


ANÁLISIS DEL NIVEL DE SERVICIO EN LA INTERSECCIÓN DE LAS AVENIDAS MANABÍ Y AMÉRICA, PORTOVIEJO, ECUADOR

José Vera¹; José Loo¹, Eduardo Ortiz-Hernández¹, Daniel Delgado^{1,2} 

ANALYSIS OF THE SERVICE LEVEL AT THE INTERSECTION OF THE MANABÍ AND AMERICA AVENUES, PORTOVIEJO, ECUADOR

¹Departamento de Construcciones Civiles. Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas. Universidad Técnica de Manabí. Avenida José María Urbina, EC130105, Portoviejo, Manabí, Ecuador

²Red de Desarrollo Urbano Sostenible de Manabí, Portoviejo, Ecuador

 0000-0001-5251-8037

jvera5117@utm.edu.ec, jloor0454@utm.edu.ec, eduardo.ortiz@utm.edu.ec, daniel.delgado@utm.edu.ec

Recibido: 08/12/2021

Aprobado: 26/12/2021

RESUMEN

La congestión de las intersecciones urbanas constituye uno de los principales problemas de movilidad a nivel mundial. El objetivo de la presente investigación fue determinar el nivel de servicio dentro de la intersección semaforizada de las Avenidas América y Manabí en la ciudad de Portoviejo – Ecuador, como insumo para evaluar el índice de confort brindado a los usuarios de todos los tipos de transporte dentro de la zona de estudio. La metodología consideró el análisis de las secciones geométricas y señalización existente dentro de las vías en estudio, la aplicación de un aforo vehicular y peatonal realizado en varios días de la semana que no se vieran afectados por la ocurrencia de eventos inusuales que puedan sesgar los resultados de la investigación, la determinación del volumen de flujo, flujo de saturación y demoras por carril, puntos de aproximación e intersección en general, para posteriormente identificar el nivel de servicio en cada sección de análisis. Los resultados permitieron determinar una demora general de 33 seg/veh dentro de la intersección, clasificándola con un nivel de servicio “C” que, a pesar de ser considerado aceptable dentro de los parámetros de análisis de intersecciones, está muy próxima en alcanzar los rangos del nivel de servicio “D” (poco recomendable), demostrando la importancia de una actuación rápida y eficiente para

mejorar la movilidad dentro de la zona de estudio.

PALABRAS CLAVE:

Tránsito vehicular, análisis de intersección, intersección semaforizada, nivel de servicio, demoras en intersecciones.

ABSTRACT

Congestion at urban intersections is one of the main mobility problems worldwide. The objective of this research was to determine the level of service within the traffic light intersection of Avenidas America and Manabi in the city of Portoviejo - Ecuador, as an input to evaluate the comfort index provided to users of all types of mobility within from the study area. The methodology considered the analysis of the geometric sections and existing signage within the roads under study, the application of a vehicular and pedestrian count carried out on several days of the week that were not affected by the occurrence of unusual events that could alter the results of the investigation, the determination of the flow volume, saturation flow and lane delays, approach points and intersection in general, to later identify the level of service in each analysis section. The results allowed determining a general delay of 33 sec/veh within the intersection, classifying it with a level of service "C" which, despite being considered acceptable within the intersection analysis parameters, is very close to reaching

the ranges of a level of service "D" (not recommended), demonstrating the importance of rapid and efficient action to improve mobility within the study area.

KEYWORDS:

Vehicular traffic, intersection analysis, signalized intersection, service level, intersection delays.

I. INTRODUCCIÓN

Desde la aparición del vehículo a motor, a finales del siglo XIX, las entidades gubernamentales se han enfocado en implementar mayores estructuras viales para mejorar el flujo vehicular, lo que ha generado que el número de vehículos siga creciendo descontroladamente (Aznar, 1998).

En las grandes urbes el tiempo de viaje cada vez es mayor. Ciudades como Río de Janeiro y Bogotá, tienen un tiempo promedio de viaje en un solo sentido de 90 y 60 minutos, respectivamente y, en Bangkok, un vehículo pasa detenido en el tráfico en un promedio de 44 días al año (Gakenheimer, 1998).

El crecimiento urbanístico en muchas ciudades de América Latina que no consideran el desarrollo sostenible ha provocado también el aumento del número de automóviles sobre las vías, debido a la dependencia del vehículo privado como tipo de transporte predilecto para trasladarse entre los puntos de interés más importantes (Delgado et. al, 2020, 2021). Estos efectos generan un impacto negativo e insostenible en los sistemas viales, la congestión vehicular, el estado del transporte, servicios públicos y, también, en el aumento de accidentes (Dalkmann & Sakamoto, 2011).

Según la Corporación Andina de Fomento (2013), el futuro de América Latina girará en torno al factor urbano, por lo que el sistema de transporte público se convertirá en un elemento definitorio en el desarrollo de las ciudades.

La red vial es uno de los patrimonios más importantes de todo país, debido al desarrollo social y económico que representa

(Miramontes et. al, 2015). La interacción entre calles de una red vial da lugar a las intersecciones, con la finalidad de brindar comodidad al usuario y aumentar la eficiencia de los movimientos direccionales de los vehículos (AASHTO, 2001). El nivel de servicio de una intersección corresponde al grado de satisfacción y confort que genera en el usuario y, en una intersección semaforizada, se define a través de las demoras (HCM, 2010).

La ciudad de Portoviejo, al ser la capital de la provincia de Manabí, con aproximadamente 300000 habitantes (INEC, 2010), experimenta uno de los problemas más frecuentes de las ciudades con alta actividad comercial y concentración de actividades burocráticas, el congestionamiento vehicular (López et. al, 2020; Ruiz et. al, 2020). La carencia de información en las intersecciones semaforizadas limita a las autoridades competentes en la toma de decisiones correctas para mejorar la movilidad urbana, lo que demuestra la importancia de conocer los niveles de servicios, especialmente en las intersecciones de mayor relevancia dentro de la ciudad.

El objetivo de la presente investigación será determinar el nivel de servicio en la intersección semaforizada de las avenidas Manabí y América en la ciudad de Portoviejo, Ecuador, permitiendo mediante investigaciones posteriores, la identificación de puntos negativos en la movilidad vehicular y establecer, en caso de requerirse, medidas correctivas para mejorar su funcionalidad.

II. METODOLOGÍA

Para alcanzar los objetivos propuestos, la presente investigación se basó en una metodología de campo y bibliográfica que contó con el siguiente procedimiento:

Caracterización de la intersección y semáforo:

Consistió en la determinación de las condiciones geométricas de la intersección semaforizada en estudio, correspondiente a sus longitudes, pendientes, anchos de carriles,

número de carriles, identificación de zonas de estacionamiento, parada de buses, tipo de zona (urbana o rural), características de la señalización existente referente a la duración del ciclo semafórico en segundos (duración de luz verde, amarilla y roja), identificación de zonas cebras y medidas complementarias, entre otras.

Condiciones del tráfico:

Para determinar la composición del tráfico, corresponde al volumen vehicular y su distribución por tipos de transporte (bicicletas, motos, livianos, buses y camiones), se aplicaron aforos vehiculares distribuidos en 5 días de la semana (se consideró la no ocurrencia de ningún evento extraordinario que modifique la distribución normal del tránsito durante el tiempo de estudio), de 07h00 a 19h00 con intervalos de 15 minutos, incluyendo volúmenes, horas pico y tipo de llegada, respaldados en la metodología propuesta por Casanova & Delgado (2015), Cedeño et. al, (2020) y López et. al (2020).

Determinación de la tasa de flujo

Para ajustar los resultados y evitar que la selección de una hora pico genere desviaciones de datos, debido a que los intervalos de mayor circulación no precisamente se dan dentro de una hora exacta (más bien aparecen en fracciones de una hora en particular y continúan en la siguiente), se calculó un factor pico que permite calibrar la tasa de ajuste de flujo de demanda (ecuación 1):

$$V_p = \frac{V}{PHF} \quad [1]$$

Donde V_p es el caudal durante el período pico de 15 min (veh/h), V es el volumen horario (veh/h) y PHF es el factor de hora pico (ecuación 2):

$$PHF = \frac{V}{4xV_{15}} \quad [2]$$

Donde V es el volumen en una hora (veh/h) y V_{15} es el volumen máximo de 15 min durante la hora pico.

Módulo de saturación:

Corresponde al flujo de vehículos por hora que puede ser acomodado en un grupo de carril. Este parámetro se lo determinó con la siguiente ecuación (3):

$$S = S_o N f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{Lpb} f_{Rpb} \quad [3]$$

Donde S = tasa de flujo de saturación para el grupo de carriles sujeto, expresada como un total para todos los carriles en el grupo de carriles (veh/h); S_o = caudal de saturación de base por carril (pc/h/ln); N = número de carriles en el grupo de carriles; f_w = factor de ajuste por ancho de carril; f_{HV} = factor de ajuste para vehículos pesados en el flujo de tráfico; f_g = factor de ajuste por pendiente de aproximación; f_p = factor de ajuste para la existencia de un carril de estacionamiento y actividad de estacionamiento adyacente al grupo de carriles; f_b = factor de ajuste por efecto de bloqueo de los autobuses locales que paran dentro del área de intersección; f_a = factor de ajuste por tipo de área; f_{LU} = factor de ajuste para la utilización del carril; f_{LT} = factor de ajuste para giros a la izquierda en el grupo de carriles; f_{RT} = factor de ajuste para giros a la derecha en el grupo de carriles; f_{Lpb} = factor de ajuste del peatón para los movimientos de giro a la izquierda; f_{Rpb} = factor de ajuste peatón-bicicleta para giros a la derecha.

Los cálculos comienzan con la selección de una tasa de flujo de saturación base (S_o) de generalmente 1.900 automóviles de pasajeros por hora por carril (pc/h/ln). Este valor se ajusta para una variedad de condiciones.

Para el cálculo de los demás factores presentes en el flujo de saturación, se aplicaron las siguientes las fórmulas (ver tabla 1):

Tabla 1: Ecuaciones complementarias para el cálculo de la tasa de flujo de saturación (S).

Ecuación	Simbología	Consideraciones	Ecuación N°
	w = ancho de carril (m)	Si $W > 4,8$ m, se deben considerar dos carriles	[4]

$f_w = 1 + \frac{(W - 3.6)}{9}$			
$f_{HV} = \frac{100}{100 + \%HV(E_T - 1)}$	%HV= % de vehículos pesados en el volumen del carril	ET= 2 pc/HV	[5]
$f_g = 1 - \frac{\%G}{200}$	%G= % de la pendiente en grados	Valores negativos deben colocarse cuando la pendiente es cuesta abajo	[6]
$f_p = \frac{N - 0.1 - \frac{18N_m}{3600}}{N}$	N= número de carriles; Nm= número de maniobras de parqueo	Fp= 1 si no hay parqueaderos	[7]
$f_{bb} = \frac{N - \frac{14.4N_b}{3600}}{N}$	N= número de carriles; Nb= número de paradas de buses por hora		[8]
$f_{a(urbano)} = 0.90$			[9]
$f_{LU} = \frac{V_g}{(V_{g1}N)}$	vg=caudal demanda no ajustada para el carril (veh/h), vg1=caudal demanda no ajustada carril con mayor volumen (veh/h),N=número de carriles		[10]
$f_{RT} = 1 - (0.15)P_{RT}$	PRT=proporción de giros a la derecha	Ecuación para carril compartido (no exclusivo para giro a la derecha)	[11]
$f_{LT} = 1.00$ $f_{LT} = \frac{1}{1 + 0.05 P_{LT}}$		Valor 1 cuando el giro a la izquierda no está permitido	[12]
$f_{LPB} = 1.00$		Valor cuando el giro a la izquierda no está permitido	[13]

El cálculo de los factores de ajuste para peatones y bicicletas no están presentes en la Tabla 1, debido a que es necesario realizar procedimientos adicionales, los cuales se muestran a continuación (ecuaciones 14-1 y 14-2).

$$OCC_{pedg} = \frac{V_{pedg}}{2000} \quad (V_{pedg} \leq 1000) \quad [14-1]$$

$$OCC_{pedg} = 0.4 + \frac{V_{pedg}}{10000} \quad (1000 < V_{pedg} \leq 5000) \quad [14-2]$$

Las ecuaciones 14-1 y 14-2, permiten determinar la ocupación de peatones

promedio y se derivan del volumen de peatones, V_{pedg} [15].

$$V_{pedg} = V_{ped} * \left(\frac{C}{g_p}\right) \quad [15]$$

Donde C corresponde al tiempo total del ciclo semafórico en seg y g_p es la estimación del tiempo verde mínimo para los peatones (seg) y se calcula mediante la ecuación 16-1 o 16-2 (revisar condiciones).

$$G_p = 3.2 + \frac{L}{S_p} + \left(0.81 \frac{N_{ped}}{W_E}\right) \quad (W_E > 3.0m) \quad [16-1]$$

$$G_p = 3.2 + \frac{L}{S_p} + (0.27 N_{ped}) \quad (W_E \leq 3.0m) \quad [16-2]$$

Donde L= longitud del paso de peatones (m), Sp= velocidad media de los peatones (m/s), WE= ancho efectivo del paso de peatones (m), 3.2= tiempo (s) de puesta en marcha de peatones, y Nped= número de peatones que cruzan durante un intervalo (p).

Una vez conocida la ocupación de peatones promedio (OCCpedg) y en caso de que la afluencia de bicicletas no sea lo suficientemente importante para ser tomada en cuenta, será necesario aplicar factores de ajuste que se derivan de los valores del verde en el semáforo y se demuestra en la ecuación 17:

$$OCC_{pedu} = OCC_{pedg} \left[1 - 0.5 \left(\frac{g_q}{g_p} \right) \right] \quad [17]$$

Donde OCCpedu es la ocupación de peatones promedio después de que se despeje la cola opuesta (ajustada por el verde semaforico), gp es la estimación del tiempo verde mínimo para

los peatones (seg, ecuación 16-1 y 16-2) y gq es la porción de verde efectivo bloqueada por el espacio libre de una cola de vehículos opuestos y se describe en la ecuación 18:

$$G_q = \frac{Volc * qro}{0.5 - \frac{Volc * (1 - qro)}{go}} - tL \quad [18]$$

Donde Volc= caudal opuesto ajustado por carril por ciclo (ecuación 19), vo= caudal opuesto ajustado (veh/h); fLUo= factor de utilización de carril para flujo opuesto; No= número de carriles opuestos; qro= relación de cola opuesta, proporción del caudal opuesto que se origina en colas opuestas (ecuación 20); Rpo= proporción de pelotón para el flujo opuesto, basado en el tipo de llegada opuesto (tabla 2 y 3); go= verde efectivo para flujos opuestos; y tL= tiempo perdido para el (los) grupo (s) de carril opuesto.

$$Volc = \frac{Vo * C}{3600 * No * fLUo} \quad [19]$$

$$qro = \max \left[1 - Rpo \left(\frac{go}{c} \right), 0 \right] \quad [20]$$

Tabla 2: Tipos de arribos a la intersección de acuerdo con el comportamiento del pelotón vehicular (HCM, 2010).

Tipos de arribos	Descripción
1	Pelotón denso que contiene más del 80 por ciento del volumen del grupo de carriles, llegando al inicio de la fase roja. Este AT es representativo de enlaces de red que pueden experimentar una calidad de progresión muy baja como resultado de condiciones como la optimización general de la señal de la red.
2	Pelotón moderadamente denso que llega a la mitad de la fase roja o pelotón disperso que contiene entre el 40 y el 80 por ciento del volumen del grupo de carriles y llega durante la fase roja. Este AT es representativo de una progresión desfavorable en calles de doble sentido.
3	Llegadas aleatorias en las que el pelotón principal contiene menos del 40 por ciento del volumen del grupo de carriles. Este AT es representativo de operaciones en intersecciones señalizadas aisladas y no interconectadas caracterizadas por pelotones muy dispersos. También se puede utilizar para representar una operación coordinada en la que los beneficios de la progresión son mínimos.
4	Pelotón moderadamente denso que llega a la mitad de la fase verde o pelotón disperso que contiene entre el 40 y el 80 por ciento del volumen del grupo de carriles y llega durante la fase verde. Este AT es representativo de una progresión favorable en una calle de doble sentido.
5	Pelotón denso a moderadamente denso que contiene más del 80 por ciento del volumen del grupo de carriles, llegando al inicio de la fase verde. Este AT es representativo de una calidad de progresión altamente favorable, que puede ocurrir en rutas con entradas de calles laterales bajas a moderadas y que reciben un tratamiento de alta prioridad en el plan de sincronización de señales.
6	Este tipo de llegada está reservado para una calidad de progresión excepcional en rutas con características de progresión casi ideales. Es representativo de pelotones muy densos que avanzan sobre una serie de intersecciones estrechamente espaciadas con entradas de calles laterales mínimas o insignificantes.

Tabla 3: Factores de ajuste basados en el tipo de arribo vehicular (HCM, 2010).

Factor	Tipo de arribo					
	AT 1	AT 2	AT 3	AT 4	AT 5	AT 6
fPA	1,00	0,93	1,00	1,15	1,00	1,00
Rp	0,33	0,67	1,00	1,33	1,67	2,00

Para el caso de la presente investigación, la presencia de bicicletas requiere que sean contempladas en el estudio. En caso de no

existir el paso de este tipo de movilización, la determinación de la ocupación relevante se realizaría con la siguiente ecuación (ecuación 21):

$$OCC_r = OCC_{pedu} \left[e^{-\left(\frac{3}{3600} \right) V_o} \right] \quad [21]$$

Al considerar el paso de bicicletas, la ocupación relevante se calcula mediante la ecuación 22:

$$OCC_r = OCC_{pedg} + OCC_{bicg} - (OCC_{pedg} * OCC_{bicg}) \quad [22]$$

Donde OCCbicg corresponde a la ocupación de la bicicleta en la zona de conflicto y se calcula mediante la ecuación 23:

$$OCC_{bicg} = 0.02 + V_{bicg}/2700 \quad [23]$$

Donde Vbicg es el caudal de la bicicleta ajustado y se calcula mediante la ecuación 24:

$$V_{bicg} = V_{bic} \left(\frac{C}{g} \right) \quad [24]$$

Vbic es el volumen de la bicicleta, C es la duración del ciclo del semáforo y g es la estimación del tiempo verde del semáforo. Adicionalmente, fue necesario calcular el ajuste de giro del vehículo mediante la ecuación 25:

$$Apbt = 1 - OCC_r \quad (Nrec=Ngiro) \quad [25-1]$$

$$Apbt = 1 - 0.6 * OCC_r \quad (Nrec>Ngiro) \quad [25-2]$$

Donde Nrec es el número de carriles que cruzan las calles y Nturn es el número de carriles de giro. Para los movimientos de giro a la derecha y a la izquierda, los factores de ajuste peatón-bicicleta se calculan mediante las ecuaciones 26 y 27, respectivamente:

$$f_{Rpb} = 1.0 - P_{RT}(1 - A_{pbT})(1 - P_{RTA}) \quad [26]$$

$$f_{Lpb} = 1.0 - P_{LT}(1 - A_{pbT})(1 - P_{LTA}) \quad [27]$$

Donde PRT y PLT son proporciones de giro a la derecha e izquierda respectivamente, mientras que PRTA y PLTA corresponde a la proporción de giros a la derecha e izquierda usando fase protegida, en caso de existir.

Capacidad y Radio de flujo

La capacidad del grupo de carril se determina en veh/h mediante la ecuación 28:

$$C_i = S \frac{g_i}{C} \quad [28]$$

Se calculó el radio de flujo para comprender los efectos entre demanda y capacidad, debido a que es poco probable que todos los

movimientos en una intersección se saturen a la misma hora del día. Para su cálculo se aplicó la ecuación 29:

$$X_i = \frac{v_i C}{s_i g_i} \quad [29]$$

Donde vi = caudal de demanda real o proyectado para el grupo de carriles i (veh/h, anteriormente conocida como Vp), si = caudal de saturación para el grupo de carriles i (veh/h), gi = tiempo verde efectivo para el grupo de carriles i (s), y C = duración del ciclo (s).

Demoras:

Se determinaron demoras por carril para posteriormente determinar la demora por punto de intersección y por intersección en general. Se aplicó la ecuación 30:

$$d = d_1(PF) + d_2 + d_3 \quad [30]$$

Donde d= retardo de control por vehículo (s/veh); d1= retardo de control uniforme asumiendo llegadas uniformes (s/veh, ecuación 31); PF= factor de ajuste de progresión de retardo uniforme, que tiene en cuenta los efectos de la progresión de la señal (ecuación 32); d2= retardo incremental para tener en cuenta el efecto de las llegadas aleatorias y las colas de sobresaturación, ajustado según la duración del período de análisis y el tipo de control de señal; este componente de demora asume que no hay una cola inicial para el grupo de carriles al inicio del período de análisis (s/veh, ecuación 33); d3= retraso de la cola inicial, que representa el retraso de todos los vehículos en el período de análisis debido a la cola inicial al inicio del período de análisis (s/veh) y se determinó con un valor promedio de 1 s/veh.

$$d_1 = \frac{0.5C(1-\frac{g}{C})^2}{1 - \left[\min(1, X) \frac{g}{C} \right]} \quad [31]$$

$$PF = \frac{(1-P)f_{PA}}{1 - \left(\frac{g}{C} \right)} \quad [32]$$

Donde P es la proporción de vehículos que llegan en verde (P= Rp * g/C; Rp en tabla 2) y fPA es un factor que depende del tipo de llegada (tabla 2).

$$d_2 = 900T \left[(x - 1) + \sqrt{(x - 1)^2 + \frac{8ktx}{cT}} \right] \quad [33]$$

Donde T= duración del período de análisis (h) (1/4 h); k = factor de retardo incremental que depende de la configuración del controlador (para intersecciones semaforizadas este valor es de 0.5); I= factor de ajuste de filtrado/medición aguas arriba (ecuación 34); c= capacidad del grupo de carriles (veh/h).

$$I = 1.0 - 0.91X_i^{2.68} \quad [34]$$

Una vez calculadas las demoras por carril, se procedió a calcular las demoras por punto de aproximación mediante la ecuación 35:

$$d_I = \frac{\sum d_A V_A}{\sum V_A} \quad [35]$$

Donde DI se mide en s/veh, dA es la demora en el grupo de carril A y Va es la tasa de flujo (conocida como Vp).

Posterior al cálculo de demora de cada punto de aproximación, se calculó la demora total de la intersección aplicando la ecuación 35 para todos los carriles en estudio.

Mediante los resultados obtenidos de las demoras en cada punto de aproximación en intersección en general, se identificaron los niveles de servicio por sección y por intersección aplicando los criterios mostrados en la tabla 4:

Tabla 4: Niveles de servicio en intersección semaforizada mediante la cuantificación de demora por vehículo (HCM, 2010).

Nivel de servicio	Demora por vehículo (s/veh)
A	<10
B	>10-20
C	>20-35
D	>35-55

Los niveles de servicio identificados permitirán localizar en investigaciones posteriores, los principales problemas que influyen en el congestionamiento vehicular, proponiendo soluciones mediante medidas que se enfoquen en la reducción del tiempo de demora de los vehículos dentro de las intersecciones, con la finalidad de mejorar

este índice de evaluación (Castaño & Andrea, 2015).

III. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La intersección semaforizada bajo estudio, que corresponde a la interacción de dos avenidas muy importantes en la ciudad de Portoviejo (fig. 1), se ubica en un sector donde la afluencia vehicular es muy elevada, debido a la existencia de varios puntos de interés, como entidades bancarias y gubernamentales.

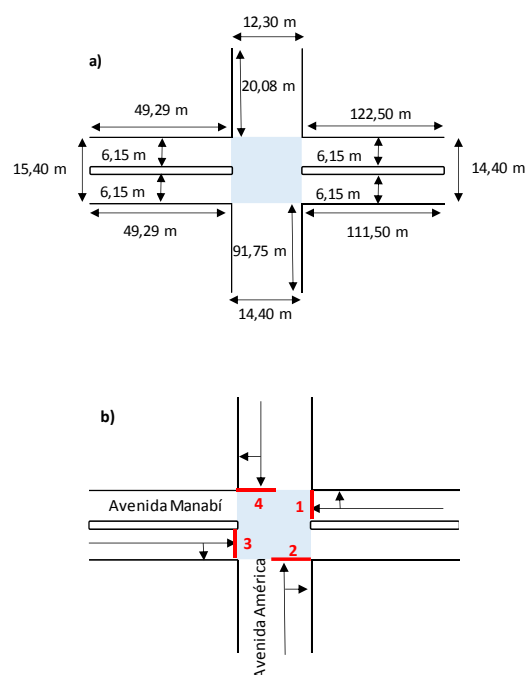


Figura 1. Medidas geométricas (a), identificación de puntos de aproximación y giros permitidos (b) entre las Avenidas Manabí y América. Las líneas rojas indican los 4 puntos de detención en los semáforos

Cada punto de aproximación (4 en total, Fig. 1b) se clasificó en 2 grupos de carriles con la siguiente distribución (carril izquierdo y derecho, Fig. 2):

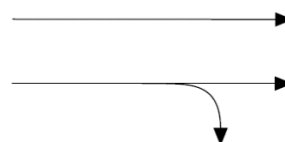


Figura 2. Determinación de grupos de carriles por puntos de aproximación

El carril izquierdo tiene prohibición de girar a la izquierda debido al elevado número de vehículos que transitan por la intersección, por lo que solo tiene permitido continuar de frente. El carril derecho tiene permitido dos acciones, seguir de frente y girar a la derecha. Pese a estas prohibiciones, existen pequeños movimientos que son normales en los flujos de tránsito y que consisten en invadir carriles para realizar un movimiento posterior, lo que se ha considerado dentro de la presente investigación.

En la tabla 5 se muestran factores condicionantes obtenidos en campo para determinar el nivel de servicio de la intersección:

Tabla 5: Condiciones geométricas y de servicio de los puntos de aproximación dentro de la intersección en estudio

Característica	Puntos			
	1	2	3	4
Longitud (m)	122,5	91,75	49,29	20,08
Ancho carril (m)	6,30	7,20	6,15	6,30
Pendiente (%)	0	0	0	0
Número de carril	2	2	2	2
Zona con estacionamientos	Si	Si	Si	No
Paradas de buses	No	No	No	No
Tipo de zona	Urbana	Urbana	Urbana	Urbana

En cuanto a la distribución de los semáforos, ambas vías (Avenida América y Manabí) comparten el tiempo total del ciclo semafórico (73 seg), pero su distribución varía y se puede observar en la Fig. 3:

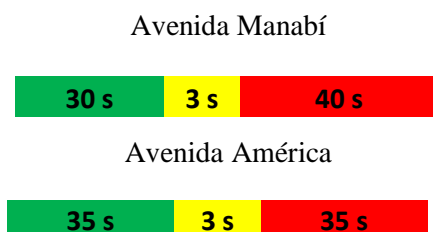


Fig. 3. Distribución de los ciclos semafóricos en la intersección bajo estudio

La distribución semafórica permitió identificar la posible distribución de tránsito

encontrada dentro de la intersección en estudio (menor tiempo de rojo supone mayor demanda de tiempo en verde, lo que significa mayor flujo vehicular), información que pudo corroborarse mediante la tabla 6.

Condiciones de tráfico

En base a los aforos vehiculares realizados durante el período de estudio se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 6: Resultados de los aforos vehiculares durante las horas de mayor afluencia vehicular por carril y punto de aproximación (P. A).

Característica	P. A. 1		P. A. 2		P. A. 3		P. A. 4	
	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho
Interval	17:45-18:45		12:00-13:00		17:45-18:45		8:30-9:30	
Vol. Max 1	86	73	143	129	65	70	95	86
Vol. Max 2	83	70	113	102	62	67	73	66
Vol. Max 3	106	90	137	124	79	86	78	70
Vol. Max 4	87	74	127	115	65	71	79	71
Vol. Total h. pico	361	308	520	470	272	294	325	294
Total P.A	669		990		566		620	

Cada volumen (Tabla 6) corresponde a la cantidad de vehículos que transitó por un intervalo de 15 minutos hasta completar la hora pico durante el período de estudio. Se puede observar que, en ciertos casos, el intervalo de hora en la que se registró la mayor afluencia vehicular es distinta en cada punto de aproximación, a pesar de estar dentro de una misma intersección semaforizada. Además, para todos los puntos de aproximación, el vehículo pesado representó el 1% del total del aforo registrado (incluyendo buses). Mediante un análisis superficial de los datos obtenidos, se esperaría que el Punto de Aproximación 2 (P.A. 2) sea la sección que mayores problemas de servicio genere a los usuarios de la intersección, debido a que este punto de estudio registra casi el 35% del aforo dentro de la zona de estudio, suponiendo un mayor riesgo de congestión, que se vería reflejada en una mayor demora para los vehículos que la transitan.

Para determinar de manera más acertada los espacios ocupacionales de los vehículos dentro de los carriles, se convirtió el flujo vehicular en “livianos equivalentes”, utilizando los factores de conversión mostrados en la Tabla 7:

Tabla 7: Factores de conversión vehicular a livianos equivalentes

Tipo de vehículo	Factor de conversión a vehículo liviano equivalente
Motocicleta	0,5
Buses	1,8
Camiones	1,8

Debido a la necesidad de considerar los movimientos a pie y en bicicleta, identificados como los dos mejores tipos de movilización para la obtención de una movilidad urbana sostenible (Delgado et. al, 2020, Chiluisa et. al, 2020), se realizaron aforos para determinar su volumen, los cuales se presentan en la Tabla 8:

Tabla 8: Aforo peatonal y vehicular en los puntos de aproximación dentro de la intersección bajo estudio.

Característica	P. A. 1		P. A. 2		P. A. 3		P. A. 4	
	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho

Tabla 9: Resultados del flujo de saturación (S) y parámetros de determinación para cada carril.

Parámetros	P. A. 1		P. A. 2		P. A. 3		P. A. 4	
	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho
PHF	0,77	0,99	0,80	1,08	0,68	1,11	0,50	0,68
Vp	468,00	312,00	652,80	435,20	396,98	264,66	652,80	435,20
So	1900,00	1900,00	1900,00	1900,00	1900,00	1900,00	1900,00	1900,00
N	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
fW	0,95	0,95	1,00	1,00	0,95	0,95	0,95	0,95
fHV	0,99	0,99	0,99	0,00	0,99	0,99	0,99	0,99
fG	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
fP	1,00	0,85	1,00	0,85	1,00	0,85	1,00	0,85
fBb	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
fA	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
fLU	1,00	0,85	1,00	0,90	1,23	1,05	1,00	0,90
fRT	0,99	0,94	0,99	0,94	0,99	0,94	0,99	0,94
fLT	1,00	0,99	1,00	0,99	1,00	0,99	1,00	0,99
Gp (WE > 3.0 m)	11,64	11,64	10,97	10,97	8,26	8,26	8,55	8,55
Gp (WE ≤ 3.0 m)	13,29	13,29	16,77	16,77	9,20	9,20	9,74	9,74

Bicicleta	11	61	11	65	8	45	9	49
Peatón	29		41		14		16	

El número de bicicletas corresponde a la frecuencia aforada en los 15 minutos de máxima demanda durante el tiempo de estudio, mientras que el número de peatones corresponde a la cantidad de viandantes que cruzó por cada punto de aproximación durante el tiempo en verde para peatones (cantidad pico durante el tiempo de estudio, 30 seg para la Avenida Manabí y 35 seg para la Avenida América), por lo que será necesario convertirlo el volumen peatonal (15 minutos) para los siguientes pasos, aplicando un proceso de interpolación simple.

Cálculo del flujo de saturación

Debido a que los tiempos de demora dentro de la intersección son relevantes para determinar su nivel de servicio, el flujo de saturación, que consiste en la cantidad de vehículos por hora que puede ser acomodada dentro de un carril, fue calculado mediante la ecuación establecida por el HCM (2010) y sus parámetros y resultados se detallan en la tabla 9:

Gp diseño	11,64	11,64	10,97	10,97	8,26	8,26	8,55	8,55
vpedg	2245,03	2245,03	3366,74	3366,74	1529,45	1529,45	1691,49	1691,49
OCCpedg≤1000	1,12	1,12	1,68	1,68	0,76	0,76	0,85	0,85
OCCpedg>1000	0,62	0,62	0,74	0,74	0,55	0,55	0,57	0,57
OCCpedg diseño	0,62	0,62	0,74	0,74	0,55	0,55	0,57	0,57
Volc	4,49	1,00	6,60	1,00	7,32	1,00	10,54	1,00
Rp (tabla)	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67
qro	0,72	0,72	0,68	0,68	0,72	0,72	0,68	0,68
qro de diseño	0,72	0,72	0,68	0,68	0,72	0,72	0,68	0,68
gq	3,10	1,00	6,19	1,00	8,26	1,00	13,74	1,00
OCCpedu	0,54	0,60	0,53	0,70	0,28	0,52	0,11	0,54
OCCr	0,43	0,60	0,40	0,70	0,20	0,52	0,09	0,54
Vbicg	26,77	148,43	23,78	134,74	19,35	109,62	20,86	110,54
OCCbicg	0,03	0,07	0,03	0,07	0,03	0,06	0,03	0,06
OCCr	0,64	0,65	0,74	0,76	0,57	0,58	0,58	0,60
Nrec	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Nturn	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
ApbT (Nrec=Ngiro)	0,36	0,35	0,26	0,24	0,43	0,42	0,42	0,40
ApbT (Nrec>Ngiro)	0,62	0,61	0,55	0,55	0,66	0,65	0,65	0,64
ApbT diseño	0,62	0,35	0,55	0,24	0,66	0,42	0,65	0,40
fRPB	0,96	0,74	0,96	0,70	0,97	0,77	0,97	0,76
fLPB	1,00	0,84	1,00	0,81	1,00	0,85	1,00	0,85
S	1523,86	669,64	1593,20	684,45	1877,00	872,00	1529,05	744,65

Debido a que la zona de estudio cuenta con la circulación de bicicletas en todos los carriles de estudio, los valores de Volc, qro, gp y OCCpedu, no fueron considerados para la obtención del valor S.

Cálculo capacidad y radio de flujo

En la tabla 10 se presentan los resultados de la capacidad y radio de flujo para cada carril.

Tabla 10. Determinación de los valores de Capacidad y Radio de Flujo correspondiente a cada carril de los 4 puntos de aproximación de la intersección semaforizada.

Parámetros	P. A. 1		P. A. 2		P. A. 3		P. A. 4	
	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho
C	626,24	275,19	763,86	328,16	771,37	358,36	733,11	357,02
Xi	0,75	1,13	1,00	1,33	0,51	0,74	0,89	1,22
Xi diseño	0,75	1	1,00	1	0,51	0,74	0,89	1

Mediante la tabla 10 se puede observar que el carril izquierdo del P. A. 2 es el que oferta la mayor capacidad para vehículos dentro de la

intersección semaforizada, seguido del carril izquierdo del P. A. 4, debido a que ambos se encuentran dentro de la Avenida América y es donde se contabilizó la mayor frecuencia de los tipos de transporte en general.

Cálculo de demoras

La tabla 11 determina las demoras y parámetros necesarios para su cálculo por cada carril, punto de aproximación e intersección en general.

Tabla 11. Determinación de demoras por carril, punto de aproximación e intersección dentro de la zona de estudio.

Parámetros	P. A. 1		P. A. 2		P. A. 3		P. A. 4	
	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho
d1	18,28	21,50	21,46	21,50	16,06	18,18	19,97	21,50
Rp	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67
Fpa	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93
P	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27
PF	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15
k (0,5)	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
I	0,58	0,09	0,10	0,09	0,85	0,60	0,33	0,09

d2	4,76	16,2 8	9,49	14,9 0	2,08	7,92	5,94	14,2 9
d resid.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
D. por carril	26,71	41,9 2	35,08	40,5 4	21,48	29,7 6	29,83	39,9 3
D. aproximación	32,79		37,27		24,79		33,87	
D. intersección	33,00							

Mediante un análisis por carril, el carril derecho del P. A. 1 es el que registra la mayor demora dentro de la intersección, con 41.92 seg/veh, valores superiores a los registrados en el P. A. 2, lugar en donde se registró la mayor cantidad de vehículos (32% del aforo total). Este comportamiento es producto de un menor espacio para la circulación de vehículos con relación al P.A. 1 (menor ancho de carriles) y el elevado número de vehículos y bicicletas que circula por el sector, acompañado además de la alta dinámica en entrada y salida de vehículos de las zonas de estacionamientos. El segundo carril con mayor relevancia en cuanto a la demora en seg/veh dentro de la fue el carril derecho del P.A. 2, donde se esperaba una demora elevada debido al alto tráfico vehicular analizado en la presente sección de la vía. En cambio, la demora más baja dentro de la intersección se identificó en el carril izquierdo del P.A. 3, debido a la baja afluencia vehicular registrada en esta sección (apenas el 18% de la frecuencia vehicular aforada) y la poca cantidad de bicicletas y peatones registrada. Se puede observar además que, los valores máximos de demora se localizan en los carriles “derecho” de cada punto de aproximación, debido a la influencia de la entrada y salida de vehículos (estacionamientos) y a la elección predilecta de los ciclistas por transitar en estas secciones de la vía (motivos de seguridad, especialmente en secciones con flujo vehicular opuesto).

Mediante un análisis por punto de aproximación, el P.A. 2 es el que registra la mayor demora, con 37.27 seg/veh, valores negativos para una correcta movilidad urbana. En general, el tiempo de demora de la intersección fue de 33 seg/veh.

Determinación de niveles de servicio

Mediante el análisis de demoras por cada sección de la intersección estudiada, se determinaron los siguientes niveles de servicio (Tabla 12):

Tabla 12. Determinación de niveles de servicio en la intersección estudiada.

Nivel de servicio	P. A. 1		P. A. 2		P. A. 3		P. A. 4	
	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho
Carril	C	D	D	D	C	C	C	D
P. A	C		D		C		C	
Intersección	C							

El análisis de la Tabla 12 demuestra que los carriles “izquierdo” de los P. A. 1, 3 y 4 y el carril derecho del P.A. 3, son los que prestan los mejores niveles de servicio a los usuarios dentro de la intersección bajo estudio, con una clasificación “C” que es aceptable dentro de los parámetros de control de intersecciones. Sin embargo, los carriles “derecho” de los P. A. 1, 2 y 4, junto al carril izquierdo del P.A. 2, fueron identificados como los puntos de menor nivel de servicio para los usuarios de la intersección bajo estudio, debido a las demoras elevadas que otorgaron una clasificación “D” para estas secciones y que, a pesar de ser permitidas para casos extremos dentro de las vías (parámetros de evaluación para el nivel D), es un nivel de servicio que genera un alto nivel de des confort en la movilidad urbana, afectando a todos los medios de transporte, especialmente a los más vulnerables (peatones y bicicletas).

Estos resultados permiten identificar también al P. A. 2 como el punto de aproximación más desfavorable dentro de la zona de estudio. Un análisis general de la intersección semaforizada permitió determinar que el nivel de servicio de la intersección es “C”, siendo aceptable dentro de los parámetros de evaluación, pese a estar cerca de su rango máximo para ser considerada con un nivel de servicio “D”, por lo que se recomienda establecer medidas y soluciones que estén direccionadas especialmente para los carriles

con los niveles de servicios más desfavorables dentro de la zona de estudio.

Análisis de medidas de solución

Debido a que varios carriles de la intersección bajo estudio fueron clasificados con un nivel de servicio “D”, es importante establecer posibles medidas que permitan mejorar este parámetro de confort para los usuarios de la zona de estudio.

En la presente sección se establecen medidas generales de solución que deberán ser analizadas con mayor detalle en investigaciones posteriores:

- Campañas de conciencia para usuarios en el ámbito de seguridad vial: La aplicación de programas de capacitación para usuarios, conductores y futuros conductores (direccionado especialmente a niños de escuela), permitirá desarrollar hábitos favorables que mejorarán considerablemente la movilidad urbana, debido a que la congestión vehicular no es producto únicamente de la geometría y señalización de las vías, sino también de la cultura y hábitos negativos de los usuarios en general. Impacto de aplicación en el nivel de servicio: Alto (resultados obtenidos a largo plazo).

- Restricción del tránsito vehicular liviano: La restricción en la circulación de vehículos livianos, que fueron los que registraron mayor frecuencia (casi el 70% del aforo general), permitirá mejorar considerablemente los niveles de servicio de cada carril de la intersección estudiada, permitiendo obtener un NS general mucho más favorable para una correcta movilidad urbana. Impacto de aplicación en el nivel de servicio: Alto (resultados obtenidos a corto plazo).

- Restricción de estacionamientos dentro de las vías: Esta medida puede aplicarse para los carriles “derecho” de los puntos de aproximación 1 y 2, que son los lugares donde existe mayor interacción de este tipo de movimientos, generando un impacto negativo muy relevante para el índice de confort de estos puntos de estudio en particular. Se recomienda prohibir el estacionamiento en los

puntos indicados, incluso a las cooperativas de taxi que se encuentran dentro de esta sección. Impacto de aplicación en el nivel de servicio: Alto (resultados obtenidos a corto plazo).

- Control de paso para peatones y ciclistas: La implementación de semáforos peatonales y ciclistas permitirá mejorar el paso seguro de este tipo de movilización durante sus tiempos semafóricos específicos, especialmente cuando la interacción de los giros vehiculares a la derecha genera conflictos de movilidad, mejorando el nivel de servicio de la intersección (este análisis deberá implementarse en conjunto dentro del punto de aproximación, no por carril; la modificación de un tiempo semafórico influirá en la distribución de los demás tiempos del semáforo). Impacto de aplicación en el nivel de servicio: Medio-Alto (resultados obtenidos a corto-mediano plazo).

CONCLUSIONES

El alto flujo de circulación vehicular junto con las medidas geométricas y señalización existente, que interactúan constantemente con el flujo peatonal y ciclista, permitieron identificar al P. A. 2 como la sección de la intersección semaforizada con mayores problemas de movilidad, que se ve reflejada en una demora de 37.27 seg/veh que le significó la asignación del nivel de servicio “D”, siendo considerada poco favorable para una correcta movilidad urbana.

En cuanto al nivel de servicio de la intersección semaforizada en general, se determinó una demora de 33 seg/veh que la clasificó con un nivel de servicio “C” y que, pese a ser aceptable dentro de los parámetros de control de intersecciones, la demora calculada está muy próxima a ser considerada con un nivel de servicio “D”, por lo que se recomienda identificar y aplicar inmediatamente medidas de corrección de tránsito, que pueden basarse en las soluciones generales recomendadas en la presente investigación.

La baja circulación de vehículos pesados, a pesar de la ocupación e impacto que genera este tipo de transporte dentro de una vía urbana, no fue considerada relevante en el aumento de demoras dentro de la intersección de estudio, por lo que no se realizaron recomendaciones para este tipo de movilización en particular.

La metodología empleada en la presente investigación puede ser aplicada en los principales puntos de interés dentro de la ciudad, con la finalidad de determinar el nivel de servicio brindado a los usuarios y elaborar un plan integral de gestión de intersecciones dentro de Portoviejo.

IV. REFERENCIAS

AASHTO. (2001). *Chapter 9. Intersections. In AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets* (pp. 559-745). Washington, D.C.: AASHTO.

Aznar, M. (1998). *El siglo XIX el cauce de la memoria. Madrid: Istmo. [En línea]* Disponible:

<https://books.google.com.ec/books?id=D4sS413l8nEC&pg=PA142&lpg=PA142&dq=la+necesidad+de+crear+calles+a+finales+de+l+siglo+XIX&source=bl&ots=c602PHc6CM&sig=ACfU3U1Niml3Pfk4jUpzaFUz6LN3x2m4Pw&hl=es-419&sa=X&ved=2ahUKEwjH1NbtzO3oAhWDneAKHYhhBqwQ6AEwAHoECAkQKw>

CAF-scioteca.

<https://scioteca.caf.com/handle/123456789/642>. Accedido el 02 de octubre de 2021

Casanova, G., & Delgado, D. (2015). *Diagnóstico del tráfico, alternativas y soluciones al congestionamiento vehicular en la Universidad Técnica de Manabí. Portoviejo, Manabí, Ecuador: Universidad Técnica de Manabí.*

Castaño, L. A. S., & Andrea, L. (2007). *Análisis y evaluación operacional de intersecciones urbanas mediante microsimulación (Doctoral dissertation, Universidad Nacional de Colombia).*

Cedeño, R., Álava, K., Delgado, D., & Ortiz, E. (2020). *Caracterización de la movilidad vehicular y peatonal en la Universidad Técnica de Manabí. Revista de Investigaciones en Energía, Medio Ambiente y Tecnología: RIEMAT ISSN: 2588-0721, 5(2), 64-75.*

Chiluisa, M., Jalil, J., Vallecilla, A., Delgado, D. (2020). *Movilidad Urbana Sustentable: Centro Histórico de Latacunga - Ecuador, Editorial Grupo Compás, Guayaquil Ecuador, 277 pag.*

Dalkmann, H., Sakamoto, K.: *Transport: Investing in Energy and Resource Efficiency. UNEP, Towards a Green Economy: Pathways to Sustainable Development and Poverty Eradication*, pp. 374–411 (2011)

Delgado D., Quiroz S., Casanova G., Álava M.A.C., da Silva J.P.C. (2021) *Urban Mobility Characterization and Its Application in a Mobility Plan. Case Study: Bahía de Caráquez – Ecuador. In: da Costa Sanches Galvão J.R. et al. (eds) Proceedings of the 1st International Conference on Water Energy Food and Sustainability (ICoWEFS 2021). ICoWEFS 2021. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-75315-3_64*

D. Delgado, JP. Silva, G. Casanova, E. Ortíz (2020). *Plan de movilidad urbana y espacios públicos Sostenibles. Caso de estudio Bahía de Caráquez, Editorial Grupo Compás, Guayaquil Ecuador, 145 pag.*

Gakenheimer, Ralph. (1998). *Los problemas de la movilidad en el mundo en desarrollo. EURE (Santiago), 24(72), 33-52. https://dx.doi.org/10.4067/S0250-71611998007200002*

INEC. (2010). *Instituto Nacional de Estadísticas y Censos - Ecuador.*

López, L., Pita, W., Delgado, D., & Ortiz, E. (2020). *Análisis del tránsito vehicular, alternativas y soluciones a congestionamientos en la Avenida América, entre avenida Manabí y calle Ramón Fernández-Portoviejo-Manabí. Revista de*

Investigaciones en Energía, Medio Ambiente y Tecnología: RIEMAT ISSN: 2588-0721, 5(2), 11-23.

Miramontes, E., Vidaña, J., & Rodríguez, A. (2015). Análisis y Evaluación de Intersecciones Urbanas. CULCyT: Cultura Científica y Tecnológica, 12(56).

Ruiz, J., Vargas, D., Delgado, D., & Ortiz, E. (2020). Análisis del tránsito peatonal, alternativas y soluciones a congestionamientos en la Avenida América, entre Avenida Manabí y Calle Ramón Fernández. Portoviejo-Manabí. Revista de Investigaciones en Energía, Medio Ambiente y Tecnología: RIEMAT ISSN: 2588-0721, 5(2), 33-44.



Vera Briones J. F.
Estudiante de la Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas de la Universidad Técnica de Manabí, Carrera Ingeniería Civil. Realiza su trabajo de titulación en la

modalidad de Artículo Académico en el área de Ingeniería de Tránsito y Transporte.



Loor Pinargote J. A.
Estudiante de la Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas de la Universidad Técnica de Manabí, Carrera Ingeniería Civil. Realiza su trabajo de titulación en la

modalidad de Artículo Académico en el área de Ingeniería de Tránsito y Transporte.



Ortiz Hernández E. H.
Ingeniero Civil, Magister en Construcción de Obras Viales, estudiante Ph.D. en Ingeniería del Terreno en la Universidad de Alicante-España, especialista en

consultoría de laboratorio de Mecánica de Suelos, Pavimento, Hormigones y Asfalto. Profesor de la Facultad de Ciencias Matemáticas Físicas y Químicas de la Universidad Técnica de Manabí, Ecuador materias impartidas como Docente: Mecánica de Suelos 1, Mecánica de Suelos 2, Geotecnia, Obras Viales y Pavimentos. Integrante del grupo de Investigación Nuevos materiales y tecnología de la Construcción del proyecto investigación: Fuentes de arena de río de la Provincia de Manabí a utilizar en hormigones en la construcción de obras civiles.



Delgado Gutiérrez D. A.
Ingeniero Civil (Universidad Técnica de Manabí - Ecuador). Máster en Ingeniería Civil y Construcciones Civiles (Instituto

Politécnico de Leiria-Portugal). Estudiante Ph.D. en el área de Desarrollo Sostenible (Universidad de Perpignan-Francia). Director del Departamento de Obras Públicas (2016/GADM del Cantón Muisne-Esmeraldas). Docente/Investigador de la Universidad Técnica de Manabí-Ecuador (2018-actualidad). Integrante del grupo de Investigación "GEORIESGOS" de la Universidad Técnica de Manabí (2018-actualidad). Integrante fundador del grupo de investigación "Red de Desarrollo Sostenible Manabí - ReDUS" (2019 - actualidad). Autor de varias publicaciones científicas arbitradas en revistas nacionales e internacionales, libros y capítulos de libro. Menciones recibidas por publicaciones realizadas en la Universidad Técnica de Manabí. Ponente en varios eventos científicos nacionales e internacionales en el área de la Ingeniería Aplicada y Desarrollo Sostenible.

ORCID ID:
<https://orcid.org/0000-0001-5251-8037>