

Números de observaciones:  $m = 5$  (generado por tasa real)

Números de observaciones:  $n = 5$  (generado por tasa ideal HCM 2000)

Desviación estándar  $\sigma_x = 5.0299$

Desviación estándar  $\sigma_y = 2.0736$

$\bar{x} : 39.6$

$\bar{y} : 22.6$

Grado de libertad:  $n+m-2 = 5 + 5 - 2 = 8$

De la tabla de distribución t y con grado de libertad 8 obtenemos: Anexo 9

$$-t_{\alpha/2} = -2.306$$

$$t_{1-\alpha/2} = 2.306$$

Rango de crítico es:  $\langle -2.306, 2.306 \rangle$  entonces:

Si “t” calculado pertenece al rango de crítico no se rechaza hipótesis nula.

Si “t” calculado no pertenece al rango de crítico se rechaza hipótesis nula.

Función de prueba estadística es la ecuación N° 06.

$$t = \frac{39.6 - 22.6}{\sqrt{(5-1)(5.0299)^2 + (5-1)(2.0736)^2}} \sqrt{\frac{5 * 5(5+5-2)}{5+5}}$$
$$t = 6.987$$

Como podemos observar al calcular  $t = 6.987$ , no pertenece al Rango crítico que es:  $\langle -2.306, 2.306 \rangle$  en consecuencia rechazamos la hipótesis nula.

#### 4.3.4. Demora Synchron V.8

$H_0$  : Hipótesis Nula ( $\bar{x} - \bar{y} = 0$ ): La tasa de flujo de saturación real de la intersección Semaforizada Av. Tacna – Jr. Arbulú no genera demora diferente que la tasa de flujo saturación ideal o base de Synchron v.8.

$H_a$  : Hipótesis Alternativa ( $\bar{x} \neq \bar{y}$ ): La tasa de flujo de saturación real de la intersección Semaforizada Av. Tacna – Jr. Arbulú genera demora diferente que la tasa de flujo saturación ideal o base de Synchron v.8.

$\bar{x}$  : Promedio de demora (generado por tasa real)

$\bar{y}$ : Promedio de demora (generado por tasa ideal Synchron v.8)

Nivel de significancia  $\alpha = 5\% = 0.05$

- $\frac{\alpha}{2} = 0.025$
- $1 - \frac{\alpha}{2} = 1 - 0.025 = 0.975$

Números de observaciones:  $m = 5$  (generado por tasa real)

Números de observaciones:  $n = 5$  (generado por tasa ideal Synchron v.8)

Desviación estándar  $\sigma_x = 6.189$

Desviación estándar  $\sigma_y = 0.885$

$\bar{x}$  : 41.96





$\bar{y}$ : 22.86

Grado de libertad:  $n+m-2 = 5 + 5 - 2 = 8$

De la tabla de distribución t y con grado de libertad 8 obtenemos: Anexo 9

$$-t_{\alpha/2} = -2.306$$

$$t_{1-\alpha/2} = 2.306$$

Rango de crítico es:  $\langle -2.306, 2.306 \rangle$  entonces:

Si “t” calculado pertenece al rango de crítico no se rechaza hipótesis nula.

Si “t” calculado no pertenece al rango de crítico se rechaza hipótesis nula.

Función de prueba estadística es la ecuación N° 06.

$$t = \frac{41.96 - 22.86}{\sqrt{(5-1)(6.189)^2 + (5-1)(0.885)^2}} \sqrt{\frac{5 * 5(5+5-2)}{5+5}}$$

$$t = 6.83$$

Como podemos observar al calcular  $t = 6.83$ , no pertenece al Rango crítico que es:  $\langle -2.306, 2.306 \rangle$  en consecuencia rechazamos la hipótesis nula.

## V. CONCLUSIONES

### 5.1. CONCLUSIÓN GENERAL

La metodología HCM 2000 y el Programa Synchro 8 utilizados en esta investigación para analizar intersección Av. Tacna- Jr. Arbulú de la ciudad de Puno, nos muestra la variabilidad de los resultados en la demora y Niveles de Servicio cuando intercambiamos la tasa de flujo de saturación calculado por la metodología y la tasa de flujo de saturación real de la intersección. Por ende, se concluye que la intersección está operando a 71% de su capacidad determinado con HCM 2000 y a 90% con Synchro v.8. El nivel de servicio “D” con HCM 2000 y “D” con Synchro v.8.

#### 5.1.1. Conclusiones Específicas

- Con referencia a la relación crítico volumen capacidad ( $v/c$ ), según los resultados obtenidos y analizados en la presente investigación, se concluye que el uso de las metodologías de manera directas genera  $v/c$  críticos diferentes comparados con  $v/c$  críticos reales. En consecuencia, la aplicación de manera directa las metodologías en las intersecciones de Puno sería una decisión errónea.
- Con referencia a la demora y nivel de servicio según los resultados obtenidos y analizados en la presente investigación, se concluye que el uso de las metodologías de manera directas genera demoras diferentes comparadas con las demoras reales.
- Con referencia a la determinación de la tasa de flujo de saturación ideal de la intersección se vio que tiene un valor promedio de 1377 Veh./h/carril y la tasa de flujo de saturación ideal de la metodología es 1900 Veh./h/carril. En consecuencia, se concluye no aplicar las metodologías tanto HCM 2000 y Synchro v.8 de manera directa como la mayoría lo viene haciendo.
- La optimización del ciclo propuesto para la intersección Av. Tacna – Jr. Arbulú muestran una mejoría. Puesto que el ciclo optimizado en distribución de tiempos, fases genera menor demora que el Ciclo real de la intersección



determinado con Synchro 8. En consecuencia, se concluye que se optimizó el nivel de servicio.

- El rango de la tasa de flujo de saturación ideal de la intersección Av. Tacna - Jr. Arbulú comprende entre los valores de 1281 veh/carril/h como valor mínimo y 1473 veh/carril/h como valor máximo. El promedio de la tasa de flujo de saturación ideal según esta investigación para la intersección analizada es 1377 veh/carril/h.



## VI. RECOMENDACIONES

- El problema de tránsito siempre ha de estar vigente puesto cada año más personas adquieren un vehículo, por ende, el gobierno local debe tomar mayor importancia sobre estos temas.
- Los Peatones deberíamos tener más conciencia a los problemas de tránsito, porque abordamos los vehículos en lugares prohibidos y los conductores también ceden, la policía no queda excluido por que observamos en el campo, que no da autoridad y los conductores se estacionan donde desean.
- El gobierno local debería contar con base de datos publicados en la página web del portal de municipalidad provincial de Puno de todas las intersecciones o al menos de las críticas y estos datos serian: Volumen vehicular, Volumen Peatonal, Tasa de flujo de saturación, Tipo de llegada, Factor de utilización, Calidad de progresión, etc. Todo esto para evitar solicitudes y trámites burocráticos.
- Para no tener tantas frustraciones entre peatones y conductores de vehículo, el gobierno local debería dar mantenimiento a las señales de tránsito para peatones en intersecciones, además debería existir un programa de promoción de cultura vial tanto para los peatones y conductores.
- Emplear la metodología HCM 2000 y el Software Synchro v.8, es muy importante para tener una idea de solución a los problemas de tránsito en cualquier localidad o país, siempre teniendo en consideración que los datos a insertar han de ser medido en campo.



## VII. REFERENCIAS

- ✓ Agreda, L., & Parra, R. (2017). *Análisis comparativo de la metodología HCM 2000 y 2010 en un tramo semaforizado de la AV. San Luis en la ciudad metropolitana de Lima*. Lima: UPC.
- ✓ Albrieu, M., & Galarraga, J. (2014). *Recomendaciones para la aplicación de la metodología del HCM para intersecciones semaforizadas en argentina*. Cordoba: UNC.
- ✓ Cal y Mayor, R. &. (2007). *Ingeniería de Tránsito Fundamentos y Aplicaciones*. Mexico: Alfaomega.
- ✓ Estrada, L., & Rodriguez, L. (2017). *Propuesta para mejorar los niveles de servicio en dos intersecciones de la av. Simón Bolívar, comprendidas entre las avenidas José de san Martín y paso de los andes – pueblo libre*. Lima: UPC.
- ✓ Fernández, R. (2014). *Temas de Ingeniería y Gestión de Tránsito*. Chile: RIL Editores.
- ✓ Galarra, J. (2004). *Capacidad y nivel de servicio en calles urbanas*. Cordoba: UNC.
- ✓ Garber, N. &. (2005). *Ingeniería de Tránsito y Carreteras*. México: Thomson.
- ✓ Hernández, R. &. (2006). *Metodología de Investigación*. México: McGraw-Hill Interamericana.
- ✓ Lazo Morgáin, L. &. (1981). *Una Fisonomía de la Ingeniería de Tránsito*. México: Miguel Ángel Porrúa S.A.
- ✓ Llanes Ayala, J. (2014). *Estimación del flujo de saturación en intersecciones semaforizadas seleccionadas de la ciudad de Mexico*. Mexico: UNAM.
- ✓ Moya, R., & Saravia, G. (2006). *Probabilidad e Inferencia Estadística*. Lima: San Marcos.
- ✓ Reyna, P. (2015). *Propuesta de mejoras de Nivel de Servicio en dos Intersecciones*. Lima: UPC.



- ✓ Rodríguez Urrego, D. (2015). Revision de HCM 2010 y 2000 en Intersecciones Semaforizadas. *Ingenium*, 19-31.
- ✓ Thenoux, G., & Soledad, L. (2004). Aplicación y calibración del Highway Capacity Manual versión (HCM 2000) en una autopista chilena. *PUC CHILE*, 1-8.
- ✓ Trafficware. (2011). *Synchro Studio 8 User Guide*. Texas: TrafficwareLtd.
- ✓ Transportation Research Board . (2000). *Highway Capacity Manual 2000*. Washigton DC: TBR.
- ✓ Vera Lino, F. (2012). *Aplicabilidad de las metodologías del HCM 2000 y Synchro 7.0 para analizar intersecciones semaforizadas en Lima*. Lima : PUC.
- ✓ Vidaña, J., & Rodríguez, A. (2015). Analisis y Evaluación de Intersecciones Urbanas. *vialidad*, 1-10.



# ANEXOS