



Universidad de Cuenca
Facultad de Ingeniería
Carrera de Ingeniería Civil

Trabajo de Titulación
Previo a la obtención del
Título de
Ingeniero Civil

05 - Enero - 2022

Autores

Patricio Javier Luna Abril
C.I.: 0105168785
pjlunabril@gmail.com

Doménica Terán Solano
C.I.: 0105040018
dometeran285@gmail.com

Director

Esteban Remigio Sánchez Cordero
C.I.: 0103665634

Análisis del comportamiento
hidráulico de elementos de
drenaje superficial en la ciudad
de Cuenca – sector Universidad
del Azuay – mediante el uso del
programa SWMM



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

Análisis del comportamiento hidráulico de elementos de drenaje superficial en la ciudad de Cuenca – sector Universidad del Azuay – mediante el uso del programa SWMM

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Autores:

Patricio Javier Luna Abril

CI: 0105168785

Correo electrónico: pjlunabril@gmail.com

Doménica Terán Solano

CI: 0105040018

Correo electrónico: dometeran285@gmail.com

Director:

Esteban Remigio Sánchez Cordero

CI: 0103665634

Cuenca - Ecuador
05-Enero-2022

RESUMEN

El presente estudio busca analizar los elementos de captación de la Av. 24 de Mayo en la ciudad de Cuenca. Debido a la reiterada problemática de inundaciones de origen pluvial que ocurren en algunos puntos, como en la antigua estación ferroviaria Gapal, se atiende el problema desde una perspectiva técnica que abarque el comportamiento hidráulico de los sumideros, cuya eficiencia puede ser estimada en función de varios parámetros como las pendientes longitudinal y transversal de las calles, coeficientes de rugosidad, así como la configuración geométrica de las rejillas. Realizando un estudio de manera integral de los elementos dentro del sistema mediante el empleo de programas informáticos de simulación como SWMM 5.1, se modela el sistema de drenaje superficial que existe actualmente y se evalúa el funcionamiento de las propuestas de mejora bajo las mismas condiciones. Un componente fundamental es contar con información pluviométrica adecuada, que para el presente caso de estudio consiste en dos eventos históricos registrados de los que se conoce que causaron problemas de inundación, así como tormentas de diseño obtenidas a partir de curvas IDF con un periodo de retorno de 10 años. La base lógica para la evaluación del sistema se sustenta en clasificaciones denominadas criterios de riesgo, los cuales sintetizan la potencial peligrosidad de los caudales de escorrentía en función del calado, velocidad o la interacción de estos parámetros. Para el presente caso de estudio, se contemplan tres criterios de análisis, mismos que además de su función de evaluación, actúan como indicadores de aquellos puntos críticos donde se requiere una mayor atención. Como primera alternativa se plantea el reemplazo de las actuales rejillas por modelos normados con eficiencias de captación superiores, no obstante, esta medida resulta insuficiente para el sistema completo, por lo que, a través de una redistribución de sumideros y la incorporación de nuevas estructuras en algunos puntos, se logra definir un sistema de drenaje superficial que cumpla adecuadamente con los criterios de riesgo considerados; sugiriendo una base para futuros trabajos que incorporen otras líneas de estudio como la interacción fluvial.

PALABRAS CLAVE: Sumideros. Rejas. Eficiencia de captación. Criterios de riesgo.

ABSTRACT

The study seeks to analyze drain inlets in Av. 24 de Mayo, in the city of Cuenca. Due to the recurring problem of flooding occurs at several points, as in the old Gapal railway station, it is addressed from a technical perspective that includes the hydraulic behavior of drain inlets, whose efficiency can be estimated based on several parameters such as the longitudinal and transverse slopes of the streets, roughness coefficients, as well as the geometric configuration of the grates. Carrying out a comprehensive study of the elements within the system through the use of computer simulation programs such as SWMM 5.1, the surface drainage system that currently exists is modelled and the operation of the improvement proposals is evaluated under the same conditions. A fundamental component is having adequate rainfall information, which in the present case study consists of two recorded historical events known to have caused flooding problems, as well as design storms obtained from IDF curves with a return period of 10 years. The rationale for the evaluation of the system is based on classifications called hazard criteria, which synthesize the potential danger of runoff flows based on the depth, speed or the interaction of both parameters. For this case study, three analysis criteria are considered, which in addition to their function of evaluation, act as indicators of those critic points where attention is required. As a first alternative, the replacement of the current grates by standardized models with higher hydraulic efficiencies is proposed, however, this resulting measure is insufficient for the complete system, therefore, through a redistribution of drain inlets and the incorporation of new structures in some points, it is possible to define a surface drainage system that adequately meets the risk criteria considered; suggesting a basis for future work that incorporates other lines of study such as river interaction.

KEYWORDS: Drain inlets. Grates. Hydraulic efficiency. Hazard criteria.

ÍNDICE DE CONTENIDO

RESUMEN	1
ABSTRACT	2
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	16
1.1. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN	16
1.2. OBJETIVOS	17
OBJETIVO GENERAL	17
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
1.3. ALCANCE Y LIMITACIONES	17
1.4. ESTADO DEL ARTE	18
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO	21
2.1. ANÁLISIS DE DATOS DE LLUVIA	21
2.1.1. CURVAS DE INTENSIDAD DURACIÓN FRECUENCIA (IDF)	21
2.1.2. TORMENTA DE PROYECTO	22
CHICAGO	23
2.2. ELEMENTOS DE CAPTACIÓN	23
EFICIENCIA DE CAPTACIÓN	24
COEFICIENTES CARACTERÍSTICOS	26
COEFICIENTE DE DESAGÜE	26
2.3. CRITERIOS DE RIESGO	27
CRITERIO DE INCIDENCIA EN PEATONES SEGÚN MARTÍNEZ-GOMARIZ, GÓMEZ & RUSSO	27
CRITERIO DE INCIDENCIA EN EL FLUJO VEHICULAR SEGÚN EVANS	29
PELIGRO DE INUNDACIÓN SEGÚN DEFRA (REINO UNIDO)	30
2.4. STORM WATER MANAGEMENT MODEL (SWMM 5.1)	31
ONDA CINEMÁTICA	35
COMPONENTES	35
FUNCIONAMIENTO- RESOLUCIÓN	36
CAPÍTULO 3. MODELACIÓN DE CONDICIÓN ACTUAL	37
3.1. CARACTERÍSTICAS DEL SITIO DE ESTUDIO	37
TOPOGRAFÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO	37
DELIMITACIÓN DE SUBCUENCAS	38
EVENTOS DE PRECIPITACIÓN REGISTRADOS	40
LLUVIAS SIMULADAS	43
A. EVENTO DEL 10/03/2017	44
B. EVENTO DEL 25/01/2020	45
C. LLUVIA DE DISEÑO CON T=10 AÑOS OBTENIDA A PARTIR DE CURVAS IDF	46
3.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS DE CAPTACIÓN	47
3.3. MODELO CONDICIÓN ACTUAL EN SWMM	49
CAPÍTULO 4. CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS	56
4.1. DISPONIBILIDAD Y ANÁLISIS DE REJILLAS EN EL MERCADO	56
4.2. MODELACIÓN DE ALTERNATIVAS EN SWMM	58
SIMULACIÓN DEL EVENTO DEL 25 DE ENERO DE 2020 – DURACIÓN 1 HORA	58
SIMULACIÓN DEL 10 DE MARZO DE 2017 – DURACIÓN 30 MINUTOS	64



CAPÍTULO 5. PROPUESTA	71
5.1. PROPUESTA DE DISEÑO ÓPTIMA	71
5.2. RESULTADOS Y VALIDACIÓN DE PROPUESTA	73
COMPARATIVA PARA TORMENTAS DE 1 HORA DE DURACIÓN	73
EVENTO	73
CURVAS IDF	79
COMPARATIVA DE TORMENTAS DE 30 MINUTOS DE DURACIÓN	85
EVENTO	85
CURVAS IDF	90
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	95
BIBLIOGRAFÍA	98
APÉNDICES	100
APÉNDICE A - SUBCUENCAS	100
APÉNDICE B - ALTERNATIVAS	105
APÉNDICE C - PROPUESTA	115
APÉNDICE D - MAPAS DE RIESGO	139

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

ILUSTRACIÓN 1. EJEMPLO DE CURVAS IDF PARA LA CIUDAD DE CHICAGO, EE.UU. FUENTE: CHOW ET AL., (1994)	22
ILUSTRACIÓN 2. MÉTODO DE CÁLCULO DE TORMENTA DE DISEÑO CHICAGO/BLOQUES ALTERNADOS. FUENTE: GÓMEZ, (2007)	23
ILUSTRACIÓN 3. MÓDULOS QUE CONFORMAN UN SISTEMA TÍPICO DE DRENAJE URBANO. FUENTE: CONCHA JOPIA, (2007).....	32
ILUSTRACIÓN 4. MODELO CONCEPTUAL DE REPRESENTACIÓN DE UN SISTEMA DE DRENAJE EN SWMM. FUENTE: ROSSMAN & HUBER, (2016).....	33
ILUSTRACIÓN 5. ESQUEMA CONCEPTUAL DE SUBCUENCAS EN SWMM. FUENTE: ROSSMAN & HUBER (2016).....	33
ILUSTRACIÓN 6. ESQUEMA CONCEPTUAL DE UN MODELO DE RESERVOIRIO LINEAL. FUENTE: (ROSSMAN, 2009).....	34
ILUSTRACIÓN 7. MAPA DE SUMIDEROS EXISTENTES EN EL ÁREA DE ESTUDIO, SEÑALADOS MEDIANTE GOOGLE EARTH PRO.....	38
ILUSTRACIÓN 8. MAPA DE CALLES DE LA ZONA DE ESTUDIO	38
ILUSTRACIÓN 9. DELIMITACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO DEMARCADA POR LA LÍNEA ROJA. OBTENIDO DE GOOGLE SATELITE	39
ILUSTRACIÓN 10. UBICACIÓN DE SUBCUENCAS. OBTENIDO DE GOOGLE SATELITE	40
ILUSTRACIÓN 11. EVENTO DEL 3/12/2020. FUENTE: LA VOZ DEL TOMEBA MBA	41
ILUSTRACIÓN 12. EVENTO DEL 3/12/2020. FUENTE: EL COMERCIO	42
ILUSTRACIÓN 13. EVENTO DEL 8/05/2021. FUENTE: INFORMATIVO VERAZ AUSTRO	42
ILUSTRACIÓN 14. EVENTO DEL 10/03/2017. FUENTE: EL COMERCIO	43
ILUSTRACIÓN 15. EVENTO DEL 25/01/2020. FUENTE: EL COMERCIO	43
ILUSTRACIÓN 16. EVENTO DEL 25/01/2020. FUENTE: EL MERCURIO	43
ILUSTRACIÓN 17. HIETOGRAMA PARA EVENTO DE 1 HORA.....	45
ILUSTRACIÓN 18. HIETOGRAMA PARA EVENTO DE 30 MINUTOS	46
ILUSTRACIÓN 19. HIETOGRAMA PARA EVENTO DE 1 HORA.....	47
ILUSTRACIÓN 20. ESTADO DE LAS REJILLAS	48
ILUSTRACIÓN 21. REJA N.4.....	48
ILUSTRACIÓN 22. REJA N.15.....	48
ILUSTRACIÓN 23. REJA N.20.....	48
ILUSTRACIÓN 24. REJA N.24.....	48
ILUSTRACIÓN 25. REJA N.37.....	48
ILUSTRACIÓN 26. UBICACIÓN ACTUAL DE SUMIDEROS. OBTENIDO DE GOOGLE SATELITE	49
ILUSTRACIÓN 27. TABLA DE CONFIGURACIÓN DEL ELEMENTO RAIN GAGE	50
ILUSTRACIÓN 28. TABLA DE DATOS DE LA SERIE TEMPORAL.....	50
ILUSTRACIÓN 29. GRÁFICO DE LA SERIE TEMPORAL INGRESADA.....	50
ILUSTRACIÓN 30. TABLA DE CONFIGURACIÓN DE SUBCUENCAS	51
ILUSTRACIÓN 31. TABLA DE CONFIGURACIÓN DE ELEMENTO DIVIDER	52
ILUSTRACIÓN 32. TABLA DE CONFIGURACIÓN DEL ELEMENTO CONDUCTO.....	52
ILUSTRACIÓN 33. SECCIONES TRANSVERSALES ELEGIBLES PARA CONDUCTOS Y CANALES EN SWMM. FUENTE: ROSSMAN, (2009)	53
ILUSTRACIÓN 34. MAPA DE CANALES MODELADOS ORIGINALES. OBTENIDO DE GOOGLE SATELITE.....	54
ILUSTRACIÓN 35. COMPARATIVA DE CALADO - SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 1 HORA.....	59
ILUSTRACIÓN 36. COMPARATIVA DE VELOCIDAD - SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 1 HORA	60
ILUSTRACIÓN 37. COMPARATIVA DEL NIVEL DE RIESGO SEGÚN MARTÍNEZ-GOMARIZ ET AL. (2016) - SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 1 HORA.....	61
ILUSTRACIÓN 38. COMPARATIVA DEL NIVEL DE RIESGO SEGÚN EVANS (2017) - SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 1 HORA	62
ILUSTRACIÓN 39. COMPARATIVA DEL NIVEL DE RIESGO SEGÚN DEFRA (2006) - SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 1 HORA... ..	63
ILUSTRACIÓN 40. COMPARATIVA DE CALADO - SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 30 MINUTOS	65
ILUSTRACIÓN 41. COMPARATIVA DE VELOCIDAD - SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 30 MINUTOS.....	66
ILUSTRACIÓN 42. COMPARATIVA DEL NIVEL DE RIESGO SEGÚN MARTÍNEZ-GOMARIZ ET AL. (2016) - SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 30 MINUTOS	67
ILUSTRACIÓN 43. COMPARATIVA DEL NIVEL DE RIESGO SEGÚN EVANS (2017) - SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 30 MINUTOS.....	68
ILUSTRACIÓN 44. COMPARATIVA DEL NIVEL DE RIESGO SEGÚN DEFRA (2006) - SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 30 MINUTOS	69
ILUSTRACIÓN 45. PROPUESTA DE DISTRIBUCIÓN DE REJAS. OBTENIDO DE GOOGLE SATELITE	72
ILUSTRACIÓN 46. PROPUESTA DE CONDUCTOS DE ESTUDIO. OBTENIDO DE GOOGLE SATELITE	72
ILUSTRACIÓN 48. COMPARATIVA DE CALADO - SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 1 HORA.....	74
ILUSTRACIÓN 49. COMPARATIVA DE VELOCIDAD - SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 1 HORA	75
ILUSTRACIÓN 50. COMPARATIVA DEL NIVEL DE RIESGO SEGÚN MARTÍNEZ-GOMARIZ ET AL. (2016) - SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 1 HORA.....	76
ILUSTRACIÓN 51. COMPARATIVA DEL NIVEL DE RIESGO SEGÚN EVANS (2017) - SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 1 HORA	77
ILUSTRACIÓN 52. COMPARATIVA DEL NIVEL DE RIESGO SEGÚN DEFRA (2006) - SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 1 HORA... ..	78
ILUSTRACIÓN 53. COMPARATIVA DE CALADO - SIMULACIÓN DE DATOS DE IDF DE 1 HORA	80
ILUSTRACIÓN 54. COMPARATIVA DE VELOCIDAD - SIMULACIÓN DE DATOS DE IDF DE 1 HORA	81
ILUSTRACIÓN 55. COMPARATIVA DEL NIVEL DE RIESGO SEGÚN MARTÍNEZ-GOMARIZ ET AL. (2016) - SIMULACIÓN DE DATOS DE IDF DE 1 HORA	82
ILUSTRACIÓN 56. COMPARATIVA DEL NIVEL DE RIESGO SEGÚN EVANS (2017) - SIMULACIÓN DE DATOS DE IDF DE 1 HORA.....	83



ILUSTRACIÓN 57. COMPARATIVA DEL NIVEL DE RIESGO SEGÚN DEFRA (2006) - SIMULACIÓN DE DATOS DE IDF DE 1 HORA	84
ILUSTRACIÓN 58. COMPARATIVA DE CALADO - SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 30 MINUTOS	85
ILUSTRACIÓN 59. COMPARATIVA DE VELOCIDAD - SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 30 MINUTOS.....	86
ILUSTRACIÓN 60. COMPARATIVA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN MARTÍNEZ-GOMARIZ ET AL. (2016) - SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 30 MINUTOS	87
ILUSTRACIÓN 61. COMPARATIVA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN EVANS (2017) - SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 30 MINUTOS	88
ILUSTRACIÓN 62. COMPARATIVA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN DEFRA (2006) - SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 30 MINUTOS	89
ILUSTRACIÓN 63. COMPARATIVA DE CALADO - SIMULACIÓN DE DATOS DE IDF DE 30 MINUTOS.....	90
ILUSTRACIÓN 64. COMPARATIVA DE VELOCIDAD - SIMULACIÓN DE DATOS DE IDF DE 30 MINUTOS	91
ILUSTRACIÓN 65. COMPARATIVA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN MARTÍNEZ-GOMARIZ ET AL. (2016) - SIMULACIÓN DE DATOS DE IDF DE 30 MINUTOS.....	92
ILUSTRACIÓN 66. COMPARATIVA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN EVANS (2017) - SIMULACIÓN DE DATOS DE IDF DE 30 MINUTOS	93
ILUSTRACIÓN 67. COMPARATIVA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN DEFRA (2006) - SIMULACIÓN DE DATOS DE IDF DE 30 MINUTOS	94

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. RESUMEN DE CRITERIOS CON RESPECTO A LA VELOCIDAD MÁXIMA DE FLUJO. FUENTE: GÓMEZ ET AL., (2010); RUSSO ET AL., (2013)	18
TABLA 2. RESUMEN DE CRITERIOS CON RESPECTO AL CALADO MÁXIMO DE FLUJO. FUENTE: GÓMEZ ET AL., (2010); RUSSO ET AL., (2013)	19
TABLA 3. RESUMEN DE CRITERIOS RESPECTO A LA INTERACCIÓN ENTRE CALADO Y VELOCIDAD. FUENTE: (GÓMEZ ET AL., 2010)	19
TABLA 4. METODOLOGÍAS DE CÁLCULO DE TORMENTAS DE DISEÑO. FUENTE: (BALBASTRE, 2018).....	23
TABLA 5. VALORES DE COEFICIENTE K SEGÚN EL ANCHO DE MEDIA CALZADA	25
TABLA 6. CRITERIOS DE RIESGO EN BASE A LA ESTABILIDAD DE PEATONES. FUENTE: MARTÍNEZ-GOMARIZ ET AL., (2016).....	28
TABLA 7. CRITERIOS DE VULNERABILIDAD DE VEHÍCULOS. FUENTE: EVANS, (2017) EN PDISBA	29
TABLA 8. PARÁMETROS PARA DETERMINAR EFECTOS DE LAS PROFUNDIDADES DE INUNDACIÓN EN LA VELOCIDAD DEL TRÁFICO VEHICULAR. FUENTE: EVANS, (2017).....	30
TABLA 9. CLASIFICACIÓN DEL PELIGRO DE INUNDACIÓN FH. FUENTE: HR WALLINGFORD (2006)	30
TABLA 10. RESUMEN DESCRIPTIVO SOBRE LAS DIFERENTES VERSIONES DE SWMM HASTA LA FECHA. FUENTES: CONCHA JOPIA, (2007); ROSSMAN & HUBER, (2016).....	32
TABLA 11. VALORES DE VOLUMEN E INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN POR CADA REGISTRO DE MEDICIÓN	44
TABLA 12. HIETOGRAMA PARA EVENTO DE 30 MINUTOS	44
TABLA 13. VALORES DE VOLUMEN E INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN POR CADA REGISTRO DE MEDICIÓN	45
TABLA 14. ECUACIONES DE INTENSIDAD, DURACIÓN Y FRECUENCIA PARA LA ESTACIÓN M0067 CUENCA AEROPUERTO. FUENTE: GUACHAMÍN ET AL., (2019)	46
TABLA 15. VALORES DEL HIETOGRAMA PARA EVENTO DE 30 MINUTOS	46
TABLA 16. VALORES DE HIETOGRAMA PARA EVENTO DE 1 HORA	47
TABLA 17. CARACTERÍSTICAS DE REJAS. COEFICIENTE DE DESAGÜE CALCULADO EN FUNCIÓN DEL CALADO MÁXIMO ALCANZADO EN LOS EVENTOS REGISTRADOS DEL 25/01/2020 Y 10/03/2017	55
TABLA 18. PROPUESTA DE REJA: MODELO TANGO D4 - TOMADO DEL CATÁLOGO DIGITAL DE BENITO.COM	56
TABLA 19. PROPUESTA DE REJA: MODELO TRAFICO D4 - TOMADO DEL CATÁLOGO DIGITAL DE BENITO.COM.....	57
TABLA 20. MODELO DELTA 75 - TOMADO DEL CATÁLOGO DIGITAL DE BENITO.COM	57
TABLA 25. COMPARACIÓN DEL COEFICIENTE DE DESAGÜE CD, PARA LAS ALTERNATIVAS PROPUESTAS	70



ÍNDICE DE APÉNDICES

APÉNDICE A - SUBCUENCAS

APÉNDICE A- 1. SUBCUENCAS DE LA AV. 24 DE MAYO - ORIGINAL	100
APÉNDICE A- 2. SUBCUENCAS APORTANTES - ORIGINAL	101

APÉNDICE B - ALTERNATIVAS

APÉNDICE B- 1. TABLA COMPARATIVA DE RESULTADOS MÁXIMOS DEL SISTEMA ORIGINAL Y LAS ALTERNATIVAS PROPUESTAS CON LA SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 1 HORA - AV. 24 DE MAYO.....	106
APÉNDICE B- 2. TABLA COMPARATIVA DE RESULTADOS MÁXIMOS DEL SISTEMA ORIGINAL Y LAS ALTERNATIVAS PROPUESTAS CON LA SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 1 HORA - CALLES APORTANTES	109
APÉNDICE B- 3. TABLA COMPARATIVA DE RESULTADOS MÁXIMOS DEL SISTEMA ORIGINAL Y LAS ALTERNATIVAS PROPUESTAS CON LA SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 30 MINUTOS - AV. 24 DE MAYO	110
APÉNDICE B- 4. TABLA COMPARATIVA DE RESULTADOS MÁXIMOS DEL SISTEMA ORIGINAL Y LAS ALTERNATIVAS PROPUESTAS CON LA SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 30 MINUTOS - CALLES APORTANTES	114

APÉNDICE C - PROPUESTA

APÉNDICE C- 1. TABLA COMPARATIVA DE RESULTADOS MÁXIMOS DEL SISTEMA ORIGINAL Y PROPUESTA CON LA SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 1 HORA - AV. 24 DE MAYO	116
APÉNDICE C- 2. TABLA COMPARATIVA DE RESULTADOS MÁXIMOS DEL SISTEMA ORIGINAL Y PROPUESTA CON LA SIMULACIÓN DEL EVENTO DE 1 HORA - CALLES APORTANTES.....	121
APÉNDICE C- 3. TABLA COMPARATIVA DE RESULTADOS MÁXIMOS DEL SISTEMA ORIGINAL Y PROPUESTA CON LA SIMULACIÓN DE DATOS DE IDF DE 1 HORA - AV. 24 DE MAYO	122
APÉNDICE C- 4. TABLA COMPARATIVA DE RESULTADOS MÁXIMOS DEL SISTEMA ORIGINAL Y PROPUESTA CON LA SIMULACIÓN DE DATOS DE IDF DE 1 HORA - CALLES DE APORTE	127
APÉNDICE C- 5. TABLA COMPARATIVA DE RESULTADOS MÁXIMOS DEL SISTEMA ORIGINAL Y PROPUESTA CON LA SIMULACIÓN DE EVENTO DE 30 MINUTOS - AV. 24 DE MAYO	128
APÉNDICE C- 6. TABLA COMPARATIVA DE RESULTADOS MÁXIMOS DEL SISTEMA ORIGINAL Y PROPUESTA CON LA SIMULACIÓN DE EVENTO DE 30 MINUTOS - CALLES DE APORTE.....	132
APÉNDICE C- 7. TABLA COMPARATIVA DE RESULTADOS MÁXIMOS DEL SISTEMA ORIGINAL Y PROPUESTA CON LA SIMULACIÓN DE DATOS DE IDF DE 30 MINUTOS - AV. 24 DE MAYO.....	134
APÉNDICE C- 8. TABLA COMPARATIVA DE RESULTADOS MÁXIMOS DEL SISTEMA ORIGINAL Y PROPUESTA CON LA SIMULACIÓN DE DATOS DE IDF DE 30 MINUTOS - CALLES DE APORTE	138

APÉNDICE D – MAPAS DE RIESGO

APÉNDICE D- 1. MAPA DE CALADO - SIMULACIÓN ORIGINAL CON EVENTO DE 1 HORA.....	139
APÉNDICE D- 2. MAPA DE VELOCIDAD - SIMULACIÓN ORIGINAL CON EVENTO DE 1 HORA	140
APÉNDICE D- 3. MAPA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN MARTINEZ-GOMARIZ ET AL. (2016) - SIMULACIÓN ORIGINAL CON EVENTO DE 1 HORA	141
APÉNDICE D- 4. MAPA DE RIESGO SEGÚN EVANS (2017) - SIMULACIÓN ORIGINAL CON EVENTO DE 1 HORA.....	142
APÉNDICE D- 5. MAPA DE RIESGO SEGÚN DEFRA (2006) - SIMULACIÓN ORIGINAL CON EVENTO DE 1 HORA	143
APÉNDICE D- 6. MAPA DE CALADO - SIMULACIÓN ORIGINAL CON EVENTO DE 30 MINUTOS	144
APÉNDICE D- 7. MAPA DE VELOCIDAD - SIMULACIÓN ORIGINAL CON EVENTO DE 30 MINUTOS	145
APÉNDICE D- 8. MAPA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN MARTINEZ-GOMARIZ ET AL. (2016) - SIMULACIÓN ORIGINAL CON EVENTO DE 30 MINUTOS	146
APÉNDICE D- 9. MAPA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN EVANS (2017) - SIMULACIÓN ORIGINAL CON EVENTO DE 30 MINUTOS	147
APÉNDICE D- 10. MAPA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN DEFRA (2006) - SIMULACIÓN ORIGINAL CON EVENTO DE 30 MINUTOS	148
APÉNDICE D- 11. MAPA DE CALADO - SIMULACIÓN DE PROPUESTA CON EVENTO DE 1 HORA	149
APÉNDICE D- 12. MAPA DE VELOCIDAD - SIMULACIÓN DE PROPUESTA CON EVENTO DE 1 HORA.....	150
APÉNDICE D- 13. MAPA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN MARTINEZ-GOMARIZ ET AL. (2016) - SIMULACIÓN PROPUESTA CON EVENTO DE 1 HORA	151
APÉNDICE D- 14. MAPA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN EVANS (2017) - SIMULACIÓN PROPUESTA CON EVENTO DE 1 HORA	152
APÉNDICE D- 15. MAPA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN DEFRA (2006) - SIMULACIÓN PROPUESTA CON EVENTO DE 1 HORA	153
APÉNDICE D- 16. MAPA DE CALADO - SIMULACIÓN DE PROPUESTA CON EVENTO DE 30 MINUTOS	154
APÉNDICE D- 17. MAPA DE VELOCIDAD - SIMULACIÓN DE PROPUESTA CON EVENTO DE 30 MINUTOS	155
APÉNDICE D- 18. MAPA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN MARTINEZ-GOMARIZ ET AL. (2016) - SIMULACIÓN PROPUESTA CON EVENTO DE 30 MINUTOS.....	156
APÉNDICE D- 19. MAPA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN EVANS (2017) - SIMULACIÓN PROPUESTA CON EVENTO DE 30 MINUTOS	157
APÉNDICE D- 20. MAPA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN DEFRA (2006) - SIMULACIÓN PROPUESTA CON EVENTO DE 30 MINUTOS	158
APÉNDICE D- 21. MAPA CALADOS - SIMULACIÓN PROPUESTA CON DATOS DE CURVAS IDF 1 HORA	159
APÉNDICE D- 22. MAPA VELOCIDADES - SIMULACIÓN PROPUESTA CON DATOS DE CURVAS IDF 1 HORA.....	160



APÉNDICE D- 23. MAPA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN MARTINEZ-GOMARIZ ET AL. (2016) - SIMULACIÓN PROPUESTA CON DATOS DE CURVAS IDF 1 HORA	161
APÉNDICE D- 24. MAPA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN EVANS (2017) - SIMULACIÓN PROPUESTA CON DATOS DE CURVAS IDF 1 HORA	162
APÉNDICE D- 25. MAPA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN DEFRA (2006) - SIMULACIÓN PROPUESTA CON DATOS DE CURVAS IDF 1 HORA	163
APÉNDICE D- 26. MAPA CALADOS - SIMULACIÓN PROPUESTA CON DATOS DE CURVAS IDF 30 MINUTOS.....	164
APÉNDICE D- 27. MAPA VELOCIDADES - SIMULACIÓN PROPUESTA CON DATOS DE CURVAS IDF 30 MINUTOS	165
APÉNDICE D- 28. MAPA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN MARTINEZ-GOMARIZ ET AL. (2016) - SIMULACIÓN PROPUESTA CON DATOS DE CURVAS IDF 30 MINUTOS	166
APÉNDICE D- 29. MAPA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN EVANS (2017) - SIMULACIÓN PROPUESTA CON DATOS DE CURVAS IDF 30 MINUTOS	167
APÉNDICE D- 30. MAPA DE NIVEL DE RIESGO SEGÚN DEFRA (2006) - SIMULACIÓN PROPUESTA CON DATOS DE CURVAS IDF 30 MINUTOS	168

Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Patricio Javier Luna Abril en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación “Análisis del comportamiento hidráulico de elementos de drenaje superficial en la ciudad de Cuenca – sector Universidad del Azuay – mediante el uso del programa SWMM”, de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 05 de enero de 2022



Patricio Javier Luna Abril

C.I: 0105168785

Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Doménica Terán Solano en calidad de autora y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación “Análisis del comportamiento hidráulico de elementos de drenaje superficial en la ciudad de Cuenca – sector Universidad del Azuay – mediante el uso del programa SWMM”, de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 05 de enero de 2022



Doménica Terán Solano

C.I: 0105040018

Cláusula de Propiedad Intelectual

Patricio Javier Luna Abril, autor del trabajo de titulación “Análisis del comportamiento hidráulico de elementos de drenaje superficial en la ciudad de Cuenca – sector Universidad del Azuay – mediante el uso del programa SWMM”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 05 de enero de 2022



Patricio Javier Luna Abril

C.I: 0105168785

Cláusula de Propiedad Intelectual

Doménica Terán Solano, autora del trabajo de titulación “Análisis del comportamiento hidráulico de elementos de drenaje superficial en la ciudad de Cuenca – sector Universidad del Azuay – mediante el uso del programa SWMM”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 05 de enero de 2022



Doménica Terán Solano

C.I: 0105040018



Agradecimientos

Agradecemos a Dios en primer lugar, por la culminación de logro alcanzado en nuestras vidas. A nuestros padres, familia y amigos, por brindarnos su incondicional apoyo y acompañamiento a lo largo de todos estos años de formación profesional. A nuestro director, Ing. Esteban Sánchez Cordero, por inspirar y motivar nuestro estudio en esta rama de la ingeniería, y guiarnos a lo largo de su desarrollo. Al Ing. Lenin Álvarez y ETAPA EP, por proveernos de la información necesaria para la elaboración de este trabajo. A la Universidad de Cuenca y la Facultad de Ingeniería, por su acogida y enseñanza a lo largo de nuestra carrera.

Patricio y Doménica

Dedicatoria

A mis padres, Patricio y Lucía, quienes con su apoyo y cariño incondicional han sido mi soporte y motor para ir hacia adelante; a mi hermana Giovanna, quien me ha acompañado siempre y de quien he aprendido mucho; a mi familia, que me ha brindado todo su apoyo en este camino, y a mis amigos, con quienes he tenido el privilegio de compartir varios de los momentos más gratos de mi memoria.

A Dios y la Madre Dolorosa, y a aquellos que ya no están, pero que siempre nos están guiando.

Patricio

Dedico este trabajo a Dios por guiarme en estos años. A mi familia, quienes me apoyaron y motivaron a seguir adelante, en especial a mis padres por haberme inculcado valores como la perseverancia y la responsabilidad; y a mis amigos quienes me acompañaron en esta trayectoria recordándome siempre el significado de la amistad.

Doménica

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN

El incesante crecimiento urbano producido por el desarrollo, y motivado por la economía y búsqueda de mejores accesos a servicios, es un hecho que se ha producido con mayor impacto en las últimas décadas, concentrando una gran cantidad de bienes e inmuebles en zonas relativamente pequeñas. Sin embargo, en algunas ciudades este crecimiento se presenta de una manera desordenada, sin procesos de planificación.

En lo que concierne a los problemas acarreados por la urbanización desde la perspectiva hidrológica e hidráulica, la disminución de la rugosidad de la cobertura natural del suelo a través de su impermeabilización, consecuencia de construcciones y ausencia de áreas verdes, supone un incremento en la escorrentía superficial, así como de su caudal pico, ocasionando inundaciones.

Estos eventos, que acontecen en muchas ciudades, producto de diseños de estructuras de captación y sistemas de drenaje deficientes, originan ciertos inconvenientes como obstaculización de vías que conllevan a un congestionamiento vehicular y disgusto de sus usuarios, y, en otros escenarios, grandes pérdidas económicas e incluso humanas.

El problema del drenaje urbano, sin embargo, se constituye sobre una amplia variedad de aristas, debiendo analizarse desde diferentes perspectivas. Gómez, (2007) distingue en él, cuatro principales subproblemas que lo componen: la cantidad de agua a tratar, su introducción en la red de drenaje, capacidad hidráulica de la red, y su vertido en cuerpos receptores. Los sistemas de drenaje se encuentran conformados por una serie de componentes que le permitan cumplir adecuadamente con sus funciones. A nivel superficial, la captación del agua se realiza por medio de sumideros o imbornales, ubicados estratégicamente para permitir la intercepción de la mayor parte de la escorrentía superficial. El uso de rejillas es esencial en dichas estructuras a fin de evitar el ingreso de sólidos gruesos que puedan obstruir los conductos, así como disminuir el impacto sobre el tránsito. No obstante, es común observar que estos elementos muchas veces se construyen, priorizando aspectos estéticos o estructurales, y en un segundo plano sus propiedades hidráulicas, desconociendo frecuentemente, características tales como su eficiencia de captación. Múltiples estudios se han realizado en distintos países, con el objeto de establecer correlaciones matemáticas entre los parámetros hidráulicos de la escorrentía, como calado y velocidad, y la eficiencia de las rejillas, poniendo a disposición del diseñador, herramientas de análisis para estos componentes (Gómez, 2007). A partir de los registros pluviométricos y los correspondientes caudales generados, se puede evaluar su operación y estimar qué proporción del agua no está siendo captada en las entradas, que pudiera atribuirse a una falta de diseño. Por tanto, la investigación sobre los parámetros que afectan la eficiencia hidráulica, es fundamental para mejorar los sistemas del drenaje superficial (Alfatlawi et al., 2020).

Estos estudios han significado un importante avance en el campo de la Hidrología y Drenaje Urbano, dando la posibilidad a las autoridades y gobiernos locales en muchos países, de establecer sus propios lineamientos de seguridad en cuanto se refiere a la escorrentía superficial, conocidos generalmente como criterios de riesgo. Partiendo de la premisa de que las calles generalmente no se diseñan con el fin de conducir grandes cantidades de agua, sino únicamente una pequeña porción del flujo hasta su intercepción, estos criterios tienen por finalidad, definir rangos admisibles para los parámetros hidráulicos del caudal de escorrentía, con miras a proteger la integridad de peatones y vehículos. (Nanía Escobar, 2007).

Además, el desarrollo de programas como el Storm Water Management Model (SWMM), abre la posibilidad de llevar a cabo modelaciones mucho más aproximadas a las condiciones reales, promoviendo un análisis desde una óptica tanto hidrológica como hidráulica. La simplicidad de este modelo y su capacidad para el desarrollo de cálculos de drenaje urbano y gestión de escorrentía son algunas de las características que lo hacen uno de los más conocidos y utilizados (Rossman, 2009).

Entre los sectores de la ciudad de Cuenca que presentan inundaciones tras eventos de precipitación considerables, se encuentra la Universidad del Azuay, ubicada en la Avenida 24 de Mayo, sector Gapal; donde, la ocurrencia de estos sucesos tiene entre sus consecuencias, el impedimento de un adecuado flujo vehicular en esta vía de importancia, pudiendo representar incluso un potencial riesgo de accidentes de tránsito, además, este contratiempo interfiere en la movilidad peatonal de la zona. Por ello, haciendo uso de la herramienta computacional SWMM, se modelarán las condiciones existentes del lugar de estudio y se propondrán alternativas de diseño, teniendo en consideración criterios de riesgo que salvaguardarán a los usuarios, y servirán como una base referencial para análisis futuros en zonas con problemas similares.

1.2. OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Analizar el comportamiento hidráulico de elementos de drenaje superficial en la ciudad de Cuenca – sector Universidad del Azuay – mediante el uso del programa SWMM.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Comprender los patrones hidrológicos en la zona de estudio.
2. Analizar la eficiencia, capacidad de captación y la distribución establecida de los sumideros haciendo uso del programa computacional SWMM.
3. Proponer alternativas de diseño basadas en los criterios de riesgo establecidos a través de los valores máximos de parámetros significativos del flujo (calado y velocidad).

1.3. ALCANCE Y LIMITACIONES

Para el desarrollo del análisis de los elementos de drenaje superficial del sector de la Universidad del Azuay, se presenta el siguiente estudio, que tiene como objetivo brindar una solución a los problemas provocados por la escorrentía superficial, teniéndose ciertas limitaciones en su ejecución; una de ellas correspondiente a los datos referentes a eventos registrados. Si bien estos fueron proporcionados por ETAPA, y poseen una precisión en su medición de 5 minutos, no son continuas a lo largo del tiempo, pues, al examinarlos y compararlos con reportes de prensa, con intervalos en los que no hay registro, es decir, eventos de una magnitud importante que causaron estragos en el sector no se encuentran dentro de la base de datos, así como la ausencia de mediciones en algunos días, por lo que, ciertos eventos no pudieron ser simulados; además, la distribución de las estaciones pluviométricas a lo largo de la ciudad no cubre todos los sectores, por ello se asume que los datos empleados en este trabajo corresponden plenamente al tramo estudiado. Por otro lado, la elección del empleo de registros pluviométricos se debe a la falta de información hidrológica de Cuenca, pues no existen tormentas de diseño y el compendio de datos disponible de recientes años.

Por otro lado, dentro del estudio de las características hidráulicas de los elementos de captación, la evaluación de las eficiencias de las rejillas combinadas no posee una teoría desarrollada, por lo que para los presentes a lo largo de la Av. 24 de Mayo y sus calles aportantes, en donde existen combinaciones de 2, 3 y hasta 5 rejillas se realizó una ponderación en función del área de cada reja que lo componía. Adicionalmente, la propuesta planteada requirió de elementos normados, y con características hidráulicas evaluadas, por lo que, el mercado nacional no ofrece una amplia variedad ni las propiedades necesarias para su análisis dentro de los catálogos ofertados, requiriéndose incluir modelos presentados en el mercado internacional.

Pese a que el desarrollo del siguiente trabajo se centra solamente en los eventos pluviales, y su escorrentía superficial, para entender y poder brindar mejores soluciones, futuros estudios deberán considerar la presencia del río, así como el diseño interno de la red de alcantarillado para una investigación completa.

1.4. ESTADO DEL ARTE

Conforme el desarrollo urbano se incrementa, la seguridad de las actividades durante un suceso de lluvia, tales como el tráfico vehicular y peatonal deben ser preservadas al igual que la no inundabilidad de las viviendas, (Gómez, 2007) por ello, diversos estudios se han venido llevando a cabo desde hace varios años con el fin de definir rangos o límites máximos para dos de los parámetros de flujo más importantes como son el calado y la velocidad, precursores de otros parámetros de análisis más descriptivos como son la estabilidad y resistencia al volteo.

En un principio, los estudios realizados y sus correspondientes resultados tenían una aplicación más fiable en el medio rural que para el medio urbano. En este sentido, algunas de las primeras investigaciones llevadas a cabo, presentan expresiones cuyo alcance se refiere principalmente a cauces naturales y llanuras de inundación, a diferencia de los medios urbanos, donde las inundaciones se constituyen a partir de la combinación de la escorrentía superficial y el rebose del sistema de drenaje pluvial. No obstante, la relevancia que implica su estudio debido a la gran concentración de personas y bienes en estas áreas es el motivo principal que llevó al desarrollo de experimentos posteriores para la determinación de criterios de riesgo acorde a las condiciones de las ciudades (Gómez et al., 2010).

Dependiendo de la disponibilidad tecnológica, infraestructura, condiciones iniciales del experimento, entre otras muchas variables que pudieran suponer una influencia en mayor o menor medida sobre los resultados, los diferentes estudios que se han llevado a cabo en distintos países han servido para establecer rangos de seguridad en sus normativas y consideraciones de diseño, con el fin de salvaguardar el bienestar de los usuarios, especialmente peatones, siendo estos los más vulnerables.

Estos rangos constituyen lo que se conoce como criterios de riesgo, los mismos que engloban parámetros del flujo como el calado y la velocidad o una combinación de ellos, limitando los niveles de flujo máximo, a fin de impedir así el ingreso de agua a viviendas y locales comerciales, además, al considerarse el calado y la velocidad se asegura preservar las vidas humanas ante situaciones clasificadas como de inundación peligrosa. Existen diferentes criterios de peligrosidad, con estudios abarcados desde 1969, siendo los precursores y más destacados, Wright-Mc Laughlin, con un estudio realizado en Denver, Estados Unidos, que considera el calado máximo para impedir el ingreso de agua pluvial; al igual que en la ciudad de Mendoza, Argentina, realizado por Nanía, en donde se considera el mismo principio, sin embargo, teniendo como referencia un calado menor, y finalmente Témez, quien propuso criterios que contemplan calado, velocidad y estabilidad ante el vuelco. (Gómez, 2007).

Entre algunos de los criterios de referencia más importantes a nivel internacional se pueden citar los siguientes:

Fuente	País	Referencia	vmax [m/s]	Criterio	Ámbito de aplicación
Control del desarrollo urbano en las zonas inundables	España	Témez, 1992	1.00	Velocidad límite para que el flujo pueda ser vencido a nado por un individuo	Urbano
Floodplain Management in Australia	Australia y Nueva Zelanda	ARMC, 2000	1.50	Velocidad límite con calados bajos para que un individuo pueda caminar sobre el flujo	Urbano
Riesgos hidrometeorológicos. DDS-TUE364/9.	Suiza	Belleudy, 2004	0.25-1.00	Velocidad máxima viene dada por el uso del suelo, con un mayor enfoque a inundaciones fluviales	Urbano/Rural
Basin Plan for the hydraulic and hydrogeological protection of the land	Italia	Regione Liguria (1993)	0.25-1.00		

Tabla 1. Resumen de criterios con respecto a la velocidad máxima de flujo. Fuente: Gómez et al., (2010); Russo et al., (2013)

Fuente	País	Referencia	y _{max} [m]	Criterio	Ámbito de aplicación
Urban Storm Drainage Criteria Manual. Denver (EE.UU.)	Estados Unidos	Wright-McLaughlin, 1969	0.45	Altura máxima antes de que un vehículo empiece a perder adherencia a la calzada	Urbano
Control del desarrollo urbano en las zonas inundables	España	Témez, 1992	1.00	Altura máxima que represente peligro en cauces naturales	Rural
Hydrological Criteria and Drainage Design Manual. Clark County	Estados Unidos	CCRFGD, 1999	0.30	Altura máxima para evitar que se supere el bordillo	Urbano
Criterio de Mendoza	Argentina	Nanía, 1999	0.30	Altura máxima para evitar ingreso del agua a inmuebles	Urbano
Floodplain Management in Australia	Australia y Nueva Zelanda	ARMC, 2000	1.20-1.50	Altura máxima ante pérdida de estabilidad de individuos y daños en general	Urbano
Riesgos hidrometeorológicos. DDS-TUE364/9.	Suiza	Belleudy, 2004	0.00-1.00	Altura máxima dependerá del uso de suelo. Se enfoca en inundaciones fluviales	Urbano/Rural
PICBA06: Plan Integral de Alcantarillado de Barcelona 2006	España	CLABSA, 2006	0.06	Altura máxima consideran una lluvia de diseño de 10 años	Urbano
Basin Plan for the hydraulic and hydrogeological protection of the land	Italia	Regione Liguria (1993)	1.00-2.00		
Road Drainage Manual. National Transport Commission	Sudáfrica	Rooseboom et al. (1986)	0.06		

Tabla 2. Resumen de criterios con respecto al calado máximo de flujo. Fuente: Gómez et al., (2010); Russo et al., (2013)

Fuente	País	Referencia	v*y [m ² /s]	v ² *y [m ³ /s ²]	Criterio	Ámbito de aplicación
Agencia Federal para la Gestión de Emergencias	Estados Unidos	FEMA, 1970	0.56	-	Condición límite a partir de la cual un adulto perdería estabilidad	Urbano/Rural
Estudio sobre la estabilidad humana en zonas de riesgo	Estados Unidos	Abt, 1999	0.70-2.12	-	Valor límite vendrá dado en función de la altura y peso de la persona. Resultados a partir de ensayos experimentales.	Urbano/Rural
Control del desarrollo urbano en las zonas inundables	España	Témez, 1992	0.50	-	Valor en función de la altura máxima que representaría peligro para un individuo en cauces naturales	Rural
Hydrological Criteria and Drainage Design Manual. Clark County	Estados Unidos	CCRFGD, 1999	0.55	-	Valor en función de altura máxima a la cual el agua no supera el bordillo	Urbano
UPC	España	Nanía, 1999	-	1.00	Estudio sobre la estabilidad de un individuo ante el fenómeno de deslizamiento	Urbano
Proyecto RESCDAM	Finlandia	Reiter, 2000	0.25-0.70	-	Estudio experimental sobre la pérdida de estabilidad frente a flujo de agua en niños y adultos	Rural
Curso de Hidrología Urbana	España	Gómez et al., 2008	0.45	-	Estudio de la estabilidad de un peatón ante el fenómeno de volcamiento	Urbano

Tabla 3. Resumen de criterios respecto a la interacción entre calado y velocidad. Fuente: (Gómez et al., 2010)

Debido a que la bibliografía previa se encontraba centrada en estudios en el medio rural, para el avance y desarrollo de la hidrología urbana y sus criterios de riesgo, se idearon plataformas para ensayos, las cuales simulan a escala real una sección de calle, es decir, contemplan diversos componentes variables de ella, tales como aceras, bordillos y calzadas con diferentes pendientes tanto transversales como longitudinales. El flujo circulante por la plataforma proviene de un sistema de impulsión, y el caudal ensayado es regulado a través de válvulas, con el objetivo de reproducir el comportamiento de los individuos al circular por las calles urbanas con parámetros de flujo peligrosos. (Gómez et al., 2010). Con ello fue posible obtener valores más acertados y acordes a lo presentado en la realidad.

Dichos criterios de riesgo obtenidos a través de los ensayos en la plataforma para la evaluación de transeúntes, pueden clasificarse en función de las condiciones de riesgo: alto, medio y leve, en donde las personas estuvieron expuestas a un determinado nivel de peligrosidad asociado a las condiciones de flujo, siendo éstas referentes a la inestabilidad. En cuanto al criterio de peligrosidad coligado a los vehículos, estos sufren en inundaciones, inestabilidad de tipo flotante, deslizamiento y volcamiento, pudiendo producirse grandes afecciones debido a la interacción con el agua, estos valores fueron obtenidos de igual manera a través de una simulación realizada a escala, siguiendo los mismos lineamientos que las ensayadas para los transeúntes. (Martínez-Gomariz et al., 2017). Por otro lado, los resultados asociados a un alto grado de peligrosidad, pueden ser comparados con los valores propuestos previamente por autores como Témez y Nanía.

Para evaluar en conjunto un sistema de drenaje, se puede recurrir a simulaciones numéricas, con el objetivo de verificar el cumplimiento de los criterios de riesgo y evaluar su potencial peligrosidad, con este fin, se han desarrollado distintos modelos que aprovechan la tecnología disponible para realizar cálculos y simulaciones de manera mucho más precisa y eficiente, permitiendo la obtención de mejores resultados. Entre algunos de los modelos informáticos más conocidos se encuentran *HEC-HMS*, desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos y el *Storm Water Managment Model* (SWMM), desarrollado por el U.S. Environmental Protection Agency (US EPA).

Este último es ampliamente utilizado en muchos países debido a que se constituye como un modelo hidrológico-hidráulico de licencia libre, con la capacidad de simular procesos de precipitación y escorrentía apropiadamente para medios urbanos, a través de sistemas de alcantarillado conformados por distintos elementos como redes de tuberías, canales, dispositivos de almacenamiento, incorporación de sistemas de tratamiento, entre otros.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

2.1. ANÁLISIS DE DATOS DE LLUVIA

Los estudios elaborados dentro de las zonas urbanas traen consigo ciertas particularidades en cuanto a los datos de lluvia a emplearse, esto, siendo consecuencia de la limitada área evaluada. En las cuencas urbanas, los tiempos de concentración son medidos en minutos, debido a la sensibilidad de la cuenca a las lluvias muy intensas, operándose con intervalos de tiempo de 5 a 10 minutos o menores. (Gómez, 2007)

En cuanto al análisis de los datos de lluvia, estos pueden obtenerse a través de tres procedimientos: mediante registros de lluvias históricas, series temporales de lluvias y lluvias de proyecto.

- Lluvias históricas: son aquellas que trajeron consigo serias consecuencias en cuanto a inundaciones, dejando secuelas. El empleo de estas en estudios tiene como objetivo evitar inundaciones en un futuro, con magnitudes similares a las registradas.
- Series temporales de lluvia: son datos obtenidos de registros en observatorios, para asociar el flujo de estos a un determinado periodo de retorno debe aplicarse un modelo de transformación lluvia-escorrentía, en donde se realizarán análisis estadísticos. Su empleo asume que estos registros son representativos de la precipitación y que en el futuro seguirá la misma tendencia
- Tormentas de proyecto: son obtenidas a través de curvas IDF, asociadas a un determinado periodo de retorno, el mismo que introduce un concepto de seguridad.

2.1.1. CURVAS DE INTENSIDAD DURACIÓN FRECUENCIA (IDF)

Dentro del campo de la Hidrología Urbana, gran parte de los proyectos que se relacionan con el análisis o diseño de sistemas de drenaje, parten de la necesidad de contar con información respecto a la cantidad de agua con la que el sistema debe tratar, proveniente, por lo general, de los eventos de precipitación que ocurren en la zona de estudio. Comúnmente, las lluvias se caracterizan a través de la relación entre parámetros hidrológicos tales como la intensidad, entendida como la cantidad de lluvia por unidad de tiempo, y pudiendo ser reemplazada en algunos casos por el volumen precipitado; la duración del evento, que se refiere al intervalo de tiempo dentro del cual ocurre la lluvia, y la frecuencia, relacionada con el periodo de retorno o recurrencia con el que se suscita dicho evento (Chow et al., 1994; Mays, 2010). La identificación de estas relaciones requiere de un proceso de medición continua y relativamente prolongada, el registro de lluvias se lleva a cabo durante varios años con el fin de observar los patrones hidrológicos existentes en determinado sitio. En base a la información histórica de la que se disponga, existen muchos lugares donde se cuenta con curvas estándar que modelan estos patrones hidrológicos en función de los parámetros antes mencionados, a partir de esto, reciben el nombre de curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia o usualmente por sus siglas, se conocen como curvas IDF.

Cuando se disponga de la información histórica suficiente, la determinación de las curvas IDF puede realizarse por medio de análisis estadísticos. Autores como Chow et al., (1994) proponen metodologías que se basan en el análisis de frecuencia a través de una distribución tipo Gumbel o de valores extremos, extrayendo los valores máximos anuales de calado de los registros pluviométricos disponibles. En este contexto, Gómez, (2007) resume el proceso de determinación de curvas IDF por medio de los siguientes pasos:

- 1) Recopilar todos los registros pluviométricos existentes con intervalos de medición de al menos 10 minutos, procurando que el periodo de tiempo abarque un importante número de años. Se considera que, para cuencas urbanas, cuyo análisis por lo general toma periodos de retorno relativamente cortos, de alrededor de 5 a 10 años, es recomendable contar con registros de por lo menos entre 20 y 30 años.
- 2) Ordenar los eventos de lluvia de acuerdo con los diferentes intervalos de duración considerados.
- 3) Para cada intervalo de duración se deberá obtener la serie de Intensidades Medias Máximas Anuales.
- 4) En base a estos valores determinados, y a partir de una distribución estadística de extremos, se puede obtener la serie de Intensidades Medias Máximas Anuales para cada intervalo de duración y periodo de retorno requerido.
- 5) Con las series de intensidades máximas obtenidas previamente, se define una familia de curvas que representen los valores de Duración vs. Intensidad para cada periodo de retorno específico.

Estas curvas a su vez, pueden ser descritas a través de ecuaciones que permitan determinar los valores de intensidad de manera analítica, sin necesidad de recurrir a una estimación gráfica. Cabe resaltar que toda zona de estudio, por sus condiciones hidrológicas particulares, habrá de tener sus propias curvas IDF.

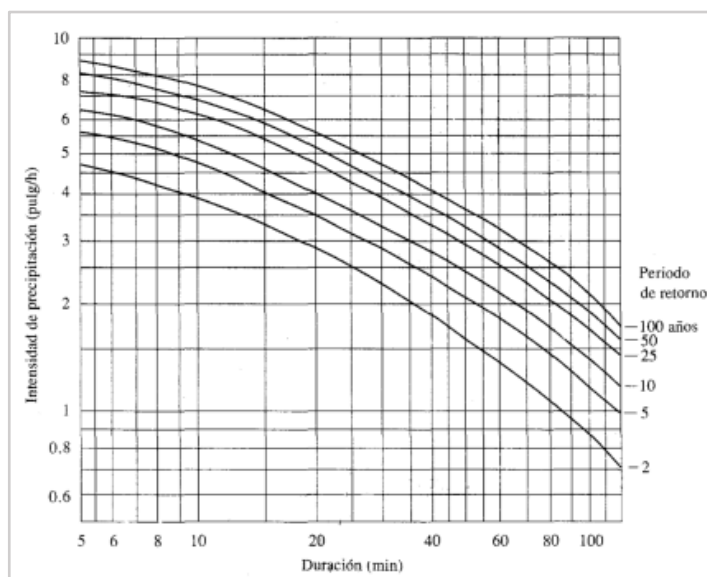


Ilustración 1. Ejemplo de curvas IDF para la ciudad de Chicago, EE.UU. Fuente: Chow et al., (1994)

2.1.2. TORMENTA DE PROYECTO

La tormenta de proyecto es esencial en la simulación hidrológica debido a que el proceso de transformación lluvia-escorrentía permite determinar los caudales resultantes. La forma más común para definirla es a través de hietogramas, los mismos que son obtenidos de las curvas IDF o registros de lluvia, representando la intensidad de precipitación en función del tiempo. Estos hietogramas analizan estadísticamente los datos de los eventos de precipitación, que luego se transformarán en parámetros de escorrentía asociados a una tormenta de diseño con un determinado periodo de retorno. En cuanto a los métodos para obtener la tormenta de diseño a partir de curvas IDF, estos son más sencillos de aplicar, teniendo como ventaja el proporcionar resultados más desfavorables a los reales, siendo una característica conveniente en normativas de diseño debido a su rasgo conservador, a pesar de ello, el mayor inconveniente respecto a su empleo, radica en la elección del periodo de retorno de los caudales pico y volúmenes. (Balbastre, 2018)

Entre las metodologías de cálculo de tormentas de diseño, vinculadas las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF), se encuentran las siguientes:

Tormenta de diseño	Autor	Año
Chicago	Keifer y Chu	1957
Rectangular/bloque	Water Environment Federation	1970
Sifalda	Sifalda	1973
Doble triángulo	Desbordes	1978
Triangular	Yen y Chow	1980
Lineal/exponencial	Watt et. Al	1986
Frequency Based Hypothetical Storm	USACE	2000

Tabla 4. Metodologías de cálculo de tormentas de diseño. Fuente: (Balbastre, 2018)

Para el presente estudio, se empleará el método Chicago o Bloques Alternados, mismo que se detalla a continuación, otras metodologías pueden ser revisadas en literatura como Gómez (2007) y Balbastre (2018).

CHICAGO

El método de tormenta de diseño Chicago (Chicago Design Storm) o Método de los bloques alternados, tiene en consideración las lluvias máximas de duraciones individuales, así como la cantidad de precipitación promedio antes de la intensidad pico y el coeficiente de avance de la tormenta. El Hietograma que se obtiene, supone que la intensidad media es la misma que la derivada de la curva IDF, para ello se requiere la selección de un determinado periodo de retorno con el objetivo de conseguir una intensidad para cada una de las duraciones. Los incrementos o bloques que se generan deben ser reordenados, colocando al bloque de mayor intensidad en el centro de la duración y el resto en orden decreciente, alternados a los costados del bloque central. (Mendoza García, 2020)

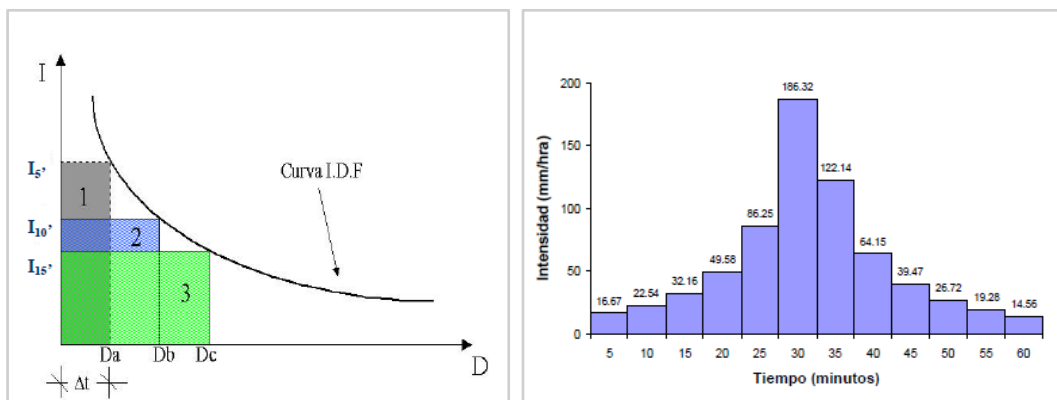


Ilustración 2. Método de cálculo de tormenta de diseño Chicago/Bloques alternados. Fuente: Gómez, (2007)

Al emplear este método, una de sus principales desventajas constituye la forma de definir su distribución temporal, debiendo contenerse todas las precipitaciones máximas para un determinado periodo de retorno, siendo este diferente a los resultados que se obtendrían en tormentas reales, pues al emplear tormentas derivadas de las curvas IDF, se sobreestimaré la magnitud del evento.

2.2. ELEMENTOS DE CAPTACIÓN

El drenaje urbano en general busca solventar los problemas de las ciudades y centros poblados ante la escorrentía superficial que se produce por distintas causas, siendo una de las más comunes la ocurrencia de eventos de lluvia, especialmente aquellos de gran intensidad. Uno de los retos que componen el problema general del drenaje urbano es la captación e incorporación del agua a la red.

El fin que se busca es garantizar un flujo controlado del agua lluvia evitando que esta represente un potencial peligro para las personas y bienes expuestos a los caudales. En la mayoría de ciudades se utilizan sistemas de drenaje duales, es decir, conformados por dos niveles, una red subterránea de conducción del agua captada y un nivel superficial que considera la circulación de una parte del agua sobre la superficie del terreno, especialmente calzadas y cunetas. La captación del agua se realiza a través de elementos denominados sumideros o imbornales, los cuales sirven como entrada del agua hacia los conductos de drenaje subterráneo. Cuentan con rejas, generalmente elaboradas en hierro fundido, que evitan el ingreso de basura y materiales arrastrados hacia la red, además de proveer protección a peatones y vehículos ante caídas accidentales.

Dependiendo del lugar en el que se encuentre, el catálogo de rejas disponibles puede llegar a ser bastante diverso. Los modelos pueden presentar gran cantidad de configuraciones respecto a distintos parámetros como la dirección de las barras, área total de la reja, área de vacíos, etc. Estas variables evidentemente influirán de manera importante sobre la eficiencia de captación del agua, sin embargo, son poco analizadas las propiedades hidráulicas de estos elementos, respondiendo la variedad de modelos más a criterios estéticos o estructurales antes que a lineamientos de tipo hidráulico. (Gómez, 2007)

A través de extensas campañas de ensayos, diversas investigaciones han podido determinar expresiones matemáticas que estimen la eficiencia de captación de las rejas de manera satisfactoria, procurando que dichas expresiones sean suficientemente generales para la mayoría de modelos disponibles en el mercado, aun cuando no hayan sido ensayados como parte de la campaña experimental. Para el análisis de estos elementos se requiere un estudio acerca de su eficiencia de captación, así como de su coeficiente de desagüe C_d , parámetros que permitirán determinar el funcionamiento del sistema.

EFICIENCIA DE CAPTACIÓN

En términos generales, la eficiencia de captación se encuentra descrita por un número adimensional resultante de la razón entre el caudal captado y el caudal circulante total inmediatamente antes del sumidero. El reto para los investigadores radica en encontrar una función de ajuste lo suficientemente representativa para abarcar las variables de mayor relevancia, considerando la influencia que suponen algunos factores sobre la eficiencia, tales como la pendiente transversal y longitudinal de la calzada, configuración geométrica de la reja, porcentaje de área de huecos, entre otros. En este contexto, un proyecto de investigación y experimentación fue desarrollado en la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC), España, donde se define una ecuación potencial que modela la eficiencia de captación de varias rejas por medio de coeficientes característicos dependientes de la geometría de las mismas:

$$E = A * \left(\frac{Q}{y}\right)^{-B}$$

Ecuación 1. Eficiencia de captación

Donde:

E: Eficiencia de captación de la reja

Q: Caudal de aproximación inmediatamente anterior a la reja [m³/s]

y: Calado de aproximación inmediatamente anterior a la reja [m]

A, B: Coeficientes característicos de la reja

No obstante, dado que los resultados fueron obtenidos a partir de los ensayos realizados sobre una plataforma de simulación para carriles de 3 m de ancho, se requiere generalizar su alcance para otras condiciones geométricas de calzada, incorporando así un coeficiente k , con lo que la ecuación de cálculo de la eficiencia quedaría definida como:

$$E = A * \left(k * \frac{Q}{y} \right)^{-B}$$

Ecuación 2. Eficiencia de captación generalizada

Donde:

E : Eficiencia de captación de la reja

Q : Caudal de aproximación inmediatamente anterior a la reja [m^3/s]

y : Calado de aproximación inmediatamente anterior a la reja [m]

k : Coeficiente de relacionado a las condiciones geométricas de calzada y calado

A, B : Coeficientes característicos de la reja

El coeficiente k dependerá de variables tales como el ancho de carril, calado de aproximación del flujo y la pendiente transversal de la calle, cuyos valores se calcularán de acuerdo con el siguiente criterio:

Ancho de mitad de calzada $x = 3m$	
Cualquier y	$k = 1$
Ancho de mitad de calzada $x < 3m$	
$y \leq x * I_x$	$k = 1$
$x * I_x \leq y \leq 3 * I_x$	$k = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{x * I_x}{y}\right)^2}$
$y \geq 3 * I_x$	$k = \frac{1 - \left(1 - \frac{3 * I_x}{y}\right)^2}{1 - \left(1 - \frac{x * I_x}{y}\right)^2}$
Ancho de mitad de calzada $x > 3m$	
$y \leq 3 * I_x$	$k = 1$
$3 * I_x \leq y \leq x * I_x$	$k = 1 - \left(1 - \frac{3 * I_x}{y}\right)^2$
$y \geq x * I_x$	$k = \frac{1 - \left(1 - \frac{3 * I_x}{y}\right)^2}{1 - \left(1 - \frac{x * I_x}{y}\right)^2}$

Tabla 5. Valores de coeficiente k según el ancho de media calzada

Donde:

I_x : Pendiente transversal de la calle [m/m]

y : Calado [m]

x : Ancho de mitad de calzada [m]

COEFICIENTES CARACTERÍSTICOS

A partir de la campaña experimental llevada a cabo, el conjunto de resultados se representa a través de una ecuación de ajuste potencial Ecuación 2, misma que es dependiente de dos parámetros denominados *Coefficientes característicos* y denotados por las letras A y B. Si bien en principio se trata de coeficientes empíricos derivados de los ensayos, el propósito es encontrar una correlación entre sus valores y la geometría de las rejjas, pudiendo describirse por medio de expresiones como las halladas por (Gómez & Russo, 2010)

$$A = \frac{1.988 * A_g^{0.403}}{p^{0.190} * (n_t + 1)^{0.088} * (n_l + 1)^{0.012} * (n_d + 1)^{0.082}}$$

$$B = 1.346 * \frac{L^{0.179}}{W^{0.394}}$$

Ecuación 3. Coeficientes característicos

Donde:

A_g : Área mínima de la reja que contiene por completo al área vacía [m^2]

p : Porcentaje de área vacía respecto del área total de la reja [%]

n_t : Número de barras transversales

n_l : Número de barras longitudinales

n_d : Número de barras diagonales

L : Longitud de reja [cm]

W : Ancho de reja [cm]

De esta manera, es factible extender el criterio de análisis a una amplia variedad de posibles modelos de rejjas, aun cuando estas no hayan sido ensayadas en laboratorio.

COEFICIENTE DE DESAGÜE

El coeficiente de desagüe contribuye a la clasificación de los elementos de captación, siendo útiles al momento de identificar ventajas en cuanto a la cantidad de agua captada de una rejilla sobre otra, y hace referencia al cociente entre los caudales real y teórico, que circulan a través de la rejilla. Este coeficiente puede ser empleado para determinar la capacidad de captación de los imbornales, asumiendo un flujo espacialmente variado, en donde el caudal captado puede ser aproximado a través de la siguiente ecuación de tipo orificio, la misma que es empleada generalmente para el cálculo de coeficientes en depósitos, con la singularidad del empleo de la energía cinética en ella. (Gómez, 2007).

$$Q = C_d \in A_T \sqrt{2gE}$$

Ecuación 4. Coeficiente de desagüe C_d

Donde:

Q : Caudal captado [m^3/s]

$\in$: Fracción de huecos

A_T : Área total de la reja [m^2]

E : Energía del flujo circulante [m]

g : Gravedad [m^2/s]

El uso de la energía cinética en lugar de la carga hidráulica en la ecuación, es debido a que, en el escenario a analizar, el flujo posee una velocidad perpendicular al orificio, debiéndose realizar un giro para poder ser captado por las rejillas. Los valores obtenidos, indican la cantidad de flujo que pasa por la rejilla, siendo así que un coeficiente elevado implica un alto flujo a través de la misma. Los valores de los coeficientes de desagüe empleados C_d , por lo general se encuentran alrededor de 0.6; sin embargo, el uso de este valor conlleva a sobrestimar la captación de los imbornales y despreciar una potencial inundación. (Vidal Navarro, 2019)

Sin embargo, tal como lo menciona Gómez, (2007), el análisis del coeficiente de desagüe para caudales medios/altos (aquellos mayores a 50 l/s), depende en mayor medida de la pendiente transversal de la calzada que de la longitudinal, por otro lado, cuando las pendientes transversales son bajas (menores a 1%) los resultados no son confiables debido a que deja de comportarse como un flujo unidimensional.

2.3. CRITERIOS DE RIESGO

El estudio de la escorrentía superficial que se produce en las ciudades se constituye como uno de los objetivos fundamentales de la Hidrología Urbana. Su importancia se deriva de la inherente presencia de flujos de agua sobre las calles como efecto de la ocurrencia de eventos de precipitación. Si bien es cierto que las calles no se diseñan con la premisa de permitir la circulación de grandes cantidades de agua, es inevitable que una pequeña porción del agua caída durante las lluvias recorra sobre la superficie de las calles aun cuando existen elementos de captación como son los sumideros o imbornales. Si la cantidad de agua precipitada supera la capacidad máxima de la red de drenaje, este flujo superficial puede verse incrementado considerablemente hasta convertirse en un riesgo para la población expuesta. (Nanía Escobar, 2007).

Dado que no es posible captar el total del agua por medio de los sumideros, conocer y prever en la magnitud y comportamiento hidráulico de los caudales superficiales se convierte en información de gran valor para garantizar la seguridad de peatones, vehículos e inmuebles ante posibles eventos de inundación. Con esta intención, diversas investigaciones y estudios experimentales se han llevado a cabo con el fin de determinar rangos de seguridad, denominados comúnmente criterios de riesgo, que precautelan la integridad de los usuarios y moradores, criterios que puedan ser incluidos como parte de manuales y normativas propias de cada región como guía para un adecuado diseño de los sistemas de drenaje urbano.

Si bien el ideal sería que cada lugar defina sus propios criterios de riesgo en base a sus condiciones específicas, esto no siempre es posible, por lo que es factible el uso de criterios desarrollados en otros lugares, cuya base teórica y resultados sea lo suficientemente general para aplicarse. Entre algunos de los criterios en mención, el presente estudio emplea los siguientes:

CRITERIO DE INCIDENCIA EN PEATONES SEGÚN MARTÍNEZ-GOMARIZ, GÓMEZ & RUSSO

Cuando las personas se ven expuestas a caudales descontrolados de escorrentía superficial, su integridad puede verse comprometida, en especial cuando dichos caudales son de magnitud considerable, ya que además del arrastre de objetos potencialmente peligrosos, las fuerzas ejercidas por el agua generan inestabilidad a la persona cuando esta se encuentra de pie o en su intento de caminar. Es en este sentido que desde hace años se han desarrollado diversas investigaciones para analizar los efectos de distintos regímenes y características de flujo sobre la estabilidad humana. Los resultados de dichos estudios, permitieron constituir lo que se conoce como criterios de riesgo. Tradicionalmente, estos estudios han estado más orientados hacia la seguridad peatonal y la inundación en la planta baja de los edificios, restando atención a los problemas de circulación que el agua pudiese ocasionar a los vehículos, no obstante, los nuevos paradigmas en la hidrología urbana han permitido el desarrollo de nuevos criterios que consideren estos aspectos del problema global. (Nanía Escobar, 1999).

Con el afán de definir un conjunto lineamientos de seguridad suficiente para los peatones y que puedan emplearse como parte de los criterios de diseño para sistemas de drenaje urbano, se emprendió un proyecto por parte del Grupo de Investigación FLUMEN de la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC) y con el apoyo del Ayuntamiento de Barcelona, España, llevándose a cabo campañas experimentales de estudio para la determinación de criterios de riesgo adecuados para el medio urbano, basando primordialmente su análisis en el efecto originado por parámetros hidrodinámicos como calado y velocidad.

Los estudios de Martínez-Gomariz et al. (2016), proponen una revisión y ajuste de los valores límite considerados en investigaciones previas. A partir de ensayos realizados sobre la plataforma de experimentación del Laboratorio de Hidráulica de la UPC, se simulan las condiciones existentes en una calle, variando pendientes transversales y longitudinales, así como el caudal circulante para analizar su efecto sobre la estabilidad de una persona. Considerando, además, otras variables adicionales como el tipo de calzado utilizado, visibilidad del suelo y el efecto en caso de tener las manos ocupadas, los autores describen la siguiente clasificación de riesgo en función de la estabilidad de un transeúnte:

Nivel de riesgo para peatones	Parámetros
Alto	$y > 0.15 \text{ m}$ ó $v > 1.88 \text{ m/s}$ ó $v*y > 0.22$
Medio	$y < 0.15 \text{ m}$ & $v < 1.88$ & $0.16 < v*y < 0.22$
Bajo	$y < 0.15 \text{ m}$ & $v < 1.88$ & $v*y < 0.16$

Tabla 6. Criterios de riesgo en base a la estabilidad de peatones. Fuente: Martínez-Gomariz et al., (2016)

Los niveles de riesgo descritos en la Tabla 6 se establecen con el fin de caracterizar el comportamiento de los peatones ante las distintas condiciones existentes en las pruebas. Las pautas o lineamientos que definen a cada uno de estos niveles describen situaciones como las siguientes (Gómez et al., 2010; Martínez-Gomariz et al., 2016; Russo et al., 2013):

- Nivel de riesgo alto (High Hazard level): El individuo presenta gran dificultad de mantener la estabilidad, ya sea detenido o al caminar; en muchos casos es incapaz mantenerse en pie por lo que puede caer o ser arrastrado por el flujo. La capacidad de maniobra se ve casi anulada debido a la acometida del agua.
- Nivel de riesgo medio (Medium Hazard level): Provoca una evidente dificultad para mantener el equilibrio y una pérdida significativa en la maniobrabilidad. Requiere de gran esfuerzo para mantenerse estable y entorpece el avance a través del agua.
- Nivel de riesgo bajo (Low Hazard level): El individuo presenta algunos problemas menores de estabilidad y maniobrabilidad, especialmente cuando requiere bajar de la vereda a la calzada. Tiene una cierta percepción de inseguridad e intuitivamente puede requerir de algún elemento de apoyo para sostenerse, sin embargo, es capaz de circular a través del flujo.

Los criterios de riesgo antes mencionados son los mismos que se consideran dentro del *Plan Director Integral de Saneamiento de la ciudad de Barcelona* (PDISBA) considerando una tormenta de diseño con periodo de retorno de 10 años, y teniendo en cuenta además, los efectos del cambio climático, mismos que prevén escenarios futuros con una tendencia incremental en lo que respecta a la intensidad y frecuencia de eventos extremos. (Ayuntamiento de Barcelona, 2019).

Existen algunos casos en los cuales la aplicación del criterio de riesgo puede ser menos restrictiva, siempre y cuando exista una razón fundamentada que lo avale. Se podría justificar una menor rigurosidad en situaciones donde la relación costo-beneficio de su implementación no es suficientemente conveniente, esto implica que la calle no presenta problemas de inundación ni niveles de riesgo altos ante tormentas con periodo de retorno de 10 años, que además consideran los efectos del cambio climático. En un caso como este, implementar sistemas de drenaje que busquen cumplir estrictamente con los criterios de riesgo establecidos en la Tabla 6 resultaría en un costo excesivo sin que se los beneficios sean notables. (Russo, 2019).

CRITERIO DE INCIDENCIA EN EL FLUJO VEHICULAR SEGÚN EVANS

Debido a que, en los centros urbanos, se encuentran un gran número de vehículos ya sea circulando por la calle o aparcados en ellas, estos al someterse a una exposición de inundaciones, pueden llegar a ser arrastrados por el flujo producido en los eventos de precipitación, llegando a provocar lesiones o incluso víctimas mortales con ello; sin embargo, en escenarios menos extremos, al estar un vehículo en estos eventos pluviales puede perder su estabilidad, suponiendo así un gran riesgo. Además, con las interrupciones causadas por las inundaciones se tienen impactos indirectos, como: la pérdida de tiempo, frustración de conductores, degradaciones del medio ambiente debido a la gran emisión de CO₂, entre otros. (Pyatkova et al., 2019). Por ello, con el fin de precautelar estas situaciones se han realizado experimentos a escala para obtener un umbral de estabilidad para cualquier vehículo ante una inundación, considerando aspectos de arrastre y flotabilidad, es así que se han determinado parámetros hidráulicos como el calado máximo permisible y la velocidad a la cual este se mantendrá estable. (Ayuntamiento de Barcelona, 2019). Adicional al riesgo que trae consigo una inundación, se debe evaluar la vulnerabilidad que esta supone, la misma que es estimada en función del flujo vehicular, propuesto por Evans, en PDISBA (Ayuntamiento de Barcelona, 2019).

Índice de vulnerabilidad	Intensidad de flujo vehicular [veh/día]
1 (Bajo)	< 5000
2 (Medio)	$5000 \leq x \leq 10000$
3 (Alto)	> 10000

Tabla 7. Criterios de vulnerabilidad de vehículos. Fuente: Evans, (2017) en PDISBA

En cuanto a la determinación de los criterios de riesgo que acogen los vehículos en las inundaciones, estos pueden ser determinados a través de ciertos parámetros, los mismos que fueron obtenidos de estudios en los que se evidencia una disminución de las velocidades de los vehículos en función del calado de agua presente en un tramo de la calzada, teniéndose un máximo nivel, sobre el cual queda imposibilitado el flujo vehicular, esto se logró a través de una micro simulación que representa situaciones de congestión vehicular y embotellamientos, en donde al mismo tiempo se incorporan algoritmos de respuestas de los conductores. La reducción de la velocidad ocasionada debido a los eventos de lluvia, son evidentes desde el punto de vista de la seguridad a causa de la interrelación entre la precipitación, visibilidad reducida y aumento del tiempo de reacción. (Pyatkova et al., 2019).

Al emplear el calado de agua para determinar estos efectos producidos por las inundaciones que afecta a la velocidad de tráfico, se tienen las propuestas por Evans (2017), citadas en Russo et al. (2020).

Altura de inundación [cm]	Velocidad máxima permitida [Km/h]
0-10	Velocidad de diseño
10-30	20
Mayor a 30	Tramo de la calle cerrada

Tabla 8. Parámetros para determinar efectos de las profundidades de inundación en la velocidad del tráfico vehicular. Fuente: Evans, (2017)

PELIGRO DE INUNDACIÓN SEGÚN DEFRA (REINO UNIDO)

Adicional a los criterios de riesgo planteados, el peligro causado por una inundación puede ser cuantificado en términos de las características hidráulicas del evento, es decir su calado y velocidad. Estas clasificaciones de peligro abarcan determinados escenarios en los que las personas no pueden mantenerse en pie, ni caminar por el agua, lo que implica su falta de estabilidad, pudiendo llegar incluso a causarse heridas y un potencial riesgo de muerte. Sin embargo, este umbral, a más de considerar la altura del flujo y su velocidad, incluye un factor de escombros, el mismo que representa un peligro en ascenso para las personas en una inundación, así como daños en estructuras. (HR Wallingford, 2006). Estos peligros se calculan empleando la siguiente expresión:

$$FH = y (v + 0.5) + DF$$

Ecuación 5. Peligro de inundación FH

Donde:

y: altura del flujo [m]

v: velocidad del flujo [ms^{-1}]

DF: factor de escombros [0-0.5-1]

La introducción de esta ecuación para estimar el peligro de inundación, se debe a que el producto del calado por la velocidad, realizado en estudios previos, no es considerado apropiado para medir la estabilidad, pese a que son parámetros que afectan las condiciones de flujo. Los estudios realizados por la RESCDAM y Abt en HR Wallingford, (2006) consideran que este producto (*calado por velocidad*) no es la mejor manera de combinarlos. Sin embargo, al emplear la ecuación 5, que incluye el factor de escombros, se precautela su presencia, pudiendo existir riesgo incluso cuando no exista velocidad debido a los remanentes flotantes.

Este factor sirve para predecir el impacto que estos generarían en las personas durante una inundación, independientemente de la profundidad y velocidad del flujo, teniendo en cuenta los escombros que puedan representar un riesgo. Su magnitud tiene referencia a la cantidad de escombros, así como la probabilidad de su ocurrencia, pudiendo aumentar proporcionalmente a la velocidad o a la profundidad del tramo en estudio.

$$DF = \text{Factor de cantidad} \cdot \text{Probabilidad}$$

Ecuación 6. Factor de escombros

Los rangos obtenidos referentes a la peligrosidad de las inundaciones, de acuerdo DEFRA:

Rango de peligro	Peligro de inundación
0	Ninguno
0-0.75	Bajo
0.75-1.5	Moderado
1.5-2.5	Significativo
Mayor a 2.5	Extremo

Tabla 9. Clasificación del peligro de inundación FH. Fuente: HR Wallingford (2006)

Estos niveles de peligro, y sus rangos, que afectan tanto a personas como a bienes dentro del área estudiada, tienen diversos significados. La categoría de peligro bajo, es el menor rango dentro de la clasificación y es el esperado, por lo que cuando *FH* se aproxima al límite superior de 0.75 se recomienda tener precaución. En el segundo nivel, que presenta un riesgo moderado, significa ser peligroso para algunos. El siguiente nivel, clasificado como significativo o de importancia, conlleva a un peligro para la mayoría, y finalmente, la última categoría, considerada extremo, representa un nivel de peligrosidad para toda la población.

Estos niveles fueron implementados debido a que las inundaciones son un peligro acorde al nivel de la clasificación antes descrita, pudiendo causar inestabilidad a los vehículos y creando un conjunto de potenciales riesgos, que pudieran terminar por causar lesiones e incluso la muerte a sus ocupantes o a transeúntes, frecuentemente como consecuencia de la subestimación de la velocidad o calado de la escorrentía presentada en la vía.

2.4. STORM WATER MANAGEMENT MODEL (SWMM 5.1)

Históricamente, la calidad y cantidad de escorrentía superficial han sido problemas a los que se enfrentan ciudades y centros poblados. Su interacción con los caudales de aguas residuales, como en el caso de redes de drenaje combinadas, inducen la necesidad de llevar a cabo diseños adecuados de los sistemas de alcantarillado, a fin de proteger a la población ante potenciales riesgos de contaminación. Con el desarrollo de la informática, el análisis de los sistemas pudo empezar a realizarse de manera mucho más sofisticada. En este sentido, la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (US EPA) desarrolló en 1971, la primera versión del Storm Water Management Model (SWMM), un modelo dinámico de simulación hidrológico-hidráulico para el análisis de calidad y cantidad de escorrentía, principalmente en zonas urbanas. (Rossman, 2009; Rossman & Huber, 2016).

Desde su primera versión, el programa se ha ido actualizando e incorporando nuevas funcionalidades que permitan desarrollar modelaciones mucho más completas y precisas. Se compone de distintos bloques o rutinas de cálculo, escritos inicialmente bajo el lenguaje FORTRAN y en lenguaje C a partir de la versión 5.0. Las primeras versiones contaban con cuatro bloques principales (Concha Jopia, 2007):

- RUNOFF: simulación de escorrentía superficial y contaminantes.
- TRANSPORT: propagación de flujo y contaminantes a través del sistema. Para la simulación de flujos no permanentes, recurre al método de la onda cinemática.
- EXTRAN: como siglas de *Extended Transport*, simula la propagación del flujo, sin contar los contaminantes, bajo régimen no permanente, resolviendo las ecuaciones completas de Saint Venant (modelo de Onda Dinámica).
- STORAGE/TREATMENT: simulación de depósitos de almacenamiento y estaciones de tratamiento de aguas.

Algunos de los principales datos y actualizaciones que se han desarrollado con las diferentes versiones del programa se resumen a continuación:

Versión	Año	Descripción
SWMM I	1971	Es la primera versión de SWMM y su enfoque se encuentra orientado principalmente a la modelación de sistemas de drenaje combinados
SWMM II	1975	Incorpora nuevas ecuaciones para el bloque de cálculo STORAGE
SWMM 3	1981	Se incorporan los bloques de cálculo: RAIN (lectura de información pluviométrica), TEMP (ingreso de datos de temperatura, evaporación, etc.) y STAT (análisis estadísticos de algunos parámetros)
SWMM 4	1988	Primera versión de dominio público. Incorpora la posibilidad de considerar canales con secciones transversales naturales
SWMM 5	2004	Todo el programa fue totalmente reescrito en lenguaje de programación C, agrupando los bloques de cálculo bajo una renovada interfaz gráfica que facilite su utilización. Así mismo, algunas partes del código fueron optimizadas como en el caso del bloque de cálculo EXTRAN

Tabla 10. Resumen descriptivo sobre las diferentes versiones de SWMM hasta la fecha. Fuentes: Concha Jopia, (2007); Rossman & Huber, (2016)

En términos generales, SWMM conceptualiza y modela los sistemas de drenaje por medio de distintos módulos o capas que representan a los diversos niveles ambientales dentro de los que se desarrollan los procesos hidrológicos e hidráulicos involucrados. (Concha Jopia, 2007; Rossman & Huber, 2016). Los mismos que se detallan a continuación:

- Nivel Atmosférico: es el módulo en el que se generan las precipitaciones y propicia el asentamiento de contaminantes sobre la superficie del terreno.
- Nivel de Terreno: corresponde a las subcuencas que reciben la precipitación desde la capa atmosférica, ya sea en forma de agua o nieve, y puede distribuirse de distintas maneras hacia el resto de módulos; a la atmósfera nuevamente en forma de evaporación, a la capa subsuperficial mediante un proceso de infiltración o como escorrentía a través de la capa de transporte.
- Nivel Subsuperficial: se refiere al módulo que recibe el agua de infiltración desde la capa de terreno. Es en esta unidad donde se representan los acuíferos y flujos de agua subterránea.
- Nivel de Transporte: contiene lo que comúnmente se denomina como micro drenaje. En este módulo se encuentran las redes de conductos y canales, nodos de descarga, estaciones de bombeo, unidades de almacenamiento y tratamiento, entre otros elementos.

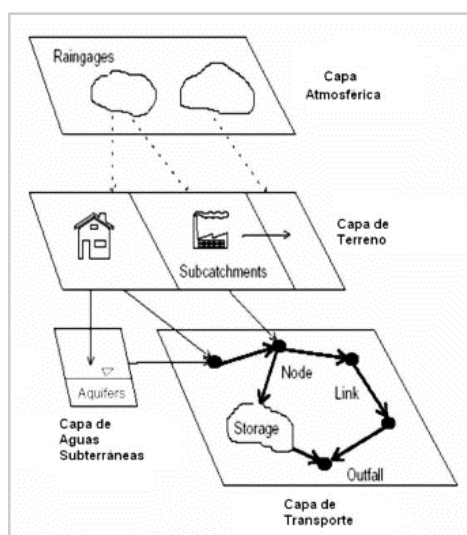


Ilustración 3. Módulos que conforman un sistema típico de drenaje urbano. Fuente: Concha Jopia, (2007)

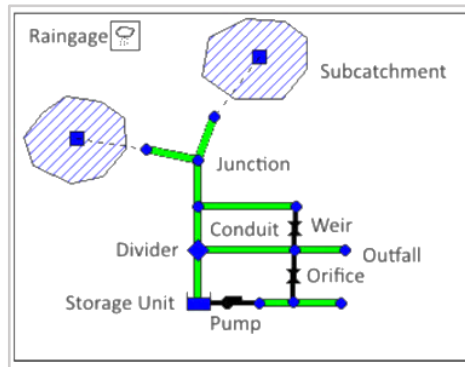


Ilustración 4. Modelo conceptual de representación de un sistema de drenaje en SWMM. Fuente: Rossman & Huber, (2016)

El programa da la opción de elegir entre diferentes métodos de cálculo para la determinación de calados, velocidad, caudales, etc., llevando a cabo un análisis en intervalos discretos de tiempo. Las rutinas de cálculo se basan en los principios de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento, sobre los que se desarrolla la simulación de los distintos procesos tales como escorrentía superficial, infiltración, transporte en la red, entre otros.

Para la estimación de la escorrentía superficial generada en las subcuencas, SWMM emplea un modelo mixto, asumiendo que cada área se comporta como un depósito no lineal, aplicando las ecuaciones de conservación de la masa y la ecuación de la onda cinemática. Entre las asunciones consideradas en el proceso de cálculo, el programa aproxima las subcuencas a planos rectangulares inclinados, definidos a través de parámetros tales como su pendiente de drenaje, porcentaje de área impermeable, coeficientes de rugosidad, entre otros, buscando que estos representen adecuadamente las irregularidades y condiciones heterogéneas que pudiesen existir en la realidad.

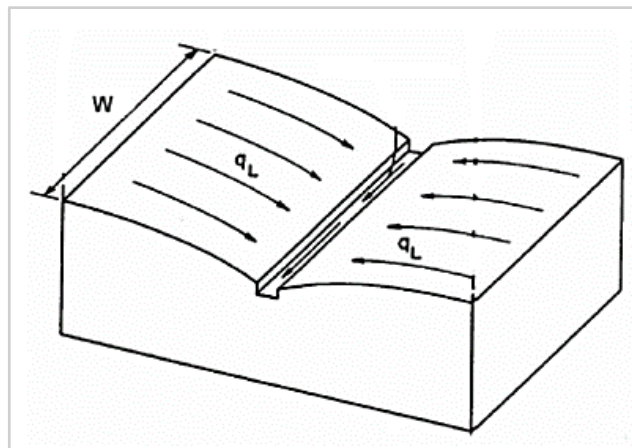


Ilustración 5. Esquema conceptual de subcuencas en SWMM. Fuente: Rossman & Huber (2016)

El modelo de reservorio lineal busca representar el comportamiento general de las subcuencas como elementos constitutivos del sistema. Se considera que, para cada subcuenca, el agua ingresa a partir de la precipitación, en forma de lluvia o nieve, y las pérdidas se definirán por los procesos de evaporación e infiltración. Dependiendo de sus propias características, cada subcuenca tendrá una cierta capacidad de abstracción o almacenamiento por depresión, una vez superada esta capacidad, el agua en exceso se transformará en escorrentía superficial.

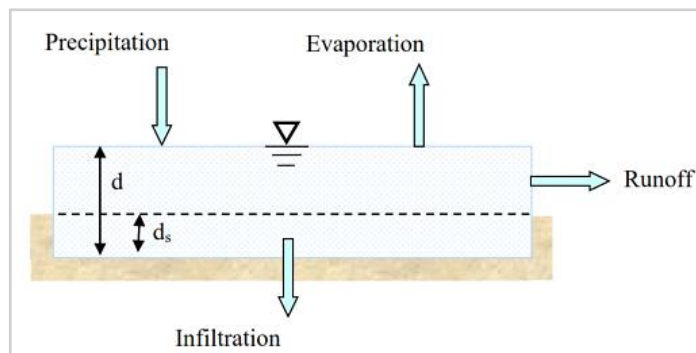


Ilustración 6. Esquema conceptual de un modelo de reservorio lineal. Fuente: (Rossman, 2009)

Es así que, a partir del principio de conservación de la masa, la variación de la altura de agua d en función del tiempo vendrá dado por:

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - e - f - q$$

Ecuación 7. Ecuación de conservación de la masa

Donde:

i : Tasa de precipitación

e : Tasa de evaporación

f : Tasa de infiltración

q : Caudal de escorrentía

Siendo d el calado y d_s la capacidad de almacenamiento; si $d \leq d_s$, las únicas pérdidas que se producirían dentro de la subcuenca serán la evaporación e infiltración, caso contrario, cuando el calado supere la capacidad de almacenamiento, se producirá escorrentía superficial, la misma que fluye hacia la salida de la subcuenca y cuyo cálculo se puede realizar haciendo uso de la ecuación de Manning.

Puesto que dentro de una misma subcuenca pueden existir distintos tipos de terreno, SWMM da la posibilidad de asumir la existencia de áreas permeables e impermeables con diferentes coeficientes de rugosidad y características de infiltración, lo cual influenciará de forma importante en la cantidad de escorrentía que puede generarse, puesto que, es común en zonas urbanizadas encontrar áreas donde no existe capacidad de almacenamiento, sino que toda el agua precipitada escurrirá.

Los caudales de escorrentía se transportarán por medio de canales abiertos, como en el caso de cunetas y bordes de calzada, o a través de conductos cerrados como en el caso de la red subterránea de drenaje. El cálculo de flujo a través de la red puede ser realizado de acuerdo con tres metodologías: Flujo permanente (Steady Flow Routing), en cual se considera que el flujo se mantiene constante en el tiempo; el modelo de Onda Cinemática (Kinematic Wave), el cual consiste en realizar un análisis de flujo no permanente, resolviendo parcialmente las ecuaciones de Saint Venant; y por último, el modelo de Onda Dinámica, el mismo que consiste en la resolución completa de las ecuaciones de Saint Venant, de conservación de masa y cantidad de movimiento. En este sentido, el método de la Onda Dinámica se constituye como el método más representativo de la realidad, pues tiene en cuenta todas las variables que intervienen en el cálculo del flujo, sin embargo, por lo mismo este método requiere de una mayor cantidad de información de entrada y un mayor tiempo computacional para el desarrollo de cálculos.

ONDA CINEMÁTICA

Como lo describe Miller (1984), la teoría de la onda cinemática tiene su inicio con el estudio y desarrollo del flujo permanentemente variado y flujo variado, con Jean Baptiste Bélanger, quien dedujo en 1836 las ecuaciones del flujo variado de la ecuación newtoniana de movimiento Coriolis, con este principio de conservación de la energía se introdujo la llamada ecuación de Bernoulli. Pese a que el estudio del flujo variado tuvo su origen alrededor de 1780, la fórmula de la celeridad, desarrollada en 1788 por Joseph Louis Lagrange contribuyó a que Jean Claude Barré de Saint Venant propusiera la ecuación de movimiento y continuidad del agua en 1871, las mismas que ahora son conocidas como las ecuaciones diferenciales parciales de flujo variado de Saint Venant, además, intentó incluir en ella la ecuación del movimiento, dando un enfoque similar a la teoría de ondas cinemáticas.

Sin embargo, Lighthill & Whitham (1955) desarrollaron la principal teoría acerca de la onda cinemática, empleándola para describir el movimiento de las olas de inundación en los ríos. Esta teoría se compone de la formación de: ondas continuas, ondas de choque y ondas continuas de ondas de choque. (Singh, 2001)

COMPONENTES

El modelo de onda cinemática puede considerarse una simplificación del modelo de la onda dinámica; este último consiste, en términos generales, en la resolución completa de las ecuaciones de Saint Venant, mientras que el caso del primer modelo, se realizan algunas asunciones para llevar a cabo la modelación del flujo no permanente.

Conceptualmente, se establece que el modelo analiza el flujo de escorrentía superficial a través de la relación que existe entre tres parámetros que son el caudal, el calado de agua y la abscisa del canal, y precisamente esta relación describe una de las principales asunciones realizadas por el modelo de la onda cinemática, que es suponer que el caudal de escorrentía que circula por un canal es dependiente únicamente del calado, considerando que existe un balance entre las fuerzas gravitacionales y de fricción, dando lugar a la igualdad entre la pendiente del lecho del canal y la pendiente de fricción $S_o = S_f$. De este modo, la obtención de la pendiente S_f se la puede realizar a partir de ecuaciones aplicadas al flujo uniforme como la ecuación de Manning o la ecuación de Chézy.

Esto supone la desestimación de los términos dinámicos que corresponden a la inercia y el diferencial de presiones dentro de la formulación, desarrollando la ecuación dinámica y aproximándola a través de fórmulas de flujo uniforme; esto es lo que da lugar a la denominación del modelo como “cinemático”, puesto que describe el movimiento sin considerar las fuerzas que originan el movimiento. (Miller, 1984).

Dependiendo de la situación analizada, la formulación matemática presentará algunas modificaciones. En este sentido, se pueden identificar tres posibles casos de formulación del modelo: 1) la entrada de agua ocurre en el extremo aguas arriba del canal, 2) la incorporación lateral de caudales y 3) la incorporación lateral de agua e infiltración en el terreno. (Singh, 2017). Para el presente estudio, el caso de aplicación a considerar será el primero.

FUNCIONAMIENTO- RESOLUCIÓN

Debido a que el enfoque de este trabajo corresponde a un modelo hidrológico, solamente se empleará la segunda parte de la ecuación de Saint Venant, la misma que está expresada en términos de calado y velocidad.

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} = g(S_o - S_f)$$

Ecuación 8. Ecuación de Onda Cinemática

Y al sustituirse la pendiente de fricción S_f por la expresión de Chézy:

$$S_f = \frac{v^2}{c^2 R}$$

Ecuación 9. Ecuación de Chézy

Teniéndose una ecuación simplificada de la cantidad de movimiento:

$$Q = c A \sqrt{R(S_o - \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial v}{g \partial t})}$$

Ecuación 10. Ecuación simplificada de Onda Cinemática

Siendo esta una ecuación de movimiento uniforme, en ella, los términos negativos son despreciables cuando se tiene una gran pendiente. El empleo de la onda cinemática considera que la pendiente de fondo es igual a la pendiente de fricción $S_o = S_f$, lo que implica un equilibrio entre las fuerzas gravitacionales y de fricción. (Miller, 1984)

Para el empleo de la onda cinemática se debe cumplir con las siguientes condiciones:

- Celeridad: la celeridad de la onda cinemática es menor a la dinámica; para evaluarla, se requiere la condición de Froude menor a 1 para ser considerada cinemática. Esto debido a que las ondas dinámicas se atenúan rápidamente y las cinemáticas se vuelven dominantes.
- Índice K: con la ecuación lineal de onda cinemática, propuesta por Liggett y Woolhiser en 1967, si el valor obtenido K (un parámetro adimensional conocido como el número de onda cinemática) es superior a 20, el modelo a emplearse debe ser una onda cinemática.

La ecuación de la onda cinemática responde a una ecuación diferencial parcial (Murillo López, 2016). Para solucionarlo, se pueden seguir métodos numéricos como: característicos, de diferencias finitas y elementos finitos. Los primeros trabajos empleaban el método de características en aplicaciones de flujo terrestre, sin embargo, la no linealidad de los fenómenos condujo a un aumento de la ola y el desarrollo de un choque cinemático, desarrollando el flujo una singularidad y perdiendo las propiedades de flujo gradualmente variado. Por otro lado, al emplearse las soluciones de diferencias finitas, se producen grandes cantidades de difusión y dispersión numérica, que interfieren con efectos físicos, contrarrestando la tendencia de la onda a empinarse, con lo que se detiene el desarrollo de la conmovición y permite el flujo gradualmente variado. (Ponce, 1991)

Pese a ser la onda cinemática una teoría relativamente nueva al ser propuesta desde hace 50 años, es altamente empleada en la hidrología y recursos ambientales e hídricos, siendo adaptada para modelar diversos problemas en especial en la hidrología superficial.

CAPÍTULO 3. MODELACIÓN DE CONDICIÓN ACTUAL

3.1. CARACTERÍSTICAS DEL SITIO DE ESTUDIO

TOPOGRAFÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO

La topografía del sitio constituye un elemento de gran relevancia para cualquier proyecto de drenaje urbano. Definir los perfiles topográficos del terreno es fundamental partiendo del hecho de su directa relación con el comportamiento hidráulico de los flujos de escorrentía y la eficiencia de captación de elementos de drenaje superficial.

Como en la mayoría de estudios hidrológicos, una buena modelación del sistema requiere de información topográfica adecuada que permita simular apropiadamente cuencas y subcuencas, canales, conductos y demás elementos constitutivos, a fin de representar el comportamiento del sistema de la manera más apegada a la realidad que sea posible. En este mismo sentido, es importante también tener en cuenta otros parámetros relevantes como el uso de suelo, características superficiales del terreno, coeficientes de rugosidad, capacidad de infiltración, entre otros.

En términos generales, la zona de estudio abarcada se caracteriza por ser un área que combina un uso de suelo tanto comercial como residencial. La Avenida 24 de Mayo, siendo una importante arteria vial de la ciudad, cuenta con una considerable presencia de comercios a lo largo del tramo analizado, además de situarse aquí una conocida institución de educación superior como es la Universidad del Azuay, lo que implica que existe una importante cantidad de transeúntes y vehículos en la zona. Por otro lado, las áreas de aporte situadas entre la Autopista Cuenca-Azogues y la Av. 24 de Mayo son principalmente zonas de tipo residencial, con la presencia de algunos pequeños locales comerciales y una unidad educativa en las cercanías de la Avenida Galap.

Casi la totalidad de las calles de aporte cuentan con calzadas pavimentadas y aceras de hormigón. La Av. 24 de Mayo presenta una calzada con superficie de pavimento flexible, al igual que las calles ubicadas en las inmediaciones de la antigua estación ferroviaria, mientras que las calles cercanas a la Universidad del Azuay cuentan con superficies de pavimento rígido.

Mediante el programa computacional *Google Earth Pro* se determinan las cotas a la que se encuentran cada uno de los sumideros existentes en el sistema, así como las pendientes de las calles por las que circulará la escorrentía. Luego de realizada una inspección en el sitio sobre la ubicación de cada uno de los elementos de captación, se colocaron marcadores de posición para determinar sus coordenadas. Así mismo, por medio del trazado de perfiles dentro del programa se obtuvieron las pendientes existentes en cada una de las calles comprendidas dentro del estudio; esta información es un requerimiento dentro de la configuración de cada una de las subcuencas establecidas en el modelo. La tabla con los valores de las pendientes se presenta en la sección Anexos.



Ilustración 7. Mapa de sumideros existentes en el área de estudio, señalados mediante Google Earth Pro

DELIMITACIÓN DE SUBCUENCAS

La delimitación de las subcuencas que formaron parte de la zona de estudio, fue llevada a cabo en función de la topografía del terreno, siendo su margen superior la autopista Cuenca-Azogues o E35, la misma que marca el límite del área en estudio, al considerarse que esta posee su propio sistema de drenaje; en cuanto al límite inferior, se tiene en cuenta únicamente la Av. 24 de Mayo y las zonas aportantes de los puentes comprendidos en el tramo definido y de las calles con conexión a la avenida en estudio, así como los trayectos de la Av. 24 de Mayo contiguos a los redondeles.



Ilustración 8. Mapa de calles de la zona de estudio



Ilustración 9. Delimitación de la zona de estudio demarcada por la línea roja. Obtenido de Google Satélite

Las subcuencas delimitadas siguen el flujo pluvial por las vías pavimentadas considerando la presencia de sumideros, los mismos que marcan el inicio o fin de estas, además en esta delimitación se trató de evitar áreas de gran extensión, con superficie mayor a una hectárea. Teniéndose en este estudio un total de 175 subcuencas, las mismas que han sido clasificadas en dos grupos según su ubicación, siendo estas las presentes en la Av. 24 de Mayo y en las calles de aporte a la avenida.

Las subcuencas obtenidas, así como sus valores de superficie se encuentran en la sección de Anexos de este documento.



Ilustración 10. Ubicación de Subcuencas. Obtenido de Google Satélite

EVENTOS DE PRECIPITACIÓN REGISTRADOS

Entre los eventos pluviales que han causado problemas y malestar a los usuarios de la zona en estudio, se evidencia una reiterada afección en el tramo comprendido desde la antigua estación ferroviaria Gapal y el redondel de la Quinta Bolívar. Algunos de estos eventos, registrados a través de fotografías en reportes de prensa se muestran a continuación, en donde el calado alcanzado dificulta la circulación vehicular y la movilidad peatonal, con niveles que inundan inclusive la vereda de la Av. 24 de Mayo.

Uno de los eventos registrados corresponde al 3 de diciembre de 2020, con una duración de 30 minutos, en donde el sistema colapsó, dando como resultado un estancamiento del agua como se muestra a continuación.



Ilustración 11. Evento del 3/12/2020. Fuente: La Voz del Tomebamba



Ilustración 12. Evento del 3/12/2020. Fuente: El Comercio

Otro de los eventos registrados corresponde al 8 de mayo de 2021, en donde se volvió a evidenciar un estancamiento en la misma zona.



Ilustración 13. Evento del 8/05/2021. Fuente: Informativo Veraz Austro

A más de los reportes previamente mostrados, existen otros registros de fuertes precipitaciones en la ciudad que han causado afecciones a sectores cercanos a la Av. 24 de Mayo, sector Gapal, los cuales han servido para seleccionar los eventos requeridos en la simulación del área en estudio. Teniéndose por ello los sucesos del 10 de marzo de 2017 y el del 25 de enero de 2020, los cuales causaron grandes estancamientos en sectores como el Hospital del Río y la Autopista Cuenca-Azogues, así como en la zona estudiada.

En cuanto al evento suscitado el 10 de marzo de 2017, estuvo acompañado de descargas eléctricas y granizo, afectando a varios sectores de la ciudad.



Ilustración 14. Evento del 10/03/2017. Fuente: El Comercio

El evento del 25 de enero de 2020, reportado como una tormenta con descargas eléctricas y granizada, produjo inundaciones en varios sectores de la ciudad, incluida la Av. 24 de Mayo.



Ilustración 15. Evento del 25/01/2020. Fuente: El Comercio



Ilustración 16. Evento del 25/01/2020. Fuente: El Mercurio

LLUVIAS SIMULADAS

Para llevar a cabo la simulación, se han seleccionado dos eventos, mismos que fueron presentados en el punto anterior, de los que se conoce que han causado problemas de inundaciones en los últimos años, a fin de calibrar el modelo y evaluar la condición actual del sistema de drenaje, así como las propuestas de mejora que se puedan plantear.

Los eventos han sido obtenidos a partir de los registros pluviométricos realizados por la Empresa Municipal de Telefonía, Agua Potable y Alcantarillado de Cuenca (ETAPA EP). La información ha sido medida en la estación meteorológica Ucubamba, cercana a la zona de estudio. Los datos corresponden a la cantidad de lluvia precipitada en un intervalo de tiempo de cinco minutos. Esta información se encuentra recopilada desde el año 2017 cuando la estación empezó su operación.

Adicionalmente, a fin de cumplir con los estándares comúnmente aplicados, como PDISBA y el Proyecto RESCCUE, se lleva a cabo la simulación de la propuesta final de diseño ante un evento de lluvia con periodo de retorno de 10 años, obtenido a partir de las curvas IDF para la ciudad de Cuenca que se encuentran definidas en el *Estudio de Lluvias Intensas*, publicado por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI).

Los eventos de precipitación seleccionados para llevar a cabo las simulaciones se describen a continuación:

A. EVENTO DEL 10/03/2017

Corresponde a un evento relativamente corto, con una duración aproximada de 30 minutos según los datos registrados, a pesar de lo cual, se produjeron problemas de inundación en varios sectores de la ciudad.

Tiempo	Volumen [mm]	Intensidad [mm/h]
0:00	0	0
0:05	1.6	19.2
0:10	7.9	94.8
0:15	6.5	78
0:20	4.7	56.4
0:25	1.4	16.8
0:30	0	0

Tabla 11. Valores de volumen e intensidad de precipitación por cada registro de medición

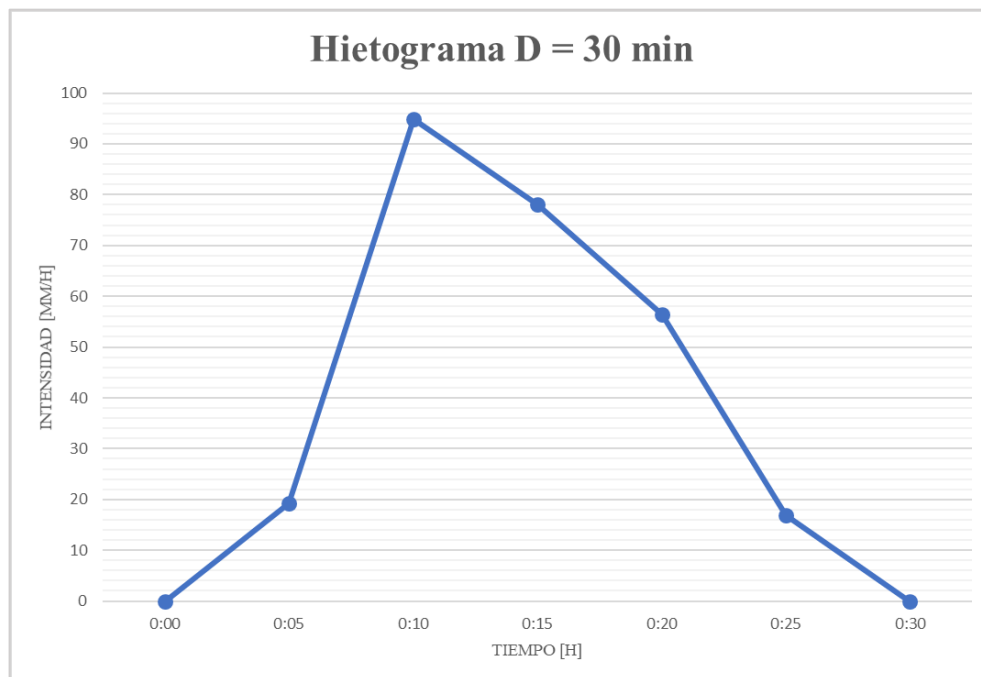


Tabla 12. Hietograma para evento de 30 minutos

B. EVENTO DEL 25/01/2020

Evento con una duración aproximada de una hora. Distintos sectores presentaron problemas debidos a la acumulación de agua como la Autopista Cuenca-Azogues y Av. De las Américas en el sector del Hospital del Río, así como varios tramos de la Av. 24 de Mayo, incluida la antigua estación ferroviaria Gapal.

Tiempo	Volumen [mm]	Intensidad [mm/h]
0:00	0	0
0:05	0.1	1.2
0:10	0.1	1.2
0:15	0.1	1.2
0:20	0.2	2.4
0:25	0.1	1.2
0:30	0	0
0:35	0.7	8.4
0:40	8.3	99.6
0:45	3.9	46.8
0:50	0.4	4.8
0:55	0.1	1.2
1:00	0.1	1.2
1:05	0	0

Tabla 13. Valores de volumen e intensidad de precipitación por cada registro de medición

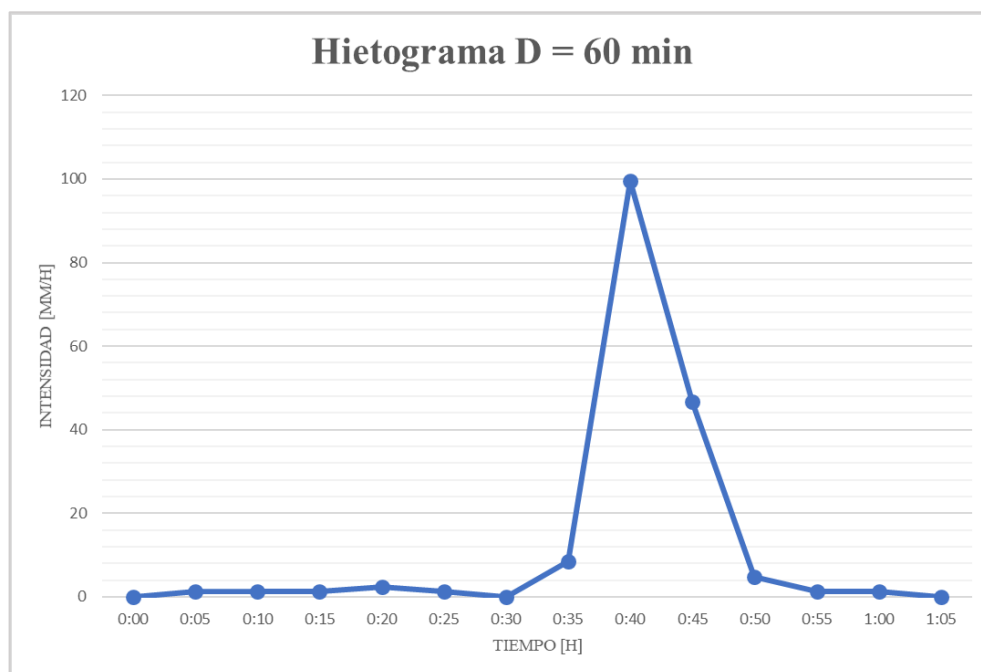


Ilustración 17. Hietograma para evento de 1 hora

C. LLUVIA DE DISEÑO CON $T=10$ AÑOS OBTENIDA A PARTIR DE CURVAS IDF

Dentro de la versión actualizada del *Estudio de Lluvias Intensas*, elaborado por Guachamín et al., (2019) bajo la coordinación de INAMHI, se establecen curvas IDF obtenidas a partir de los registros de dos estaciones meteorológicas ubicadas en la ciudad de Cuenca. Para el presente caso, las curvas utilizadas corresponden a la estación Cuenca Aeropuerto (Código M0067), debido a su cercanía con el sitio de estudio.

Las curvas IDF son descritas a través de ecuaciones, las cuales dependerán de la duración del evento de precipitación, presentadas a continuación:

Intervalo de tiempo	Ecuaciones de intensidad	Unidad
5 - 60 min	$I = 201.93 * T^{0.1845} * t^{-0.4926}$	mm/h
60 - 1440 min	$I = 1052.78 * T^{0.1767} * t^{-0.8921}$	mm/h

Tabla 14. Ecuaciones de intensidad, duración y frecuencia para la Estación M0067 Cuenca Aeropuerto. Fuente: Guachamín et al., (2019)

Aplicando el modelo de bloques alternados para el cálculo de la tormenta de diseño, se obtienen los hietogramas correspondientes a eventos con duraciones de 30 minutos y 1 hora, en ambos casos para un periodo de retorno de 10 años. Los gráficos se presentan a continuación:

- *Evento de 30 minutos:*

Tiempo [min]	Intensidad [mm/h]
5	33.855
10	45.381
15	139.762
20	58.908
25	38.355
30	30.653

Tabla 15. Valores del hietograma para evento de 30 minutos

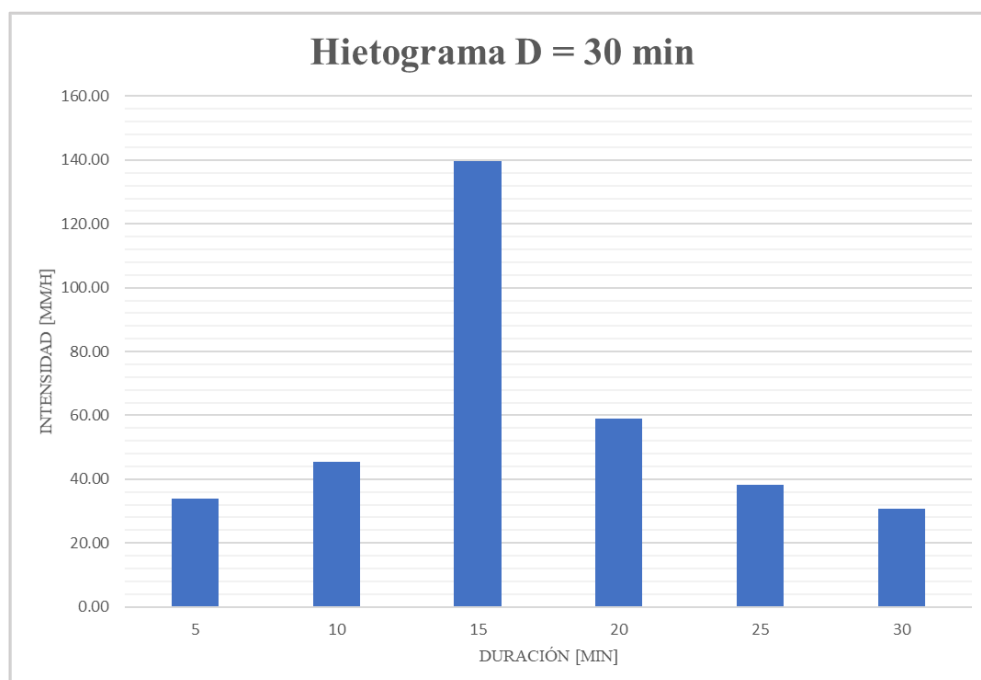


Ilustración 18. Hietograma para evento de 30 minutos

- Evento de 1 hora:

Tiempo [min]	Intensidad [mm/h]
5	22.275
10	24.722
15	28.224
20	33.855
25	45.381
30	139.762
35	58.908
40	38.355
45	30.653
50	26.298
55	23.402
60	20.125

Tabla 16. Valores de hietograma para evento de 1 hora

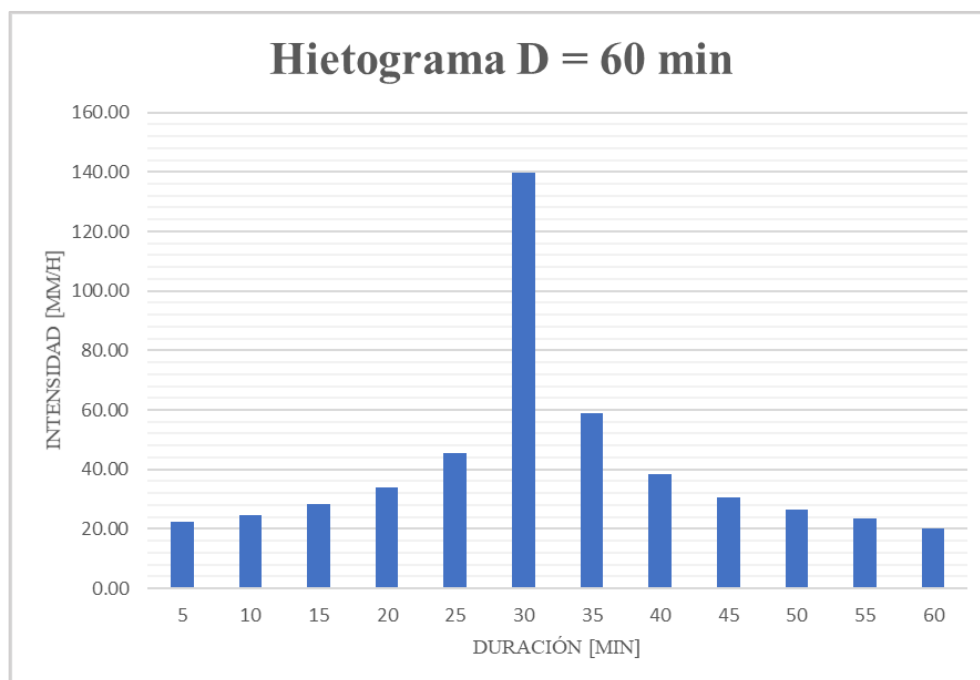


Ilustración 19. Hietograma para evento de 1 hora

3.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS DE CAPTACIÓN

Los elementos de captación empleados están compuestos por varillas de acero corrugado entre 20mm-25mm de diámetro, con dimensiones medias de 70x40 cm, existiendo combinaciones de varias rejas, diferentes disposiciones y configuraciones de estas, influyendo en su eficiencia, y generando un impacto sobre el tránsito de peatones y ciclistas. A continuación, se muestran algunas de las rejas presentes a lo largo de la Av. 24 de Mayo y sus calles aportantes, así como el estado en el que estas se encuentran.

- Estado de las rejillas: se observa la presencia de basura, clastos y sedimentos acumulados, que limitan la captación; adicional a ello, la disposición y configuración de los barrotes de estas difiere, encontrándose combinaciones con barras perpendiculares y paralelas al sentido.



Ilustración 20. Estado de las rejillas

- Combinación de rejillas: a lo largo del tramo de estudio se presentan diversas combinaciones de rejillas, dando como resultado rejillas grandes de varias formas, pudiendo resaltarse aquellas que incluyen dos o tres rejillas con igual o diferente disposición de varillas en su interior, y otras que modifican la forma de la reja resultante, uniendo perpendicularmente las rejillas entre sí. Uno de estos casos, presente en la intersección entre Las Garzas y la Av. 24 de Mayo consta de la unión de 5 rejillas diferentes abarcando más de la mitad del carril.



Ilustración 21. Reja n.4



Ilustración 22. Reja n.15



Ilustración 23. Reja n.20



Ilustración 24. Reja n.24



Ilustración 25. Reja n.37

En cuanto a la distribución de los elementos a lo largo de la zona de estudio, no existe uniformidad de distancias entre sí, e incluso algunos tramos en donde no se han implementado sumideros, en calles que aportan a la Av. 24 de Mayo, y a las que se les atribuye una mayor escorrentía superficial que ocasiona estancamientos en la avenida principal. Entre las calles que no cuentan con sumideros se encuentran las calles Manoel Niveló, Mollobamba y Chugchillán, así como la Av. Gapal. En la Ilustración 25 se muestra un mapa de la distribución actual de imbornales.



Ilustración 26. Ubicación actual de sumideros. Obtenido de Google Satélite

Al evaluar las eficiencias de las rejillas que componen el sistema con las expresiones mencionadas en el capítulo 2. Marco Teórico, sección 2.2. Elementos de captación, se tiene que, en promedio, para una eficiencia cercana al 100%, el caudal captado corresponde a aproximadamente 3.3 l/s, siendo este un caudal bajo que afecta a la carretera y sus usuarios.

3.3. MODELO CONDICIÓN ACTUAL EN SWMM

Para conformar el modelo de simulación del sistema bajo condiciones actuales, se debe llevar a cabo una adecuada configuración de todos los elementos que lo componen. En este sentido, es muy importante tener en cuenta varios aspectos con el fin de asegurar que la modelación represente la realidad de manera fiable. SWMM lleva a cabo el análisis a través de una serie de niveles o capas, cada una de las cuales comprende un conjunto de elementos u objetos que representan los diversos componentes en un sistema de drenaje real.

En base al esquema descrito por Concha Jopia, (2007), el primer nivel que se debe configurar es el Atmosférico, mismo que comprende los eventos de precipitación bajo los cuales se llevan a cabo las simulaciones del modelo. Para incorporarlos, se hace uso de un objeto denominado *Rain Gage* (pluviómetro) y denotado por un ícono de nube. Este elemento tiene por función simular el evento de lluvia a través de la información pluviométrica ingresada por el usuario, misma que se puede ser cargada a través un archivo DAT o por medio de una serie temporal, como en el presente caso de estudio.

Rain Gage IDF	
Property	Value
Name	IDF
X-Coordinate	722175.011
Y-Coordinate	9677381.630
Description	
Tag	
Rain Format	VOLUME
Time Interval	0:05
Snow Catch Factor	0
Data Source	TIMESERIES
TIME SERIES:	
- Series Name	EVENTO_U-10-3-17
DATA FILE:	
- File Name	*
- Station ID	*
- Rain Units	MM
Source of rainfall data	

Ilustración 27. Tabla de configuración del elemento Rain Gage

Las series temporales recopilan el patrón de comportamiento de la lluvia con respecto al tiempo, pudiendo estar definido a través de uno de los siguientes parámetros: *Intensidad* (INTENSITY), definida a partir de un hietograma; *Volumen* (VOLUME), referido a la profundidad de lluvia caída durante cada uno de los intervalos de medición; y *Lluvia Acumulada* (CUMULATIVE), cuando las mediciones se realizan en base a un volumen acumulado durante un cierto periodo de tiempo. Para el presente caso de estudio, puesto que las estaciones meteorológicas reportan la profundidad de lluvia caída durante intervalos de 5 minutos, las series temporales que representan los eventos registrados fueron definidas por medio del parámetro *Volumen*; mientras que para el caso de las tormentas de diseño a partir de curvas IDF, las series temporales se definieron bajo el parámetro de *Intensidad*.

Time Series Editor		
Time Series Name S-10-1H		
Description T=10 - 1HR		
☐ Use external data file named below		
☒ Enter time series data in the table below		
No dates means times are relative to start of simulation.		
Date (M/D/Y)	Time (H:M)	Value
	0:05	22.275
	0:10	24.722
	0:15	28.224
	0:20	33.855
	0:25	45.381
	0:30	139.762
	0:35	58.908
	0:40	38.355
	0:45	30.653
	0:50	26.298
	0:55	23.402
	1:00	20.125

Ilustración 28. Tabla de datos de la serie temporal

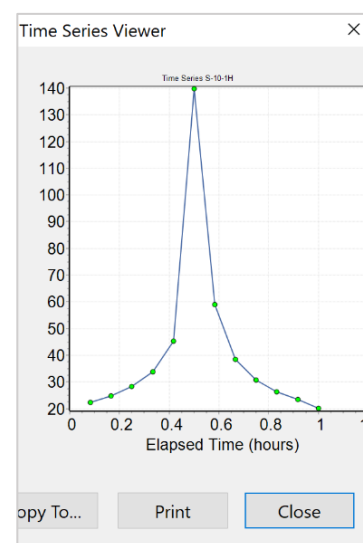
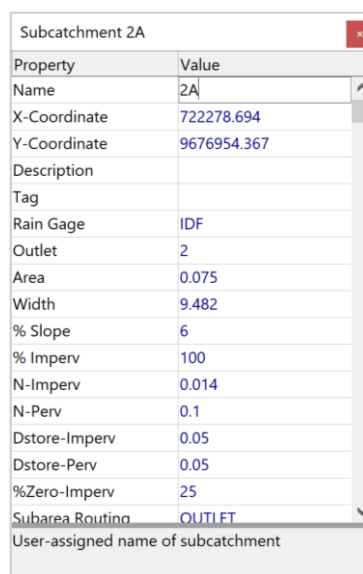


Ilustración 29. Gráfico de la serie temporal ingresada

Una vez definidos los eventos de lluvia con los cuales se desarrollará la simulación, se puede pasar al siguiente nivel que se refiere al terreno. Dentro de este módulo, deberán ser definidas las subcuencas de aporte. Con la ayuda de un Sistema de Información Geográfica, es posible delimitar y obtener una medida aproximada de dichas áreas, de acuerdo con lo antes mencionado en la sección 3.1. Características del Sitio de estudio - *Delimitación de Subcuencas*. En este punto se deberá configurar varios parámetros que caracterizan a la subcuenca como son el punto de descarga, área, ancho de subcuenca, pendiente, porcentaje de área impermeable, coeficientes de rugosidad, entre otros.



Property	Value
Name	2A
X-Coordinate	722278.694
Y-Coordinate	9676954.367
Description	
Tag	
Rain Gage	IDF
Outlet	2
Area	0.075
Width	9.482
% Slope	6
% Imperv	100
N-Imperv	0.014
N-Perv	0.1
Dstore-Imperv	0.05
Dstore-Perv	0.05
%Zero-Imperv	25
Subarea Routing	OUTLET
User-assigned name of subcatchment	

Ilustración 30. Tabla de configuración de subcuencas

El siguiente módulo, llamado nivel o capa de transporte dentro del esquema, incluye a lo que comúnmente se conoce como microdrenaje, es decir, la red de alcantarillado propiamente dicha. En este caso, el estudio se limita únicamente al análisis de la escorrentía superficial, por lo que la modelación estará enfocada en los sumideros o imbornales, definidos por medio del elemento *Divider* y los canales de conducción por los que circulará el agua, siendo estos los bordes de las calzadas. En este aspecto, resulta fundamental poner atención a la información ingresada para cada uno de los elementos.

En el caso de los *Dividers*, Rossman (2009) los describe como nodos de drenaje cuya función es la de desviar una parte del flujo hacia otro conducto, de acuerdo con un patrón determinado. Estos objetos dan al usuario la posibilidad de simular los sumideros, ya que permiten definir este patrón de desviación mediante una tabla de flujos de entrada y salida (inflow y outflow). Los valores de esta tabla describen lo que se conoce como curva de eficiencia, misma que representará una función entre el caudal captado y caudal circulante. Para su cálculo, intervienen varios parámetros, entre los que se encuentran:

- Sección transversal de la calzada: describe la geometría del canal por el cual fluyen los caudales de escorrentía. Sus características dependerán del diseño geométrico de la vía, siendo sus elementos más importantes, el bombeo o pendiente transversal y el ancho de la media calzada. Partiendo del conocimiento de dicha sección y asumiendo valores de calado, es posible determinar mediante la ecuación de Manning, el caudal circulante, mismo que será entendido como el caudal de aproximación justo antes del sumidero.
- Coeficientes característicos de la reja: como se describieron en la sección 2.2. Elementos de captación, los coeficientes característicos son parámetros que varían en función de la geometría de las rejillas. El área del elemento y su proporción de espacios vacíos influirán en la eficiencia de captación.
- Pendiente longitudinal: tiene un papel predominante en la hidrodinámica de los caudales, puesto que interviene directamente sobre la velocidad de flujo. Su valor dependerá del cambio de cota entre los extremos del canal que llega al sumidero.

Property	Value
Name	1
X-Coordinate	722285.128
Y-Coordinate	9676994.671
Description	
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	13
Max. Depth	0
Initial Depth	0
Surcharge Depth	0
Ponded Area	0
Diverted Link	cn52
Type	TABULAR
Cutoff Divider	
Cutoff Flow	0
Tabular Divider	
Curve Name	C1

Click to specify any external inflows received at the outfall

Ilustración 31. Tabla de configuración de elemento Divider

Cada uno de los nodos deberán conectarse por medio de conductos o canales (denominados *Conduits* en inglés), los cuales a su vez tendrán sus propios parámetros de configuración, como longitud, sección transversal, coeficiente de rugosidad, entre otros.

Property	Value
Name	q1
Inlet Node	1
Outlet Node	n2
Description	
Tag	
Shape	TRIANGULAR
Max. Depth	0.2
Length	16.656
Roughness	0.01
Inlet Offset	0
Outlet Offset	0
Initial Flow	0
Maximum Flow	0
Entry Loss Coeff.	0

Click to edit the conduit's cross section geometry

Ilustración 32. Tabla de configuración del elemento Conducto

Para la sección transversal de cada conducto, SWMM permite seleccionar la configuración geométrica requerida por el usuario entre un amplio conjunto de opciones. En el presente caso de estudio, se selecciona una sección triangular para representar el canal formado por la calzada y el borde de la acera, para lo cual se debe ingresar los valores de altura máxima y ancho en la superficie. La pendiente longitudinal de los canales estará dada en función de la cota que se les asigne a los nodos de sus extremos, por lo cual es importante contar con información topográfica adecuada y suficiente.

Name	Parameters	Shape	Name	Parameters	Shape
Circular	Full Height		Circular Force Main	Full Height, Roughness	
Filled Circular	Full Height, Filled Depth		Rectangular - Closed	Full Height, Width	
Rectangular - Open	Full Height, Width		Trapezoidal	Full Height, Base Width, Side Slopes	
Triangular	Full Height, Top Width		Horizontal Ellipse	Full Height, Max. Width	
Vertical Ellipse	Full Height, Max. Width		Arch	Full Height, Max. Width	
Parabolic	Full Height, Top Width		Power	Full Height, Top Width, Exponent	
Rectangular-Triangular	Full Height, Top Width, Triangle Height		Rectangular-Round	Full Height, Top Width, Bottom Radius	
Modified Baskethandle	Full Height, Bottom Width, Top Radius		Egg	Full Height	
Horseshoe	Full Height		Gothic	Full Height	
Catenary	Full Height		Semi-Elliptical	Full Height	
Baskethandle	Full Height		Semi-Circular	Full Height	
Irregular Natural Channel	Transect Coordinates		Custom Closed Shape	Full Height, Shape Curve Coordinates	

Ilustración 33. Secciones transversales elegibles para conductos y canales en SWMM. Fuente: Rossman, (2009)

Por último, para el caso de bocacalles, se ha optado por la colocación de una sección rectangular sin paredes laterales, con el fin de representar de manera aproximada el cambio en la geometría de la sección que se produce cuando el agua atraviesa una intersección.

Una vez que se ha completado la configuración del sistema, se realiza la simulación para un determinado evento de lluvia. El objetivo es, en primer lugar, calibrar el modelo a fin de que este sea capaz de reflejar el comportamiento de la red en condiciones actuales, y sirva como base para la simulación de propuestas que se planteen a futuro.

A continuación, se presenta un mapa que detalla la ubicación de cada uno de los canales antes descritos, así como una tabla de comparación entre los coeficientes de desagüe C_d , atribuido al calado máximo alcanzado en cada sumidero, correspondientes a la Av. 24 de Mayo, para los dos eventos de lluvia antes mencionados.



Ilustración 34. Mapa de canales modelados originales. Obtenido de Google Satélite

No. Sumidero	A	B	Evento 25/01/2020		Evento 10/03/2017	
			y _{max} [m]	C _d	y _{max} [m]	C _d
1	0.402	0.673	0.04	0.175	0.04	0.175
2	0.402	0.675	0.04	0.175	0.05	0.220
3	0.410	0.491	0.04	0.423	0.04	0.423
4	0.418	0.485	0.02	0.252	0.02	0.098
5	0.428	0.482	0.05	0.182	0.02	0.052
6	0.434	0.196	0.04	0.203	0.05	0.306
7	0.458	0.196	0.04	0.239	0.02	0.067
8	0.456	0.196	0.04	0.200	0.05	0.301
9	0.458	0.196	0.04	0.195	0.04	0.195
10	0.441	0.196	0.06	0.456	0.07	0.606
11	0.460	0.670	0.06	0.218	0.07	0.257
12	0.439	0.196	0.05	0.189	0.05	0.189
13	0.576	0.823	0.04	0.177	0.03	0.141
14	0.439	0.196	0.05	0.191	0.05	0.191
15	0.445	0.673	0.06	0.286	0.04	0.187
16	0.460	0.673	0.12	0.633	0.08	0.415
17	0.474	0.673	0.06	0.367	0.05	0.303
18	0.469	0.488	0.09	0.405	0.10	0.467
19	0.475	0.488	0.15	0.846	0.16	0.956
20	0.643	0.931	0.13	0.115	0.14	0.120
21	0.482	0.488	0.08	0.580	0.09	0.681
22	0.479	0.488	0.10	0.761	0.11	0.865
23	0.426	0.488	0.10	0.738	0.11	0.840
24	0.417	0.581	0.06	0.160	0.06	0.160
25	0.469	0.488	0.08	0.460	0.09	0.539
26	0.430	0.581	0.09	0.196	0.10	0.222
27	0.407	0.673	0.10	0.398	0.11	0.439
28	0.410	0.673	0.04	0.214	0.05	0.270
29	0.406	0.673	0.05	0.252	0.06	0.305
30	0.407	0.673	0.11	0.386	0.12	0.423
31	0.475	0.488	0.01	0.047	0.01	0.047
32	0.433	0.488	0.01	0.045	0.01	0.045
33	0.382	0.673	0.12	0.283	0.13	0.307
34	0.440	0.581	0.03	0.088	0.04	0.124
35	0.440	0.581	0.03	0.088	0.04	0.124
36	0.450	0.488	0.03	0.164	0.04	0.346
37	0.413	0.562	0.02	0.113	0.02	0.113
38	0.434	0.488	0.03	0.145	0.04	0.261

Tabla 17. Características de rejás. Coeficiente de desagüe calculado en función del calado máximo alcanzado en los eventos registrados del 25/01/2020 y 10/03/2017

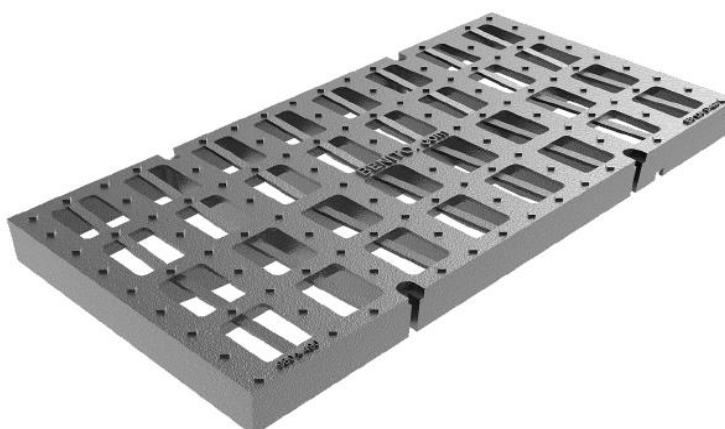
CAPÍTULO 4. CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

4.1. DISPONIBILIDAD Y ANÁLISIS DE REJILLAS EN EL MERCADO

El mercado nacional de rejillas es limitado, pese a la existencia de fabricantes que presentan algunos modelos para su comercialización, las características hidráulicas no son mencionadas en sus catálogos, así como las características geométricas necesarias para su cálculo, centrandose de esta manera su atención en aspectos estéticos y estructurales. Por ello, las alternativas presentadas en este trabajo están basadas en catálogos internacionales que cumplen con la normativa UNE EN -124, en donde se especifican características de diseño de las rejillas, tales como el espaciamiento entre barros, capacidad de carga y seguridad, conformadas por hierro dúctil con una superficie antideslizante.

Se han escogido 3 modelos como posibles alternativas de rejillas a emplear, siendo los siguientes:

Modelo de reja:	TANGO D4
-----------------	----------

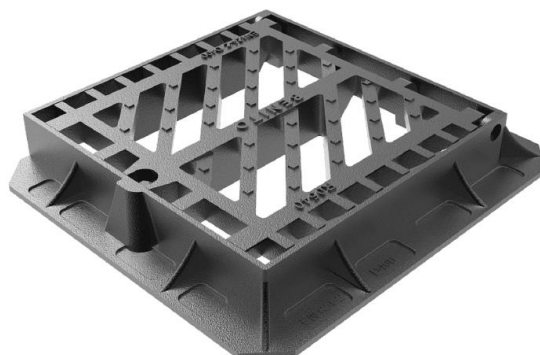


Dimensiones [mm]	980x490
Área de huecos [m ²]	0.16
Coeficientes característicos:	A=0.622 B=0.660
Especificaciones de tráfico:	Todo tipo de vehículos, tráfico intenso (TPD=1000-20000)

Tabla 18. Propuesta de reja: modelo TANGO D4 - Tomado del catálogo digital de Benito.com

Modelo de reja:

TRAFICO D4



Dimensiones [mm]	440x440
Área de huecos [m2]	0.06
Coefficientes característicos:	A=0.439 B=0.597
Especificaciones de tráfico:	Todo tipo de vehículos, tráfico intenso (TPD=1000-20000)

Tabla 19. Propuesta de reja: modelo TRAFICO D4 - Tomado del catálogo digital de Benito.com

Modelo de reja:

DELTA 75



Dimensiones [mm]	745x250
Área de huecos [m2]	0.1
Coefficientes característicos:	A=0.381 B=0.819
Especificaciones de tráfico:	Vehículos livianos, tráfico suave (TPD=500-1000)

Tabla 20. Modelo DELTA 75 - Tomado del catálogo digital de Benito.com

Analizando las alternativas propuestas, la reja TANGO D4, al poseer el coeficiente característico A superior a las otras rejas, proporciona una mayor eficiencia, captando un caudal mayor a los demás modelos; por ello será empleada en la simulación de alternativas, así como la reja DELTA 75 debido a que posee una gran área hueca, descartándose la propuesta de reja TRAFICO D4 por poseer la menor área de orificios.

4.2. MODELACIÓN DE ALTERNATIVAS EN SWMM

Debido a la ausencia de diseños estándares en el tramo comprendido de la Av. 24 de Mayo en el sector UDA-Gapal, se han planteado como primeras alternativas la implementación de dos modelos de rejillas comerciales, las cuales corresponden a estructuras rectangulares de hierro dúctil con las características ya presentadas en el inciso anterior, siendo estas las rejas TANGO D4 y DELTA 75.

El desarrollo de esta simulación consiste en el intercambio de las rejas originales por las alternativas propuestas y su posterior evaluación en cuanto al cumplimiento de criterios de riesgo. Puesto que es preciso contar con curvas de eficiencia para cada una de las rejillas del sistema, estas fueron calculadas a partir de las ecuaciones planteadas por Gómez & Russo, (2010), como se describe en el Capítulo 2. Marco Teórico, sección 2.2. Elementos de captación.

Al ejecutarse los modelos propuestos en simulaciones de 6 horas de duración con cada uno de los eventos pluviales registrados correspondientes al 25 de enero de 2020 y el 10 de marzo de 2017 se han obtenido datos referentes al calado y velocidad para intervalos de tiempo de 5 minutos.

SIMULACIÓN DEL EVENTO DEL 25 DE ENERO DE 2020 – DURACIÓN 1 HORA

Al analizar los resultados obtenidos en la simulación del evento de 1 hora de duración, y compararlos con la modelación original, se evidencia una disminución del calado en la mayoría de los tramos de la avenida principal; sin embargo, esta reducción se aprecia principalmente en el modelo que contiene la reja TANGO D4, de igual manera, en cuanto a la velocidad, esta disminuye mayoritariamente con la implementación de la misma reja para todo el sistema. En las Tablas 1 y 2, en la sección *APÉNDICE B*, se presentan los valores máximos correspondientes a velocidad y calado con cada uno de los modelos simulados. Así como una serie de mapas comparativos en donde se representan parámetros como velocidad, calado y criterios de riesgo.

El momento crítico de las simulaciones de 1 hora corresponden al minuto 50, y al evaluar en ese instante el calado y velocidad, es notorio una disminución en ellos, como se puede observar en las Ilustraciones 36 y 37; de igual manera en los diferentes criterios de riesgo a considerarse, según lo planteado por Martínez-Gomariz et al. (2016), una disminución de los tramos con riesgo de nivel alto, sin embargo, estos continúan persistiendo debido a las altas velocidades procedentes de las calles que aportan a la Av. 24 de Mayo como se muestra en la Ilustración 38. En cuanto al criterio de riesgo propuesto por Evans (2017) (Ayuntamiento de Barcelona, 2019), Ilustración 39, la reja TANGO D4 tiene un mejor comportamiento, reduciendo las zonas en donde la velocidad de los vehículos debe disminuirse a 20 km/h. Por otro lado, el criterio presentado por DEFRA (HR Wallingford, 2006) no califica a ninguna de las simulaciones con un nivel de peligro diferente a bajo.

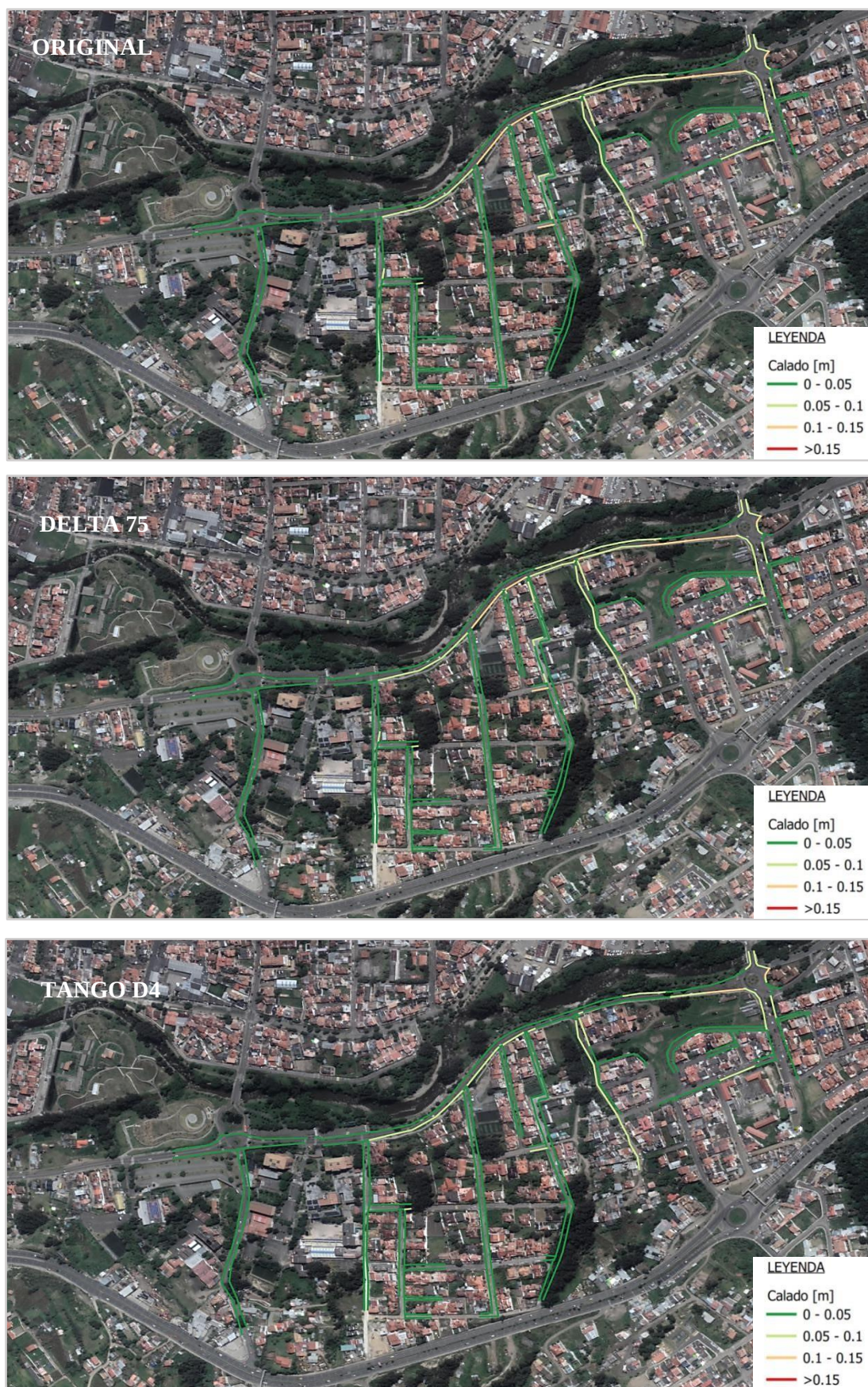


Ilustración 35. Comparativa de calado - Simulación del evento de 1 hora

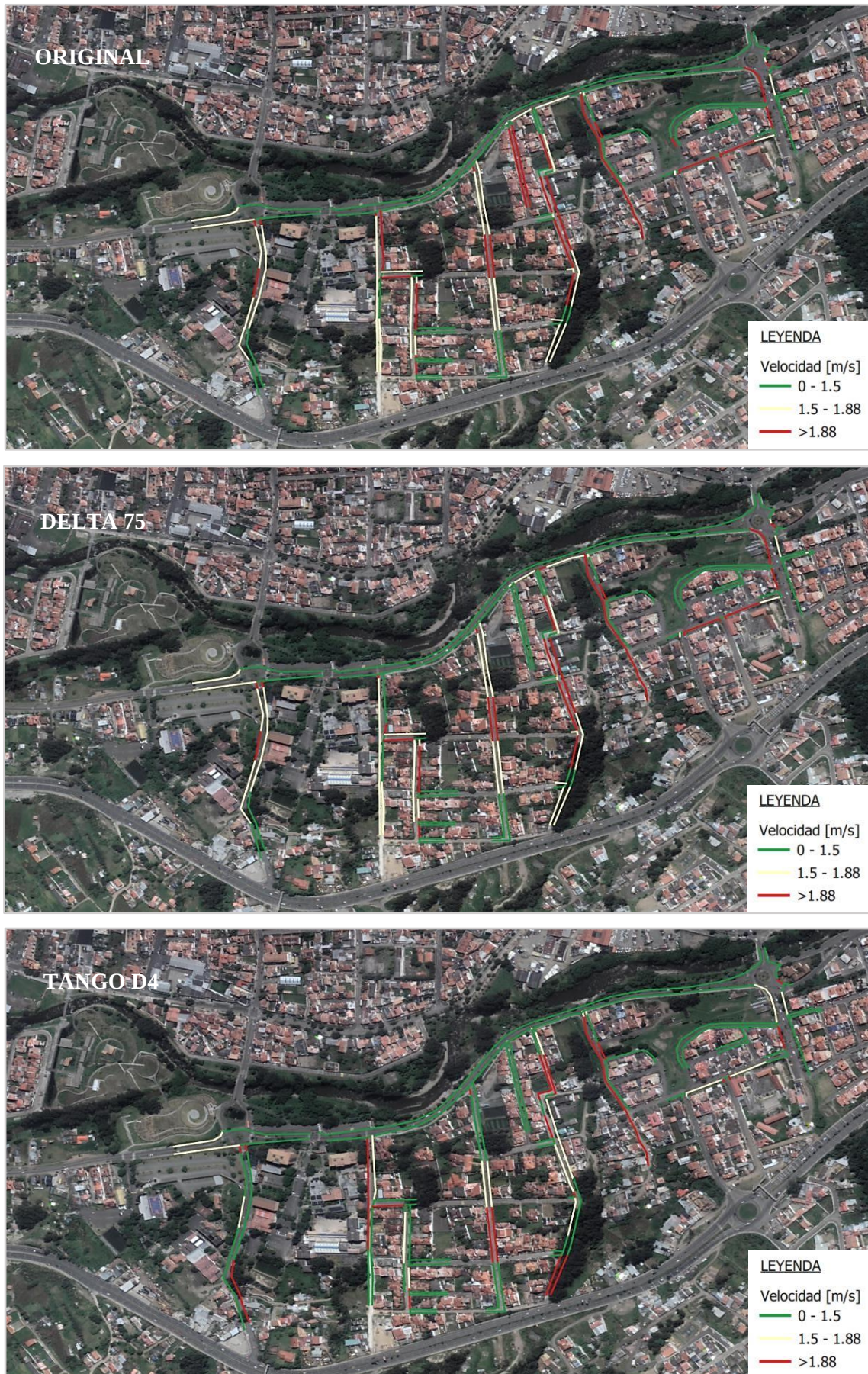


Ilustración 36. Comparativa de velocidad - Simulación del evento de 1 hora

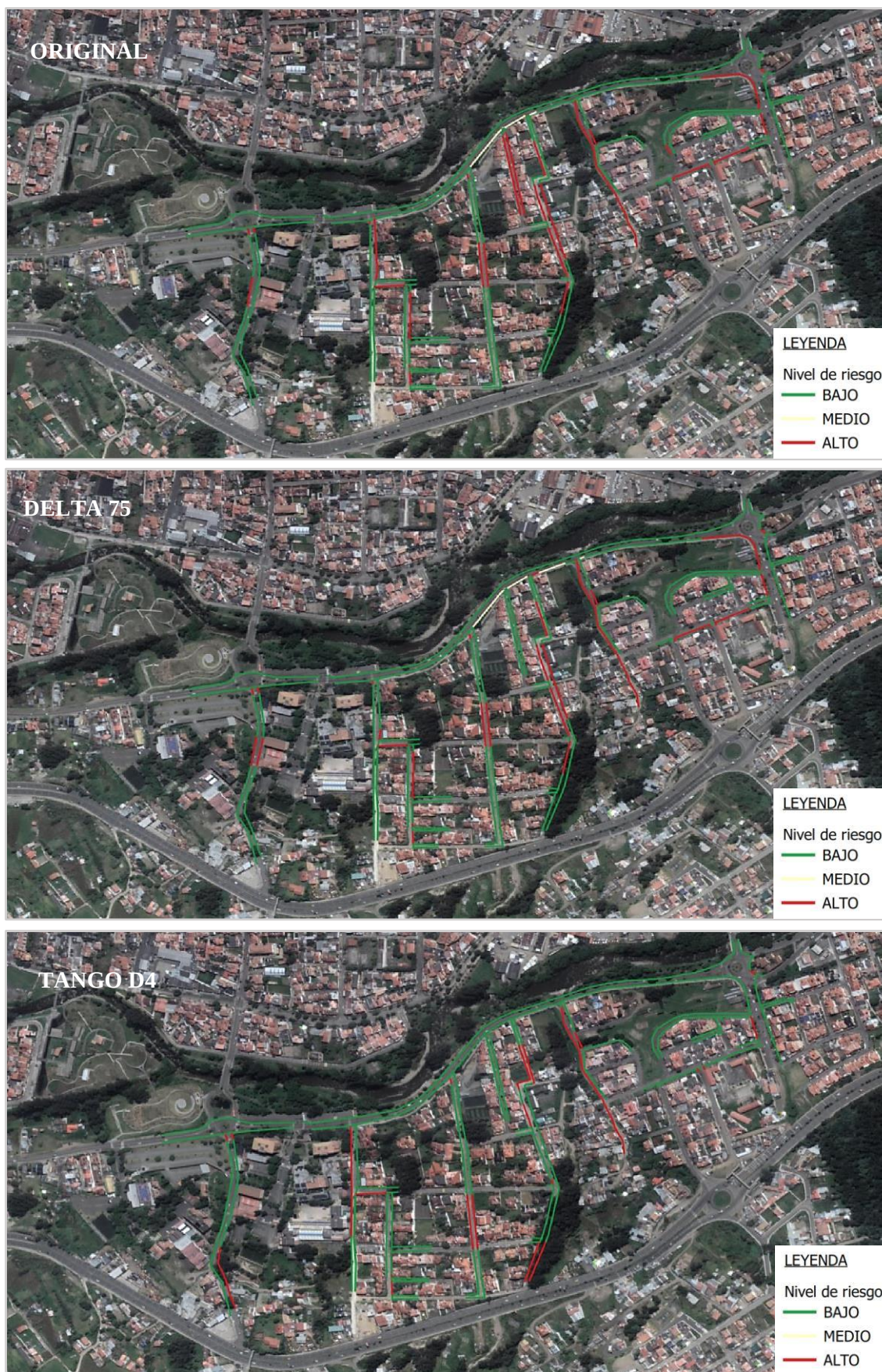


Ilustración 37. Comparativa del nivel de riesgo según Martínez-Gomariz et al. (2016) - Simulación del evento de 1 hora

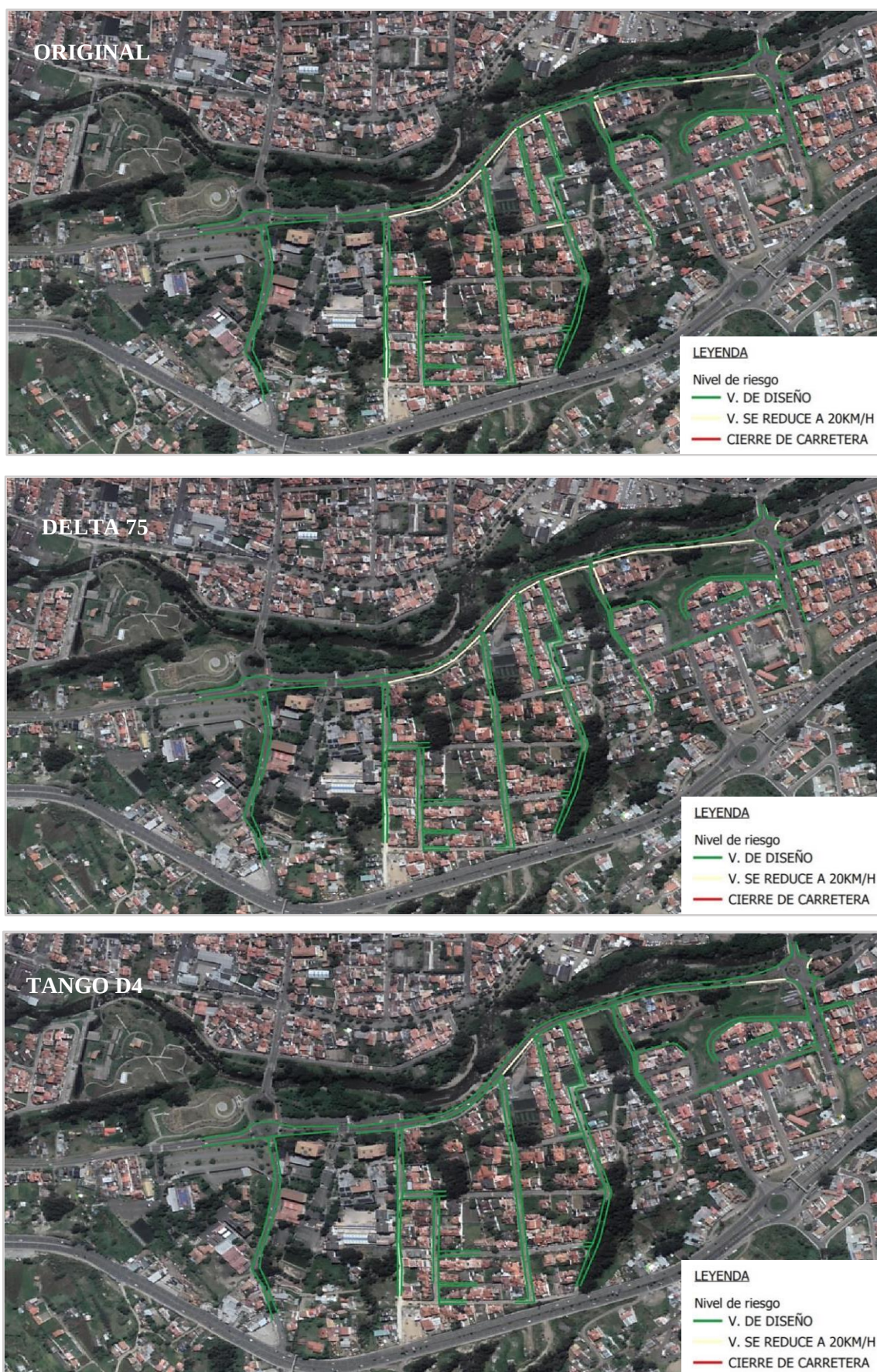


Ilustración 38. Comparativa del nivel de riesgo según Evans (2017) - Simulación del evento de 1 hora

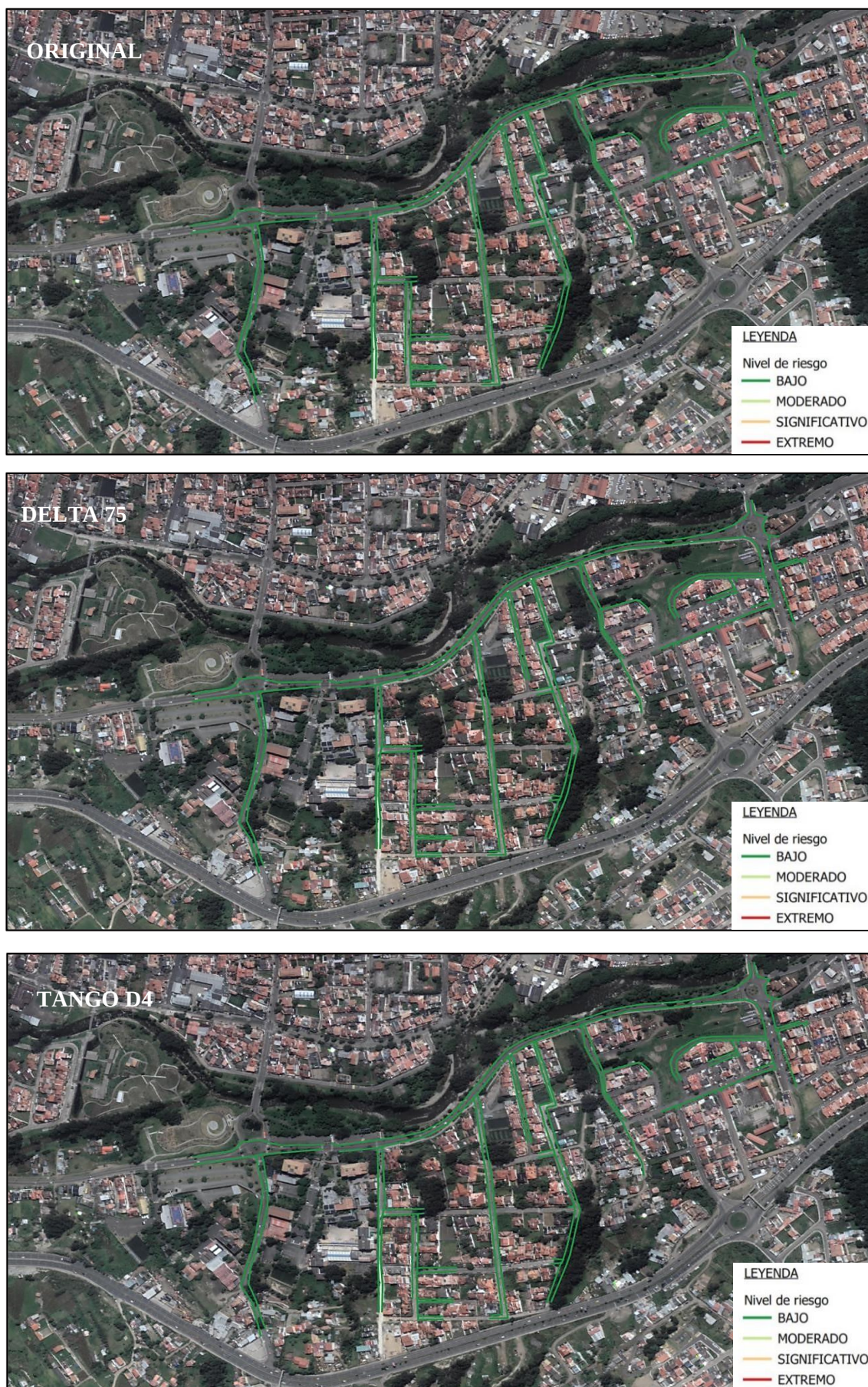


Ilustración 39. Comparativa del nivel de riesgo según DEFRA (2006) - Simulación del evento de 1 hora

SIMULACIÓN DEL 10 DE MARZO DE 2017 – DURACIÓN 30 MINUTOS

Al analizar los resultados obtenidos de las simulaciones del evento de 30 minutos registrado el 10 de marzo de 2017, se tiene una disminución del calado y velocidad debido a la sustitución de las rejas, siendo este cambio más claro en la alternativa que incorpora a las rejas TANGO D4, como se presenta en las Tablas 3 y 4 en el *APÉNDICE B*, en donde se comparan los calados y velocidades máximas alcanzadas en cada uno de los tramos en las diferentes simulaciones.

Al comparar los resultados en el minuto más crítico del evento, minuto 20, se corrobora esta reducción al calado y velocidad alcanzada, como se muestra en las Ilustraciones 41 y 42. Por otro lado, según el criterio planteado por Martínez-Gomariz et al. (2016), estos cambios en los elementos de captación, conllevan a una aminoración del riesgo al incluirse la segunda alternativa; al mismo tiempo, al compararse los resultados obtenidos en base al criterio de Evans (2017) (Ayuntamiento de Barcelona, 2019), la propuesta de rejas TANGO D4 reduce el número de las zonas en donde la velocidad debe disminuirse a 20 km/h; de manera análoga, al analizar el criterio propuesto por DEFRA (HR Wallingford, 2006), debido a la sustitución de rejas originales por la alternativa TANGO D4, el nivel de riesgo para todo el sistema es considerado bajo, como se muestra en las Ilustraciones 43, 44 y 45.

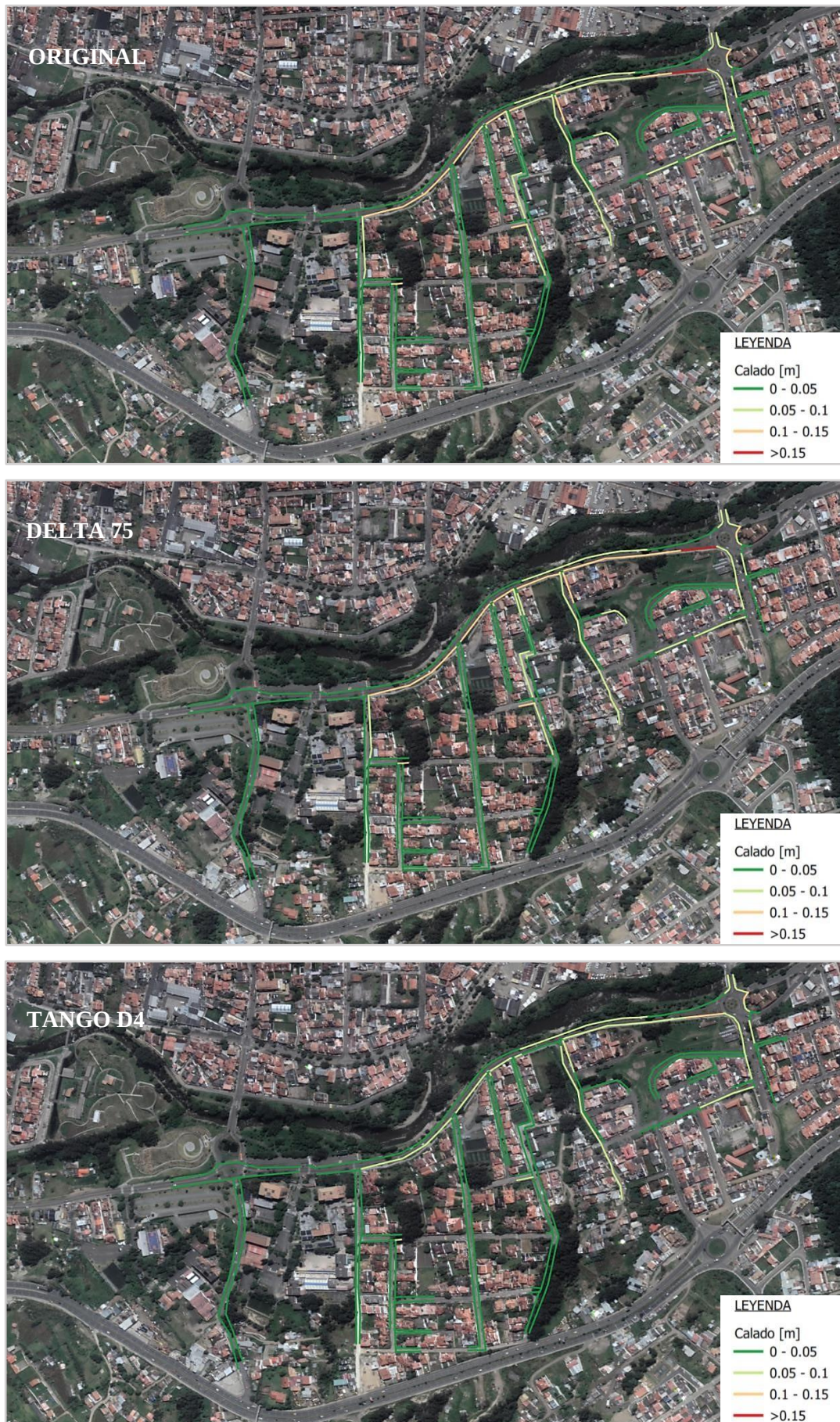


Ilustración 40. Comparativa de calado - Simulación del evento de 30 minutos

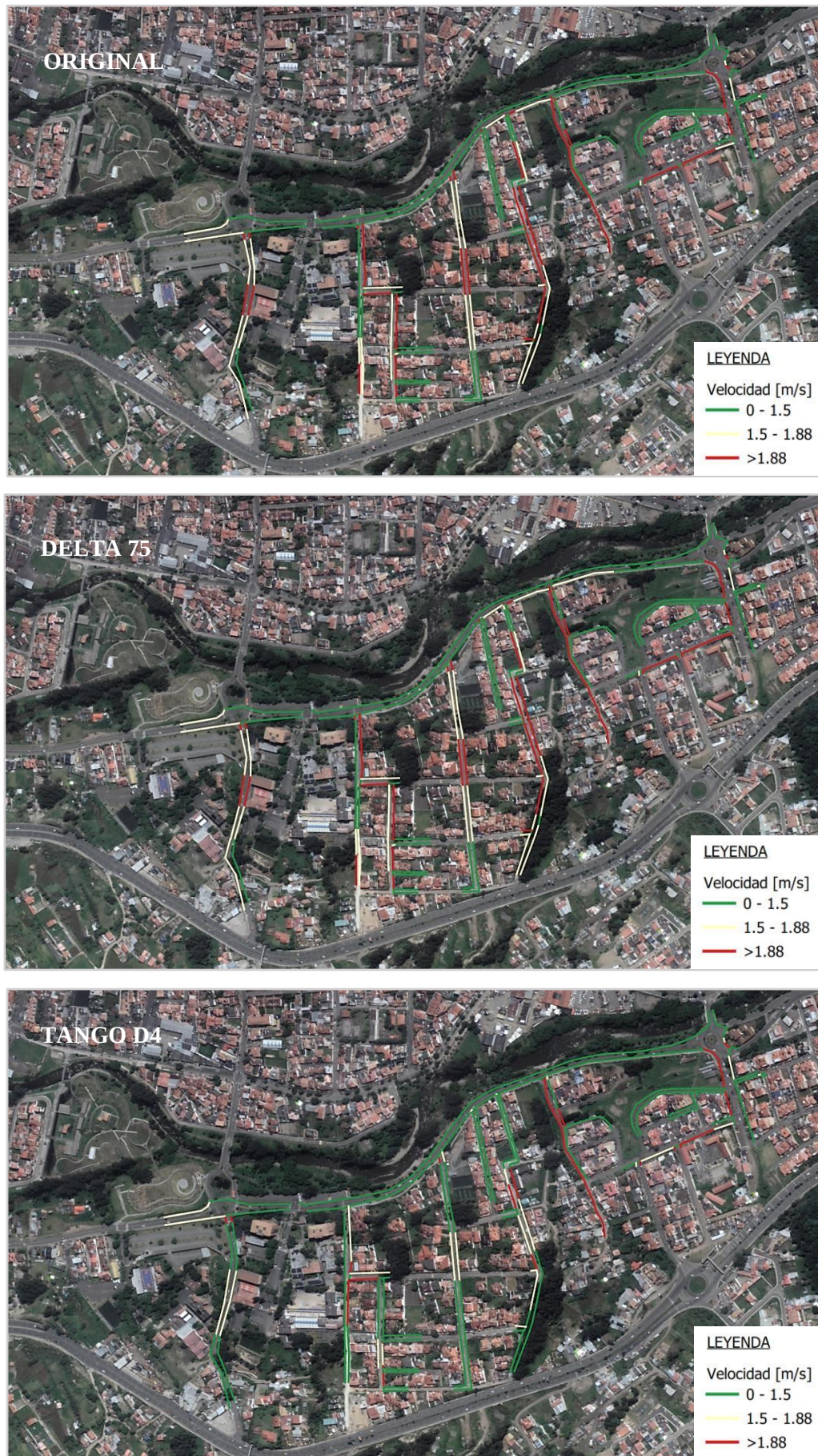


Ilustración 41. Comparativa de velocidad - Simulación del evento de 30 minutos

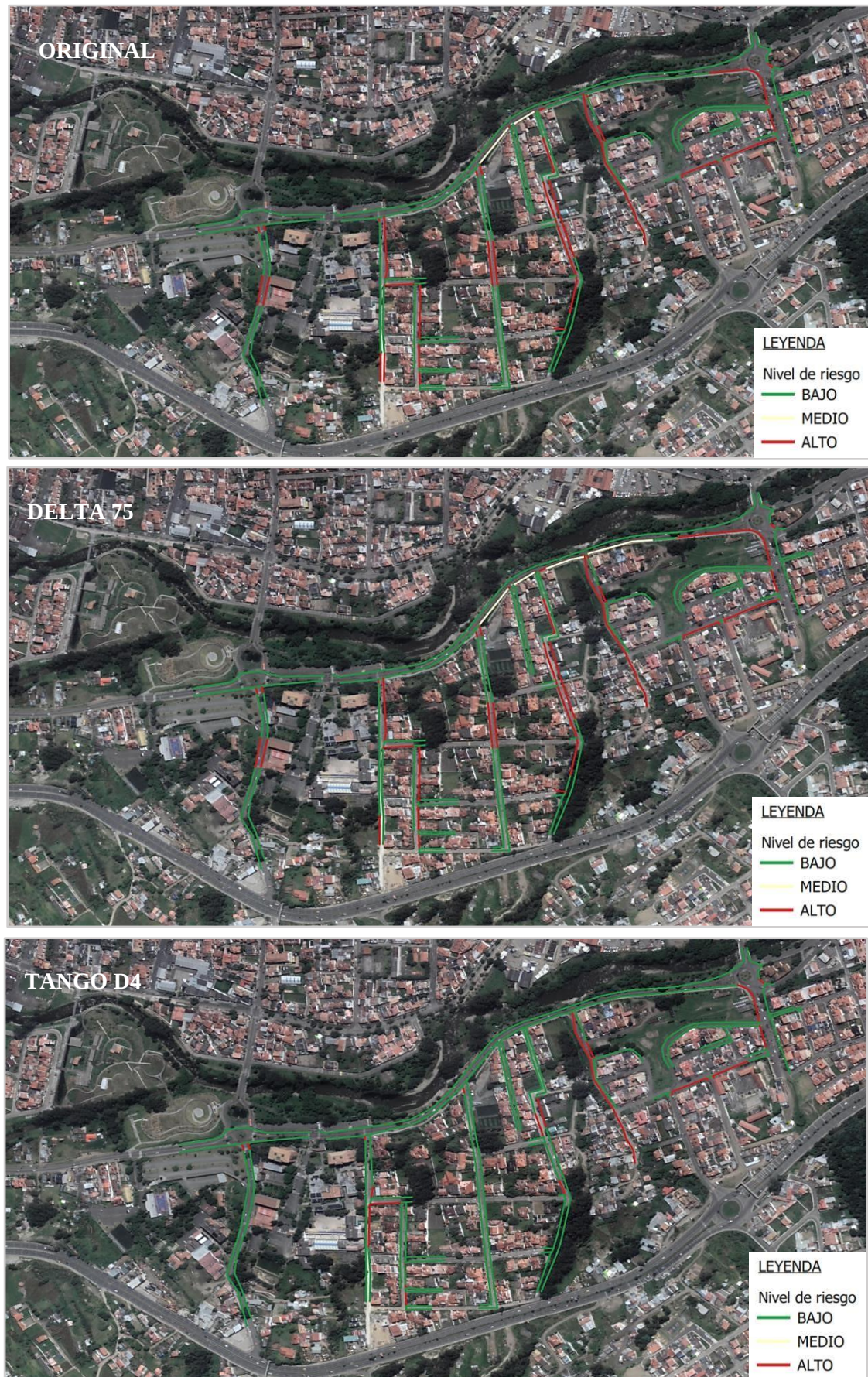


Ilustración 42. Comparativa del nivel de riesgo según Martínez-Gomariz et al. (2016) - Simulación del evento de 30 minutos



Ilustración 43. Comparativa del nivel de riesgo según Evans (2017) - Simulación del evento de 30 minutos

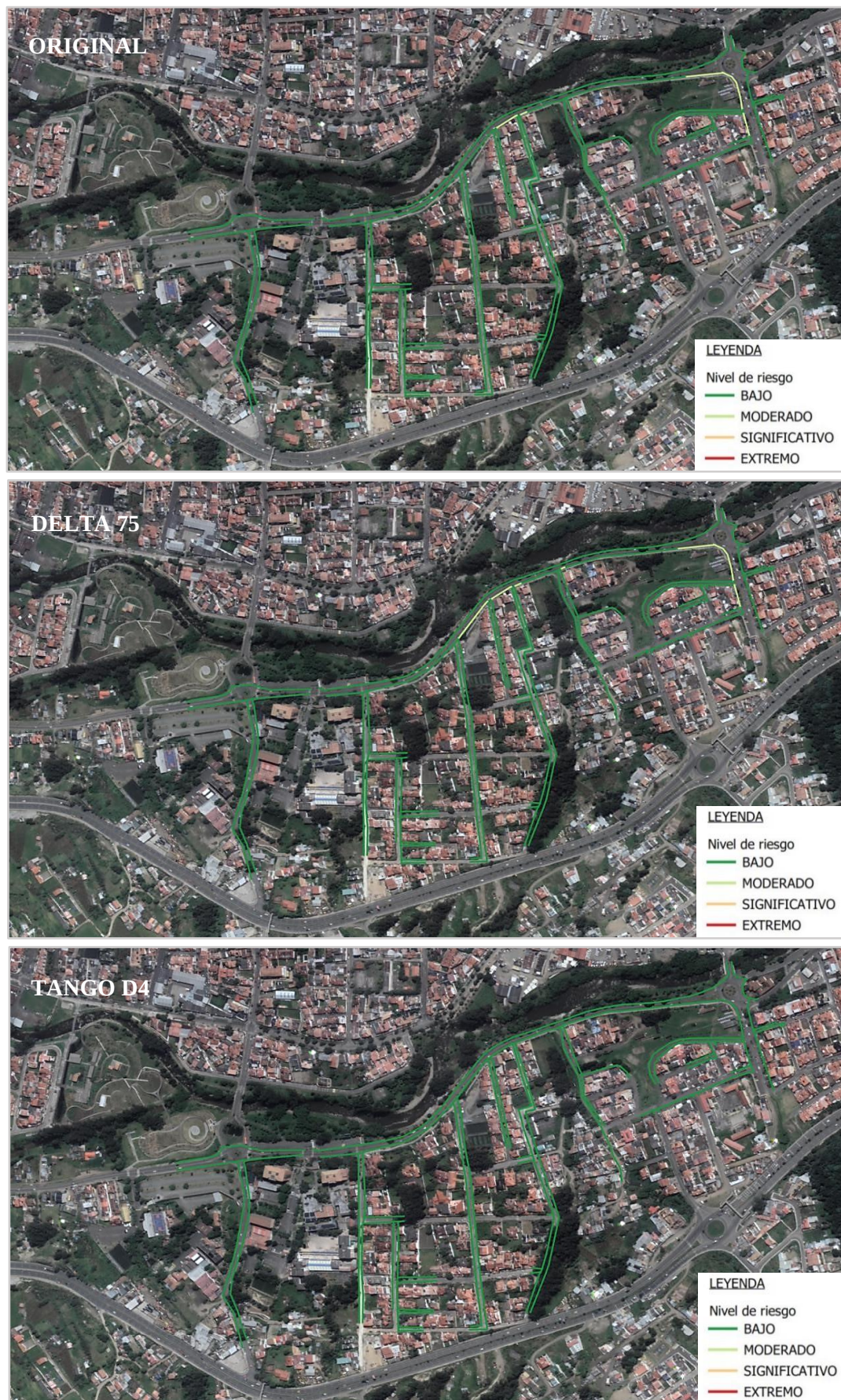


Ilustración 44. Comparativa del nivel de riesgo según DEFRA (2006) - Simulación del evento de 30 minutos

Pese a que ambas alternativas planteadas ofrecen una mejora en el sistema, el comportamiento de este debido al cambio de las rejillas existentes por la reja propuesta TANGO D4, ofrece mayores beneficios, además al compararse el coeficiente de desagüe C_d al estar expuestas a las mismas condiciones como pendiente y calado, se comprueba la mayor capacidad de desagüe que posee este modelo de reja.

y [m]	Coeficiente de desagüe	
	TANGO D4	DELTA 75
0.05	0.2048	0.1966
0.10	0.4290	0.3426
0.15	0.6612	0.4741
0.20	0.8987	0.5970

Tabla 21. Comparación del coeficiente de desagüe C_d , para las alternativas propuestas

Siendo evidente que los resultados obtenidos con la alternativa TANGO D4 disminuyen la afección a la zona, los niveles de peligrosidad continúan atentando contra la seguridad, por ello se planteará una solución empleando la reja mencionada debido a su gran eficiencia y diseño normado.

CAPÍTULO 5. PROPUESTA

5.1. PROPUESTA DE DISEÑO ÓPTIMA

Teniendo en consideración los resultados obtenidos a partir de la implementación de nuevas rejas, para la solución del problema analizado en la Av. 24 de Mayo se propone el uso de uno de los ejemplares planteados, siendo la reja TANGO D4 el modelo a ser utilizado; además debido a la ausencia de sumideros en ciertas zonas como las calles Manoel Alejandro Niveló, Mollobamba, Chugchillán y Avenida Gapal se propone la implementación de elementos de captación, al igual que en los tramos 30 y 53 de la Av. 24 de Mayo, de la misma manera, una nueva distribución de los sumideros en las calles aportantes.

El objetivo tras la propuesta de incluir sumideros en las calles que aportan a la Av. 24 de Mayo radica en reducir el calado y velocidad del flujo circulante, teniéndose con ello una menor incidencia en la avenida principal y por consiguiente una disminución en el nivel de riesgo, teniéndose como resultado, un sistema compuesto por 185 rejas y 238 tramos analizados, los mismos que se muestran a continuación en las Ilustraciones 46 y 47.

La redistribución de sumideros y la implementación de nuevas estructuras en las calles de aporte, responde a la necesidad de cambiar la estrategia de captación que existe actualmente, puesto que como los resultados presentados en la sección 4.2. Modelación de Alternativas en SWMM, permiten observar que, a pesar de reemplazar las rejas actuales por elementos fabricados bajo normas técnicas, el sistema sigue presentando problemas en algunos tramos, consecuencia de una capacidad de captación insuficiente. Bajo esta premisa, la redistribución de sumideros modificando su espaciamiento se realiza como un proceso iterativo para determinar una distancia adecuada para la cual los caudales no representen riesgo para los usuarios de la vía y a su vez, evitando una sobrepoblación de imbornales que incurra en costos excesivos de construcción y mantenimiento.

Calles como en el caso de Hernán Malo, Los Canarios y Las Golondrinas, a pesar de contar con sumideros, estos resultan insuficientes para la cantidad de escorrentía generada; la pendiente longitudinal de estas vías induce que el agua alcance velocidades altas, lo cual inevitablemente genera una reducción en la eficiencia de captación de los sumideros, sumado al hecho de que al no existir imbornales suficientes, genera que importantes cantidades de agua se incorporen a los canales de la Av. 24 de Mayo. Es así que luego de llevadas a cabo varias simulaciones, se puede definir que espaciamientos de alrededor de 50 m resultan adecuados para captar los caudales de escorrentía que bajan por las calles de aporte, en base a las características topográficas e hidráulicas de las subcuencas.



Ilustración 45. Propuesta de distribución de rejás. Obtenido de Google Satélite

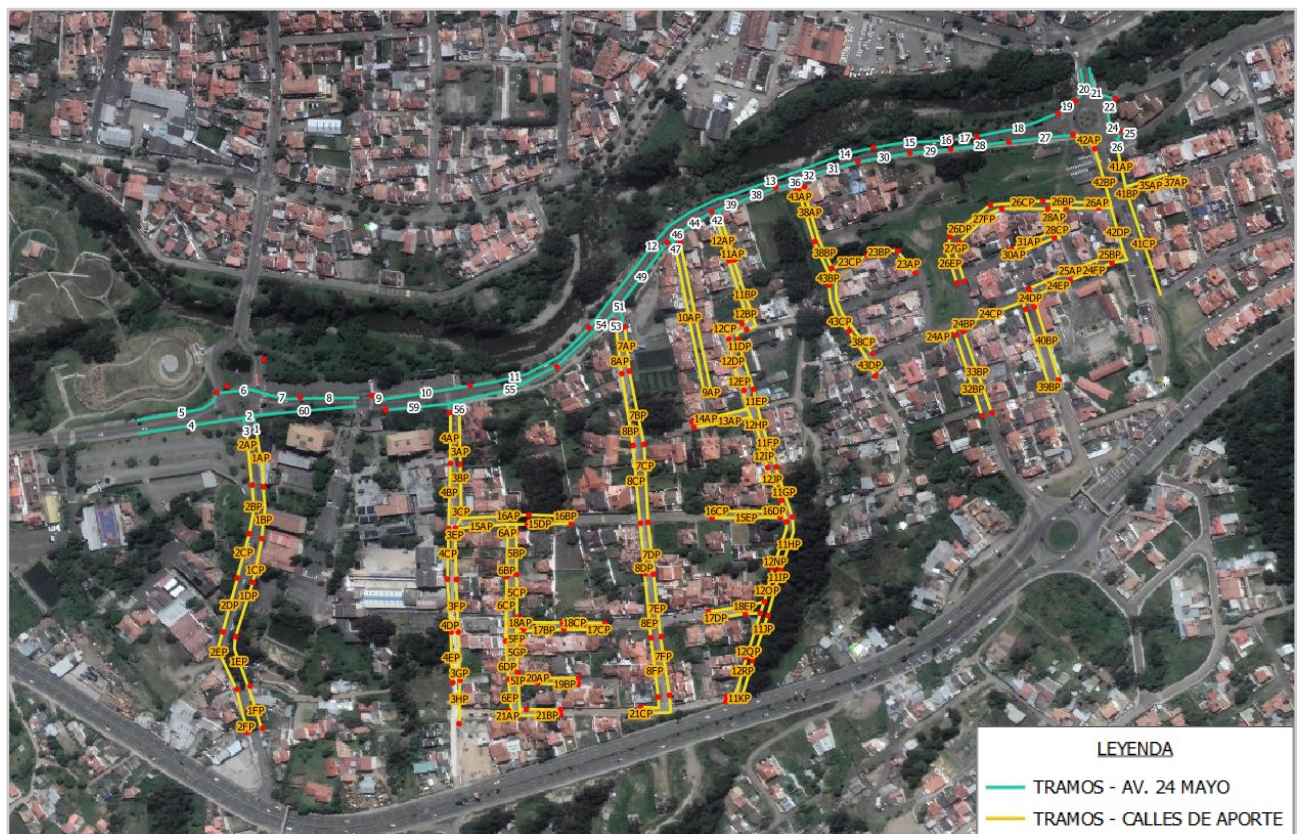


Ilustración 46. Propuesta de conductos de estudio. Obtenido de Google Satélite

En el caso de algunas calles como la Mollobamba, Chugchillán, Manoel Niveló y Av. Gapal, la inexistencia de sumideros a lo largo de sus tramos contribuye en gran medida a la generación de flujos importantes. La colocación de estos elementos se realiza con la intención de interceptar los caudales y disminuir su magnitud en puntos intermedios del recorrido, reduciendo el impacto que llega a tener en las vías a las que se conectan. Las simulaciones permiten observar el efecto directo e indirecto que se logra con la inclusión de estas estructuras.

5.2. RESULTADOS Y VALIDACIÓN DE PROPUESTA

Al analizar los resultados máximos obtenidos a través de la implementación de la propuesta, evaluados con tormentas provenientes de registros, y de curvas IDF con un periodo de retorno de 10 años, y duraciones de 1 hora y de 30 minutos para cada caso, se observa una disminución en los parámetros correspondientes al calado y velocidad, lo que conlleva al cumplimiento de los criterios de riesgo.

COMPARATIVA PARA TORMENTAS DE 1 HORA DE DURACIÓN

EVENTO

Los datos de calado y velocidad máxima obtenidos a través de la simulación del evento del 25 de enero de 2020, se muestran en las Tablas 1 y 2 en el *APÉNDICE C*, en donde se evidencia que, con la propuesta planteada el nivel de agua alcanzado en ciertos tramos es igual o inferior a 1 cm, sin embargo en algunos, el descenso de este parámetro, provoca un aumento en la velocidad, la misma que al tener un calado mínimo no es riesgoso pese a que los resultados de criterios de riesgo lo consideren alto, debido a que su evaluación está centrada en un determinado valor de velocidad. En las Ilustraciones 48 y 49 se puede observar una representación y comparativa gráfica tanto del calado como de la velocidad en el minuto crítico del evento, el minuto 50; de igual manera en las Ilustraciones 50, 51 y 52 se puede comparar los resultados de los criterios de riesgo, en donde según Martínez-Gomariz et al. (2016) puede evidenciarse un cambio positivo, así como según Evans (2017) (Ayuntamiento de Barcelona, 2019); el criterio en base a DEFRA (HR Wallingford, 2006) no es significativo debido a que se mantiene en un nivel de riesgo bajo.

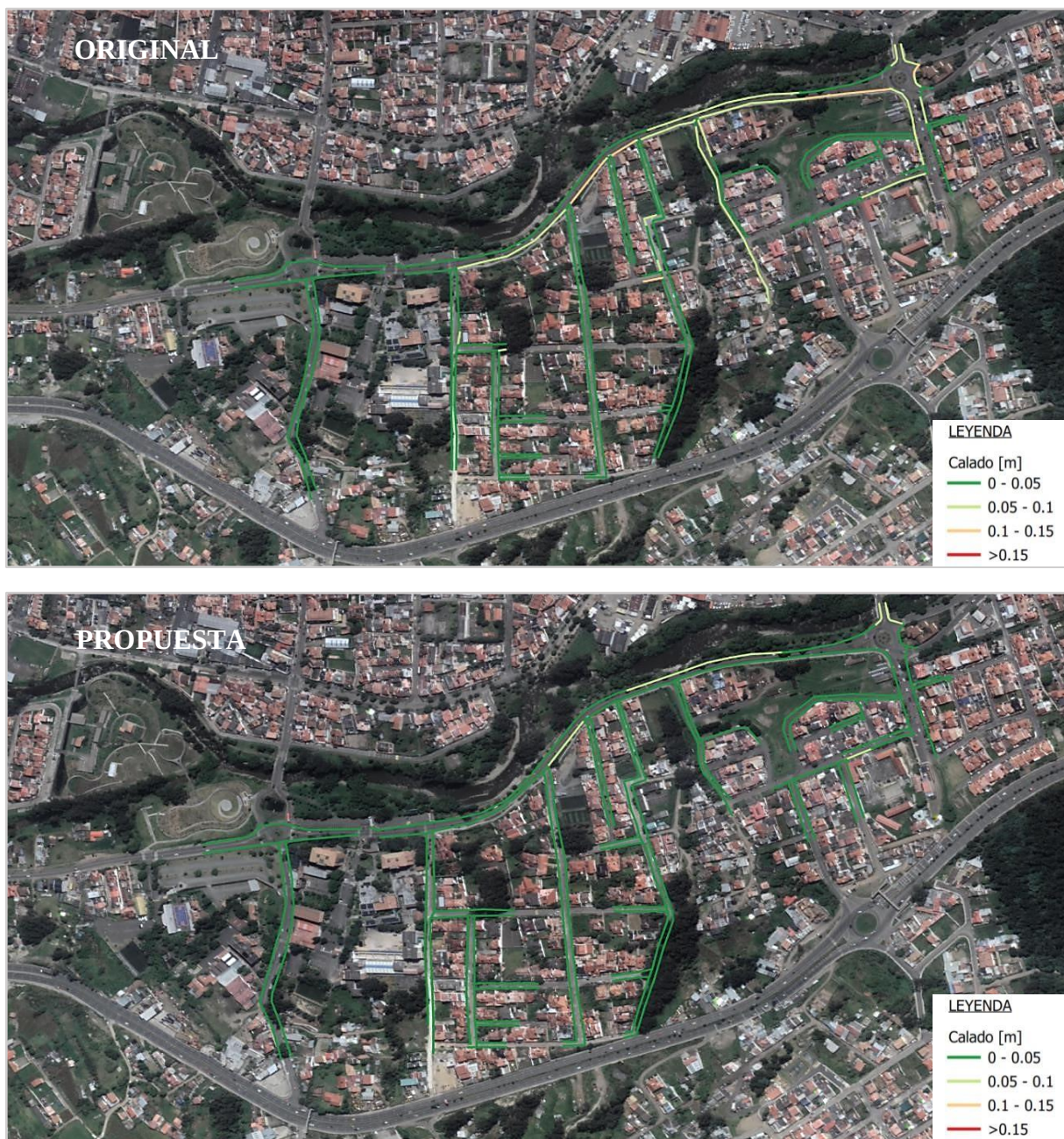


Ilustración 47. Comparativa de calado - Simulación del evento de 1 hora

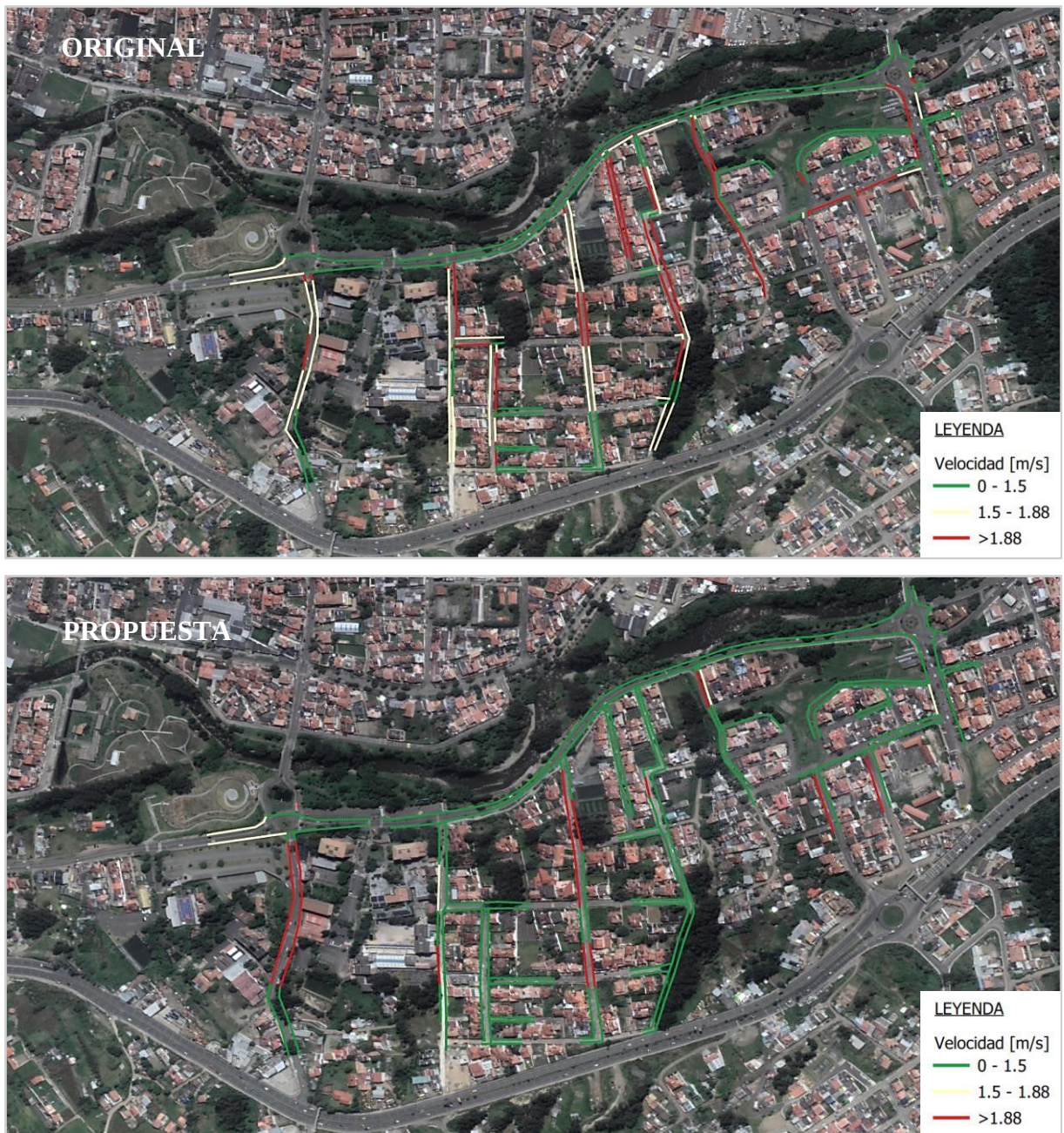


Ilustración 48. Comparativa de velocidad - Simulación del evento de 1 hora

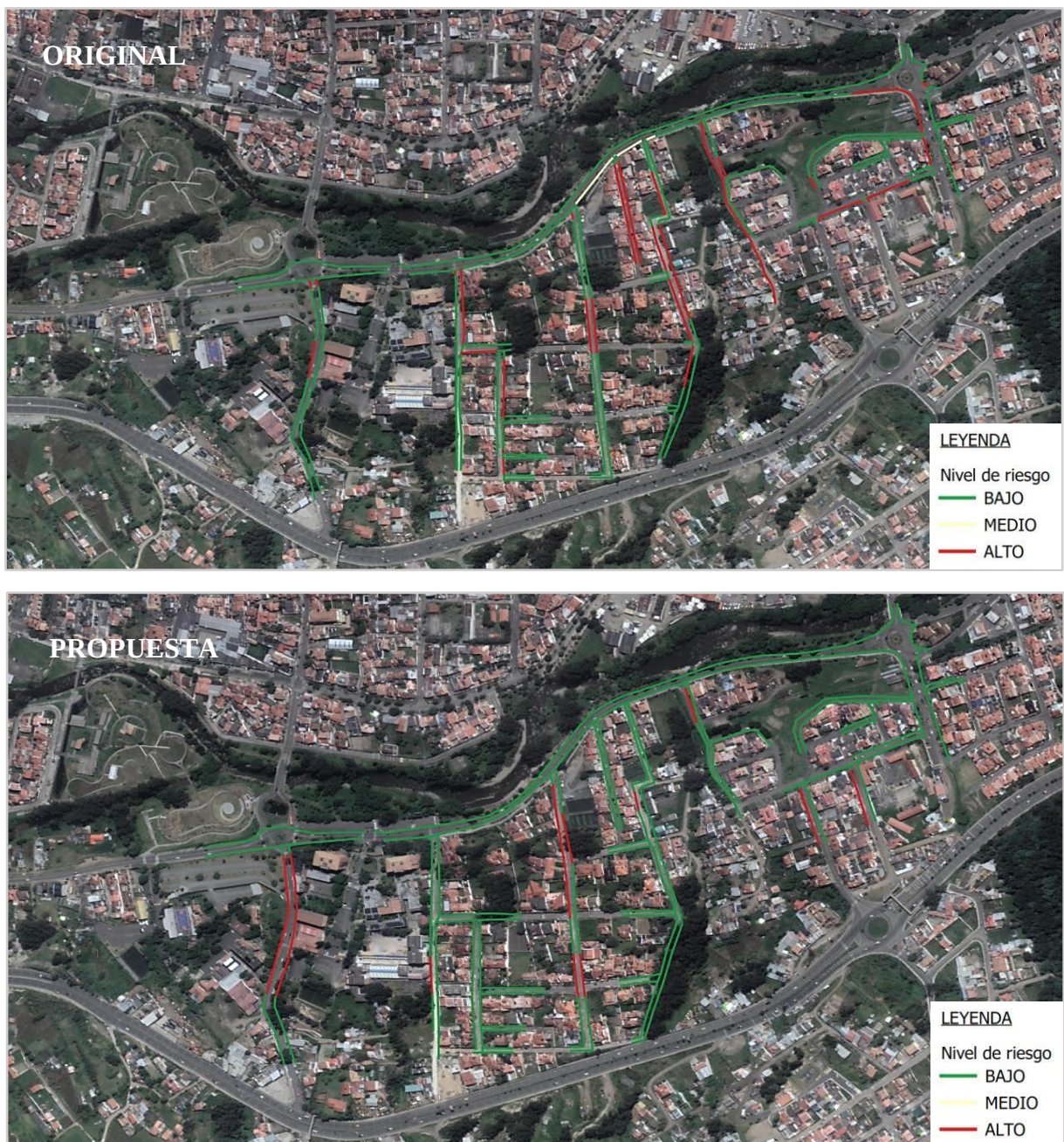


Ilustración 49. Comparativa del nivel de riesgo según Martínez-Gomariz et al. (2016) - Simulación del evento de 1 hora

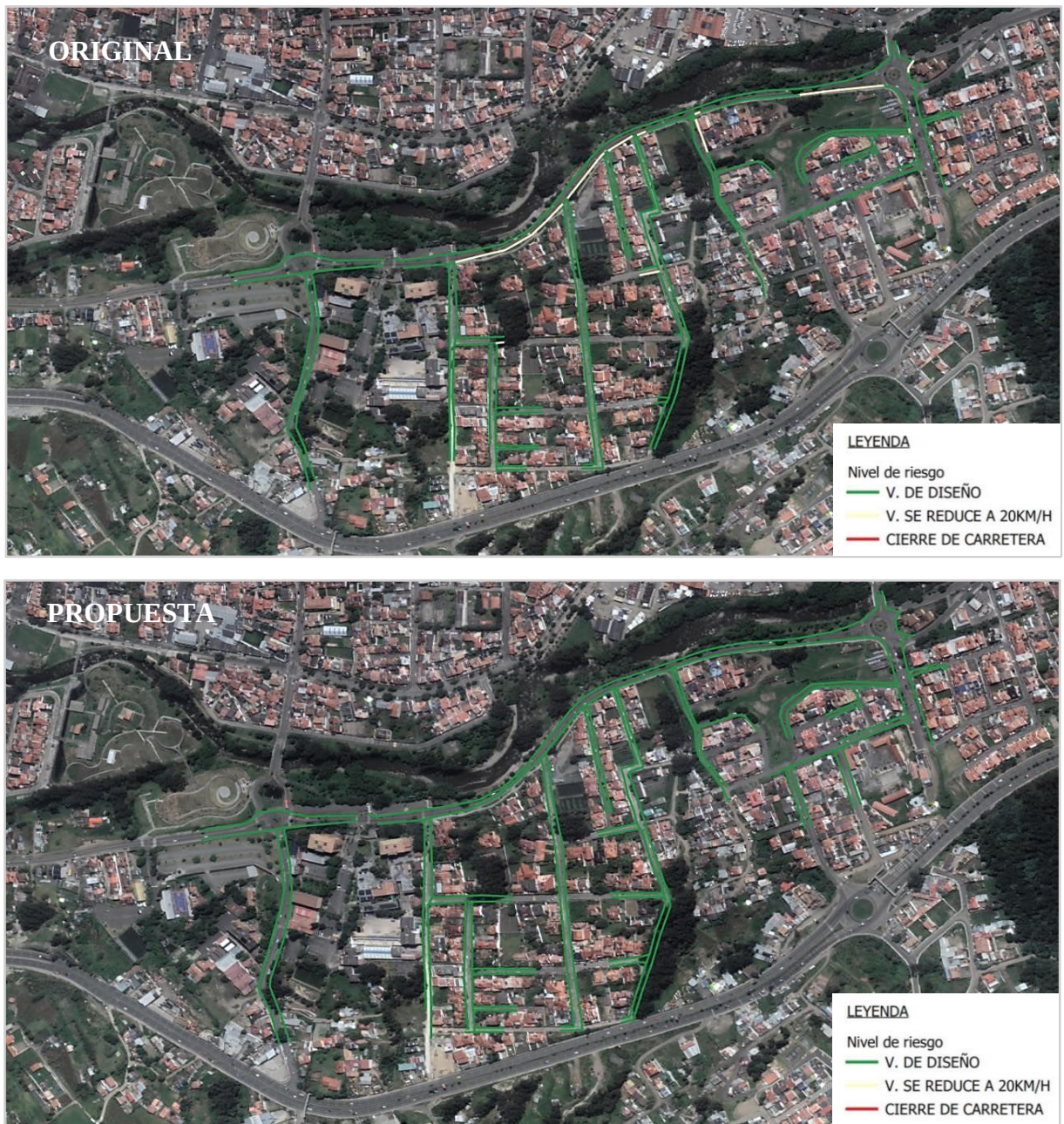


Ilustración 50. Comparativa del nivel de riesgo según Evans (2017) - Simulación del evento de 1 hora

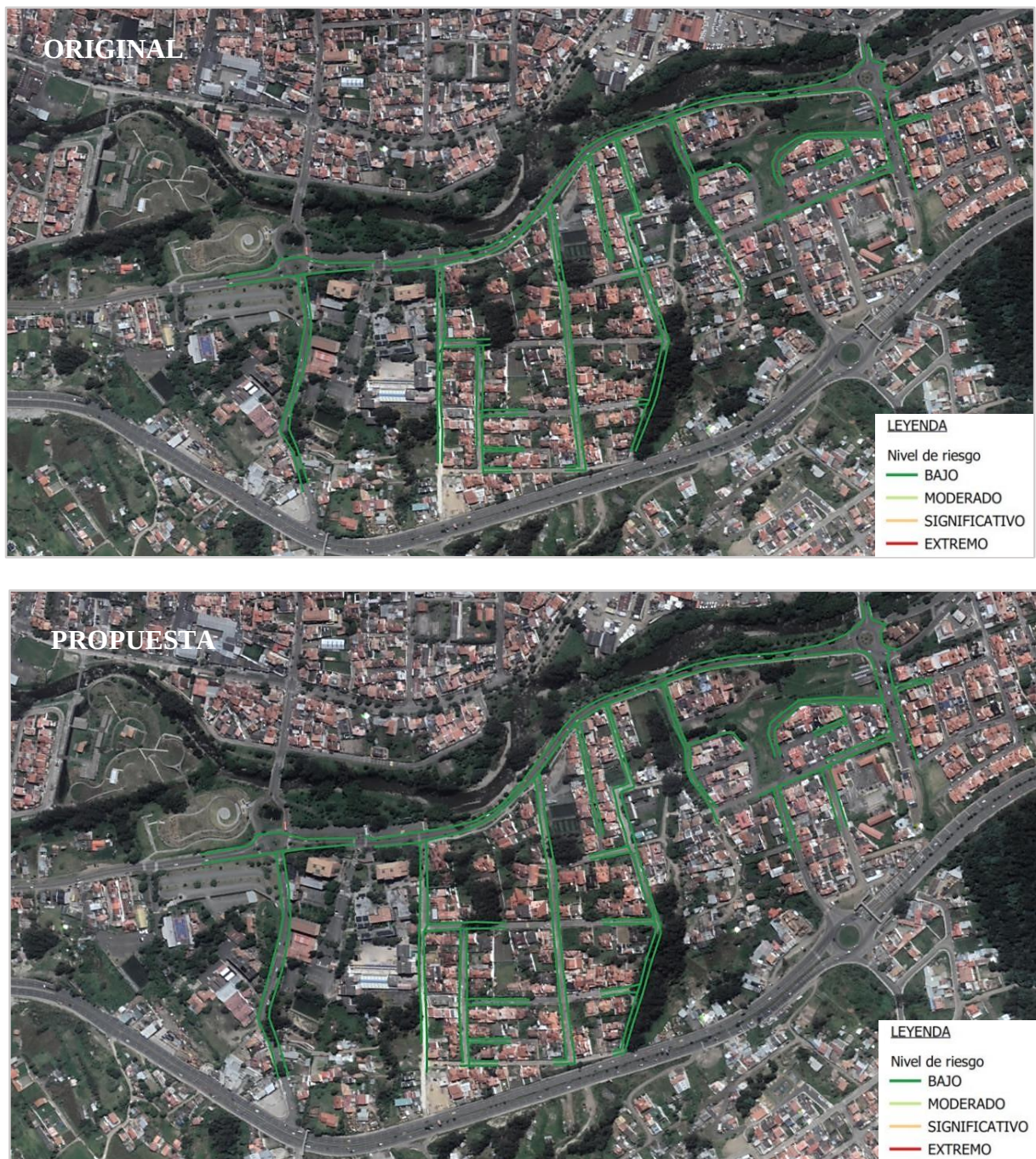


Ilustración 51. Comparativa del nivel de riesgo según DEFRA (2006) - Simulación del evento de 1 hora

CURVAS IDF

Al analizar los resultados obtenidos de la simulación empleando una tormenta proporcionada por las curvas IDF, se tienen los siguientes resultados de calado y velocidad máxima, los mismos que se muestran en las Tablas 3 y 4 en el *APÉNDICE C*; los datos de la propuesta muestran una reducción del calado, asegurando un nivel inferior a 10 cm en toda la zona de estudio. Sin embargo, debido a la reducción del nivel del agua, en ciertos tramos se ha incrementado la velocidad, sin ser riesgoso debido a que el calado correspondiente oscila entre 2 cm.

Por otro lado, al visualizar de una manera gráfica estos resultados en el momento más crítico, el minuto 40, como se presentan en las Ilustraciones 53 y 54 correspondientes a calado y velocidad respectivamente, se observa una reducción al implementarse la propuesta. En cuanto a los criterios de riesgo, las Ilustraciones 55, 56 y 57 comparan los niveles de peligrosidad, teniéndose una notable reducción de las zonas afectadas según el criterio de Martínez-Gomariz et al. (2016), no obstante, las zonas que indican un alto riesgo se deben a la alta velocidad registrada mas no al calado circulante, por lo que no representa riesgo; en cuanto a los criterios según Evans (Ayuntamiento de Barcelona, 2019) y DEFRA (HR Wallingford, 2006), el nivel es reducido hasta ser bajo y no atentar con la seguridad.

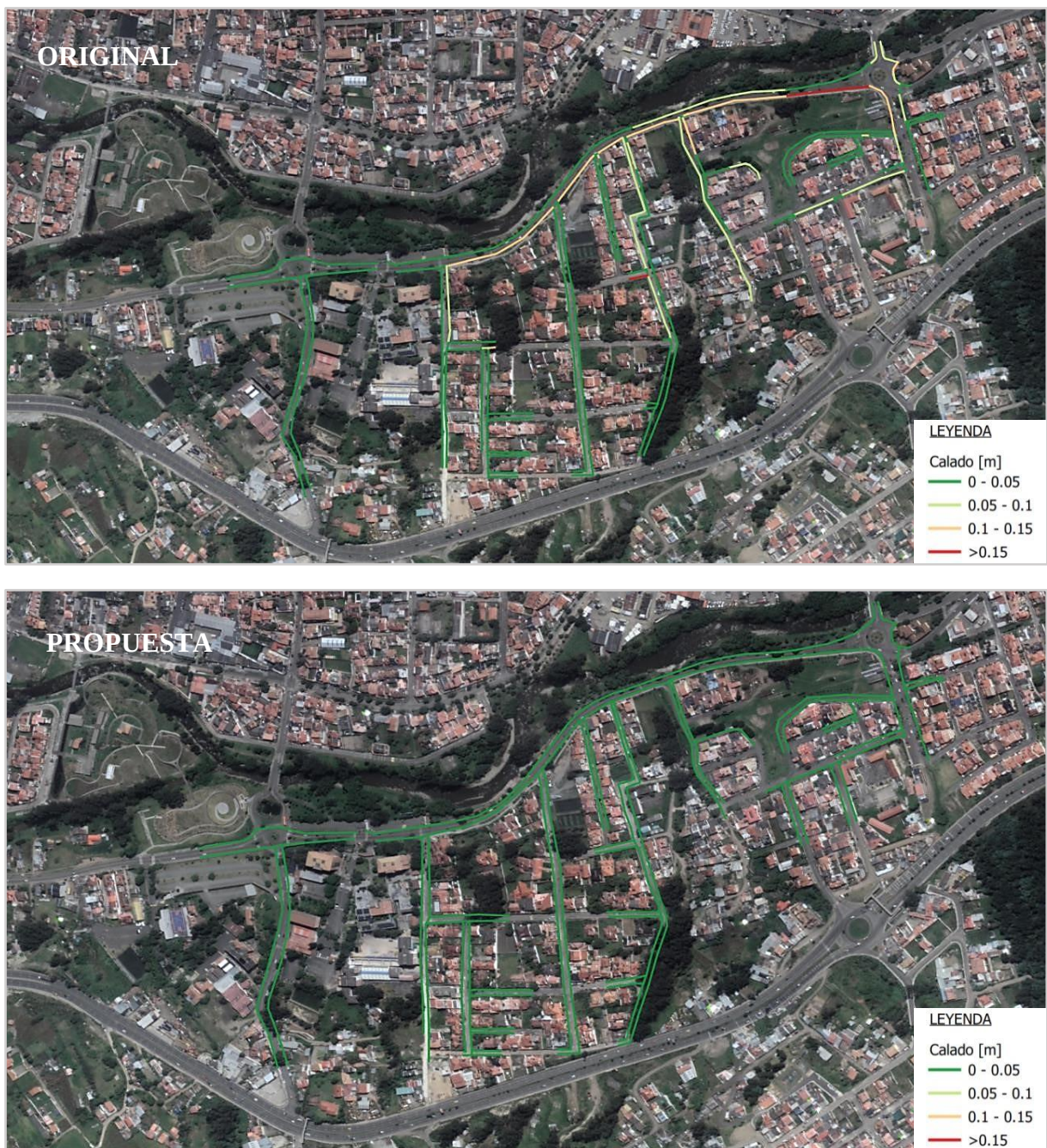


Ilustración 52. Comparativa de calado - Simulación de datos de IDF de 1 hora

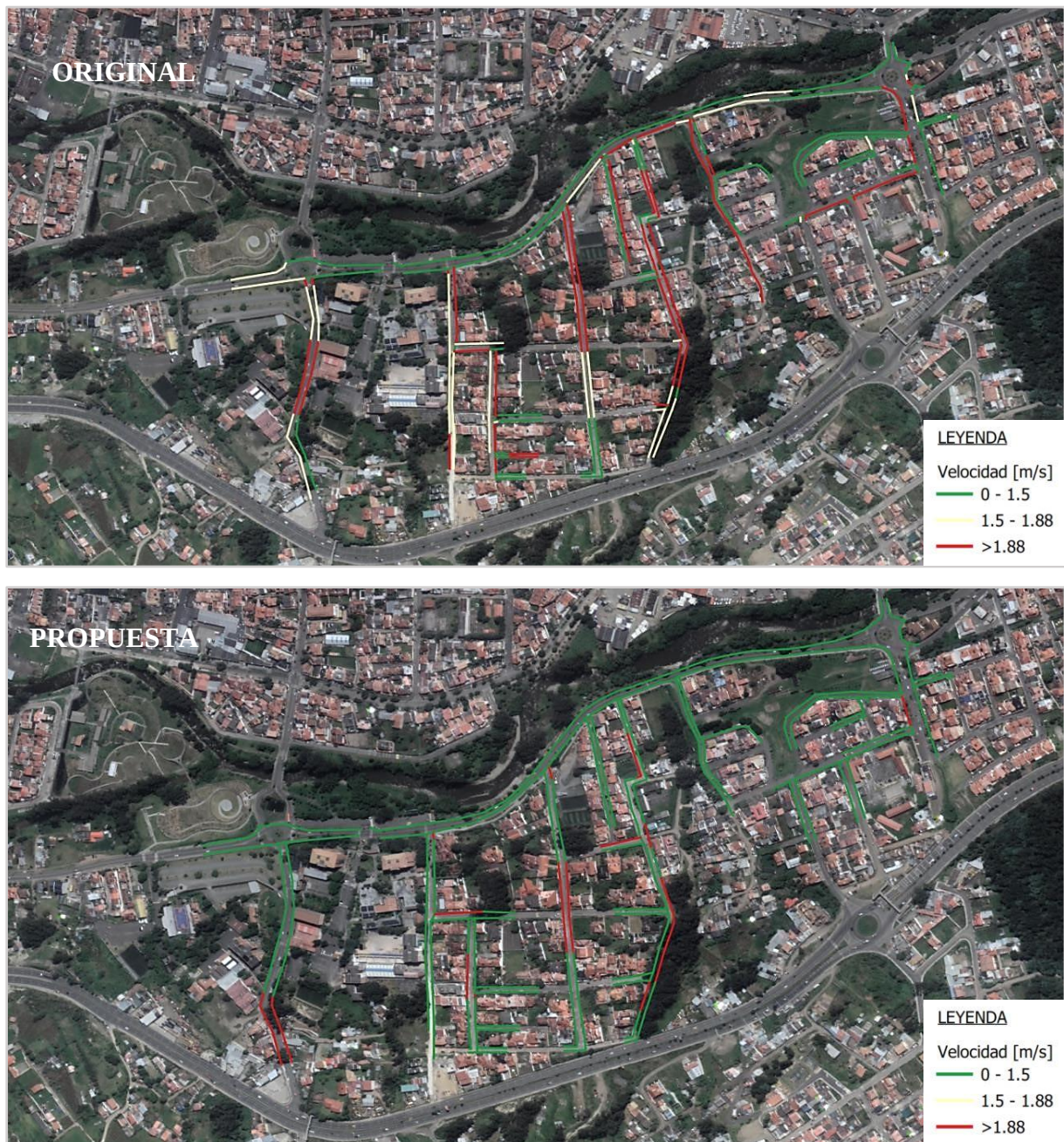


Ilustración 53. Comparativa de velocidad - Simulación de datos de IDF de 1 hora

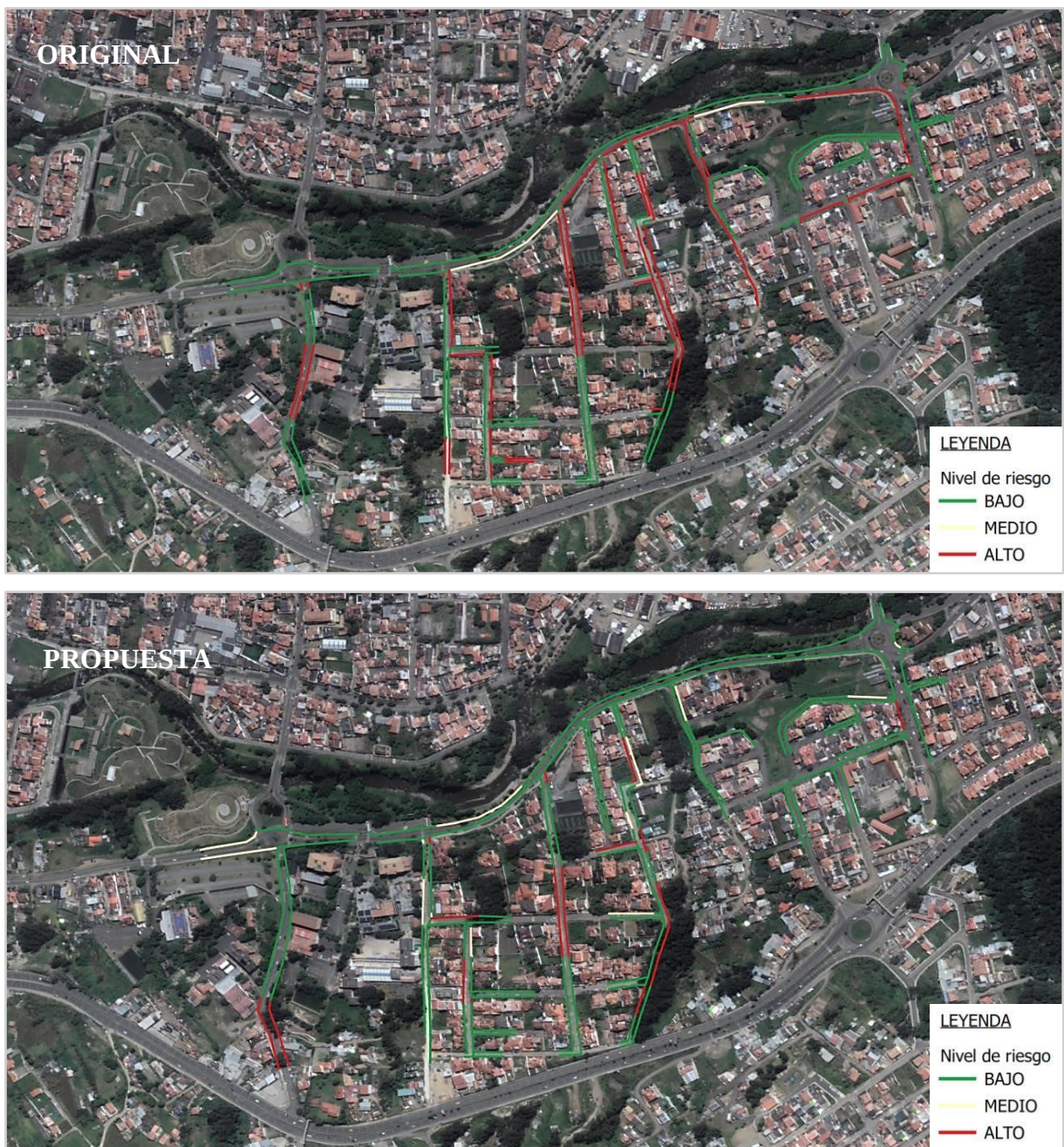


Ilustración 54. Comparativa del nivel de riesgo según Martínez-Gomariz et al. (2016) - Simulación de datos de IDF de 1 hora

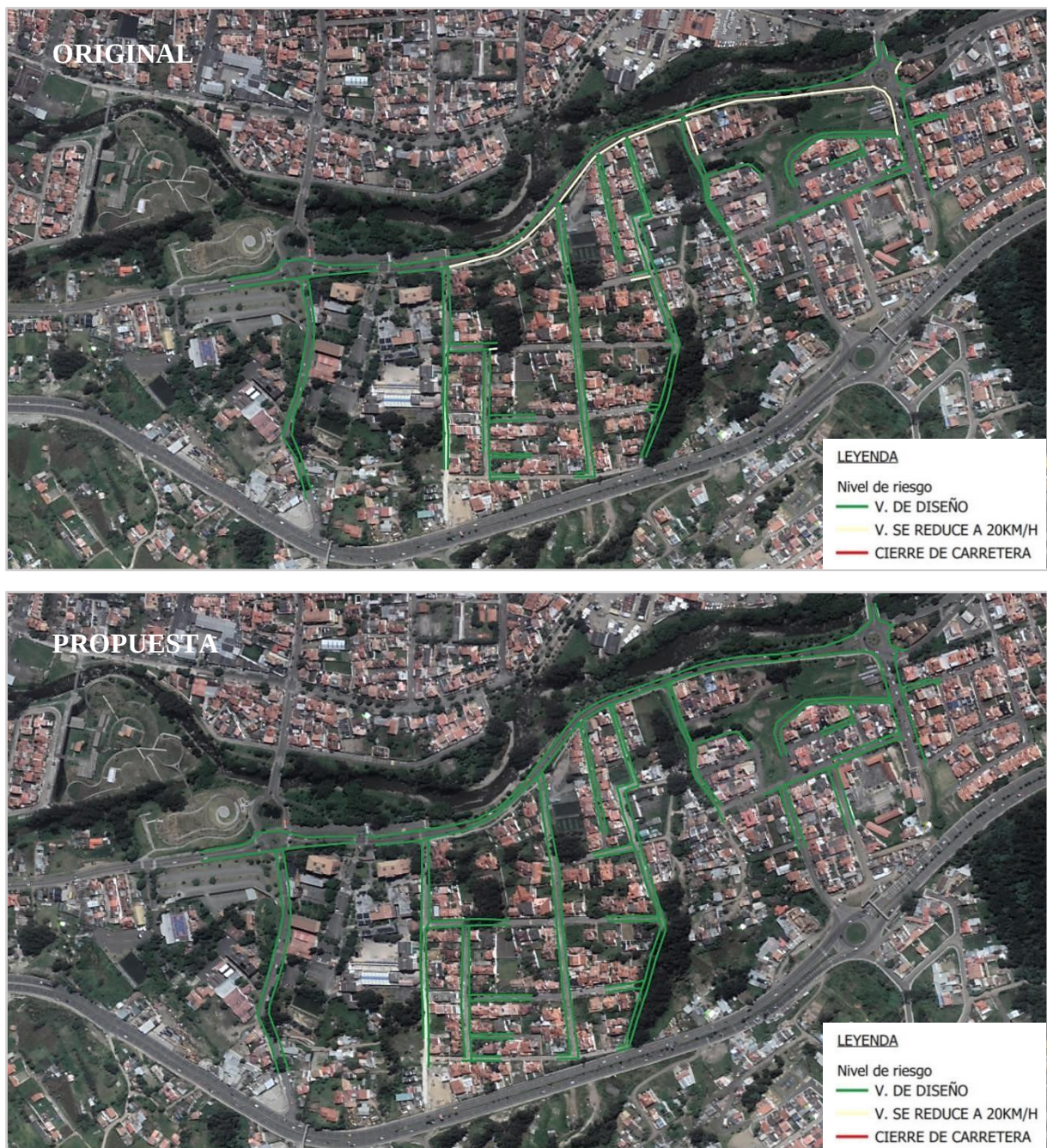


Ilustración 55. Comparativa del nivel de riesgo según Evans (2017) - Simulación de datos de IDF de 1 hora

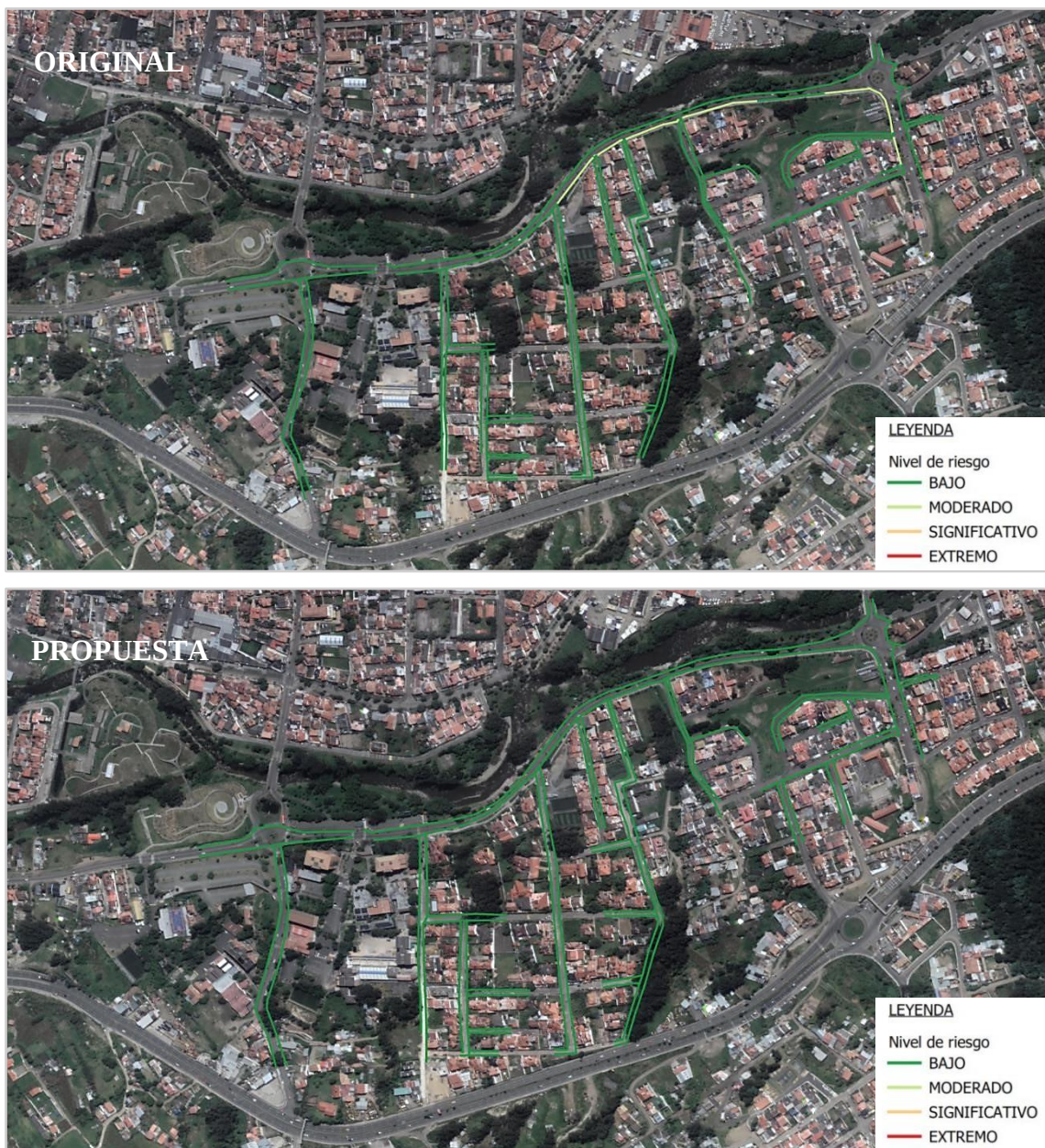


Ilustración 56. Comparativa del nivel de riesgo según DEFRA (2006) - Simulación de datos de IDF de 1 hora

COMPARATIVA DE TORMENTAS DE 30 MINUTOS DE DURACIÓN

EVENTO

Similar a lo observado en el evento de duración de 1 hora, la aplicación de la propuesta presenta una clara mejoría con respecto a la condición actual. Tanto calados como velocidades muestran un importante descenso en su magnitud durante la mayor parte del tiempo en todo el sistema como se muestra en las Tablas 5 y 6 en el *APÉNDICE C*. Se puede observar en la Ilustración 60, algunos tramos de las calles de aporte que evidencian un nivel de riesgo alto durante el minuto crítico del evento de acuerdo con el criterio de Martínez-Gomariz et al. (2016), como consecuencia de velocidades por encima del límite establecido. No obstante, dado que el calado correspondiente a estos mismos tramos no supera una profundidad de 1 cm, el riesgo que este pudiese suponer es mínimo.

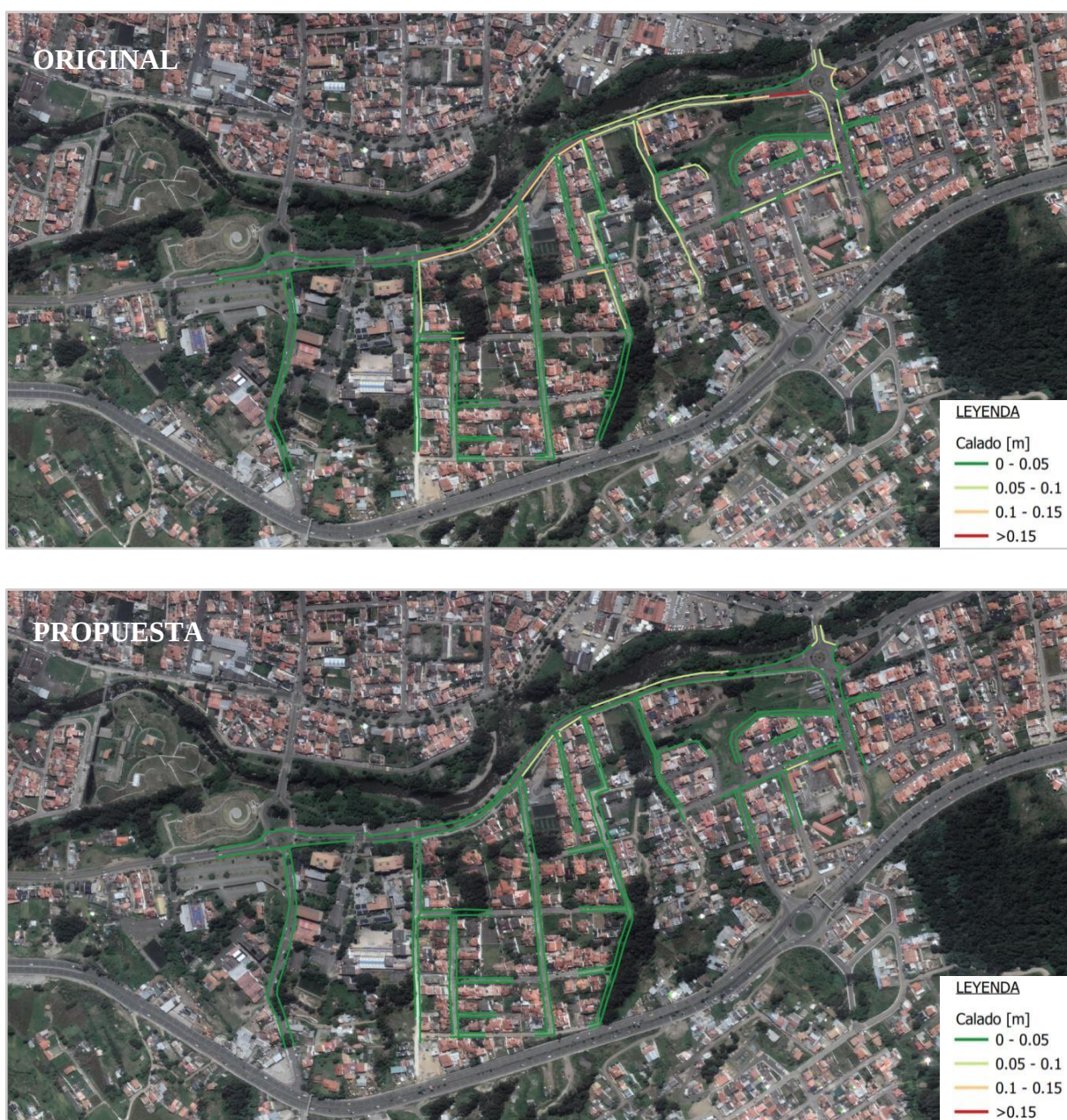


Ilustración 57. Comparativa de calado - Simulación del evento de 30 minutos

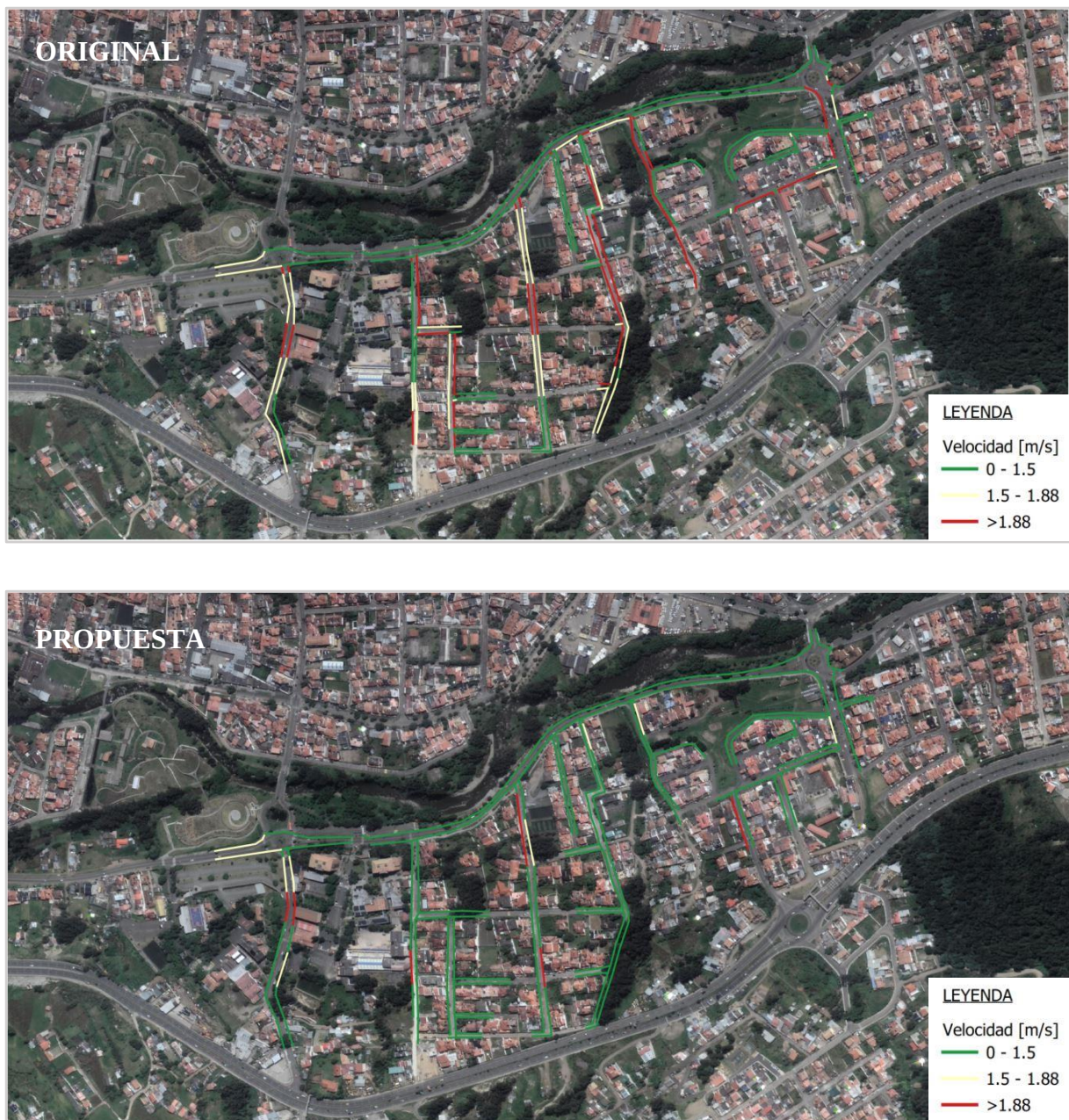


Ilustración 58. Comparativa de velocidad - Simulación del evento de 30 minutos

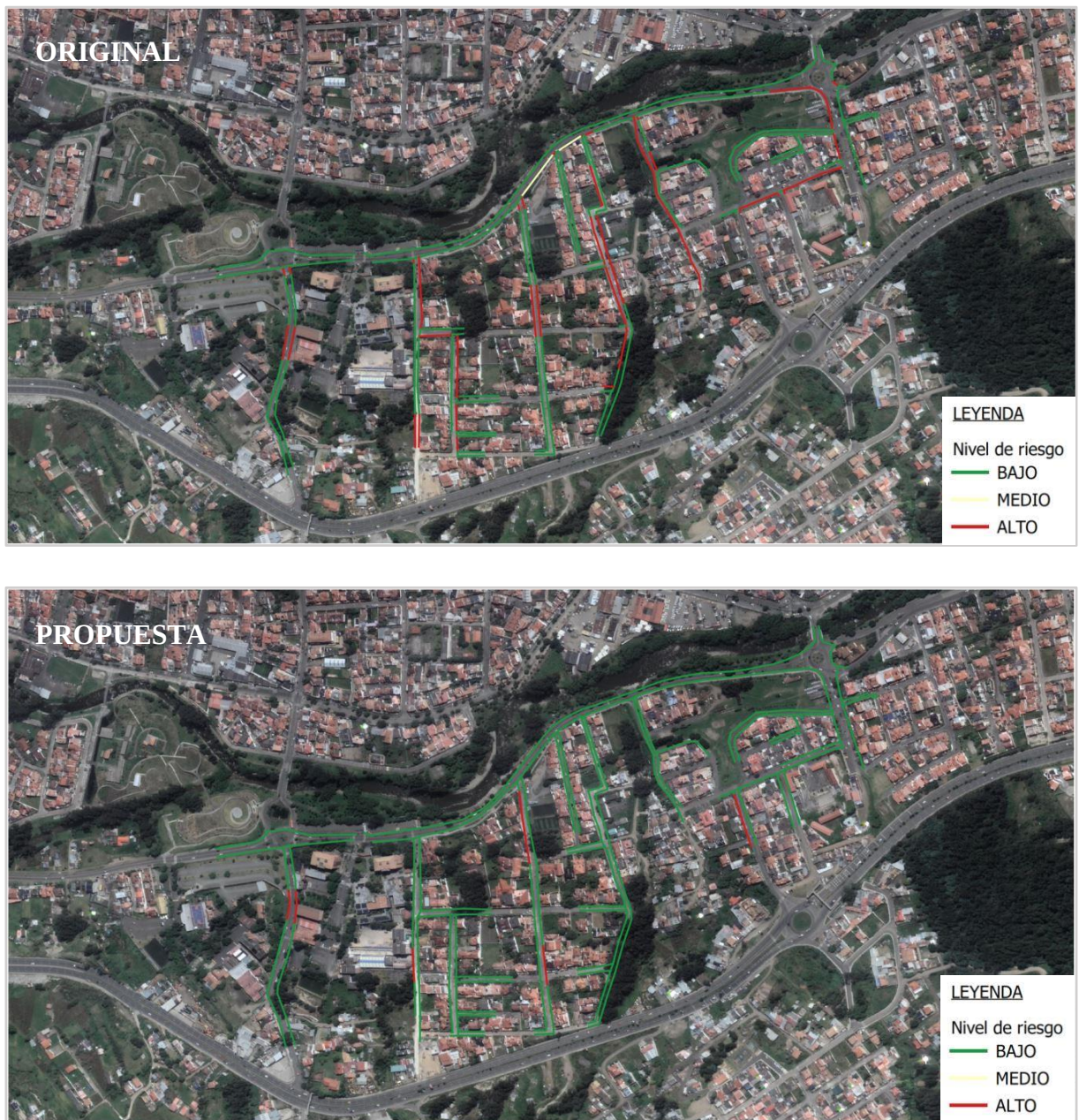


Ilustración 59. Comparativa de nivel de riesgo según Martínez-Gomariz et al. (2016) - Simulación del evento de 30 minutos

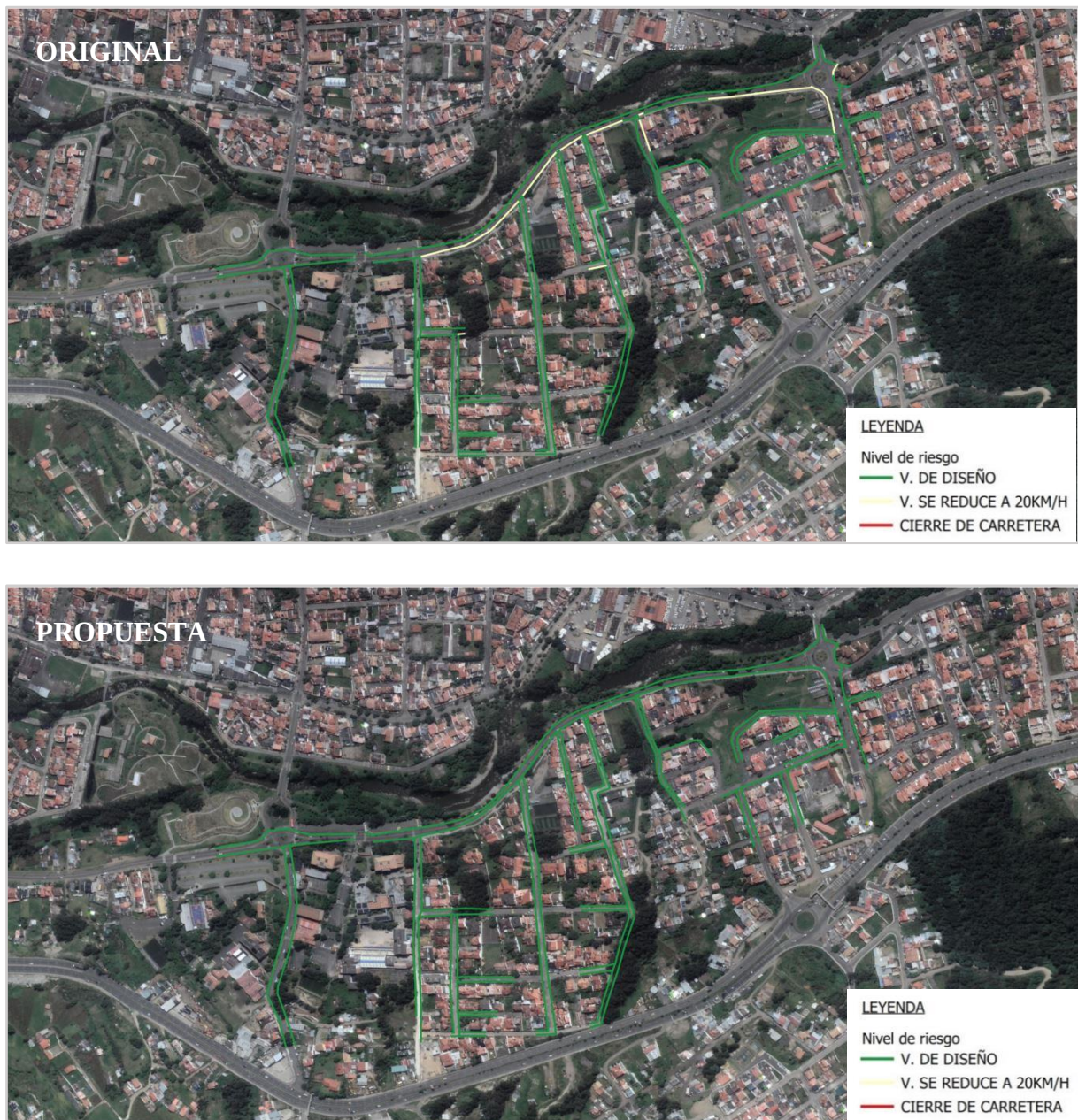


Ilustración 60. Comparativa de nivel de riesgo según Evans (2017) - Simulación del evento de 30 minutos

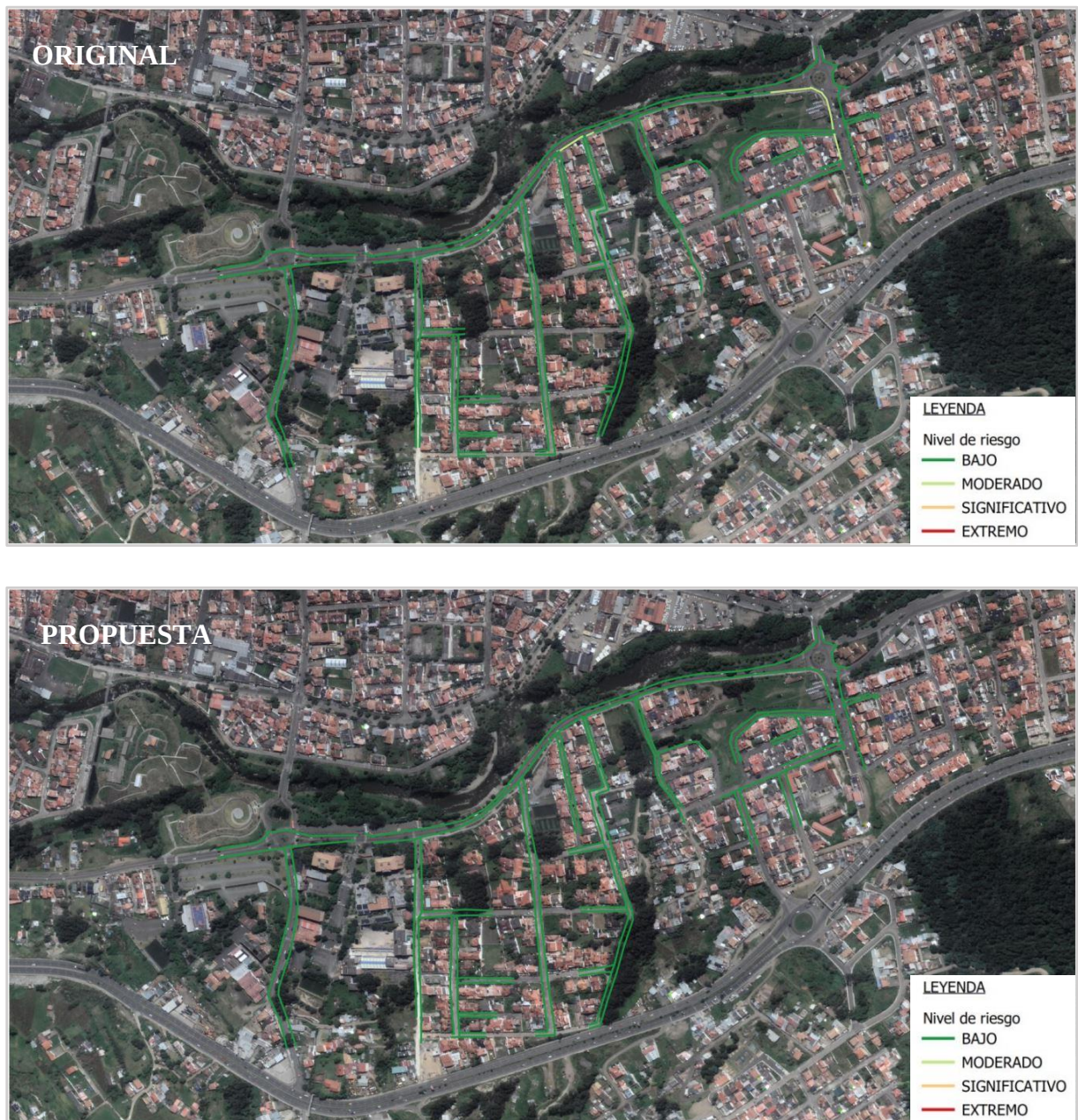


Ilustración 61. Comparativa de nivel de riesgo según DEFRA (2006) - Simulación del evento de 30 minutos

CURVAS IDF

Para el caso de la lluvia obtenida a partir de las curvas IDF con un periodo de retorno de 10 años, el comportamiento general es similar a los eventos antes analizados. La mejoría con respecto a la condición original del sistema de drenaje es evidente, reduciendo la magnitud de los caudales de escorrentía y, por ende, los criterios de riesgo estudiados. Los resultados alcanzados con la simulación de eventos obtenidos a partir de curvas IDF dan indicios positivos con respecto a la propuesta de diseño planteada. Los resultados se muestran en las Tablas 7 y 8 en el APÉNDICE C.

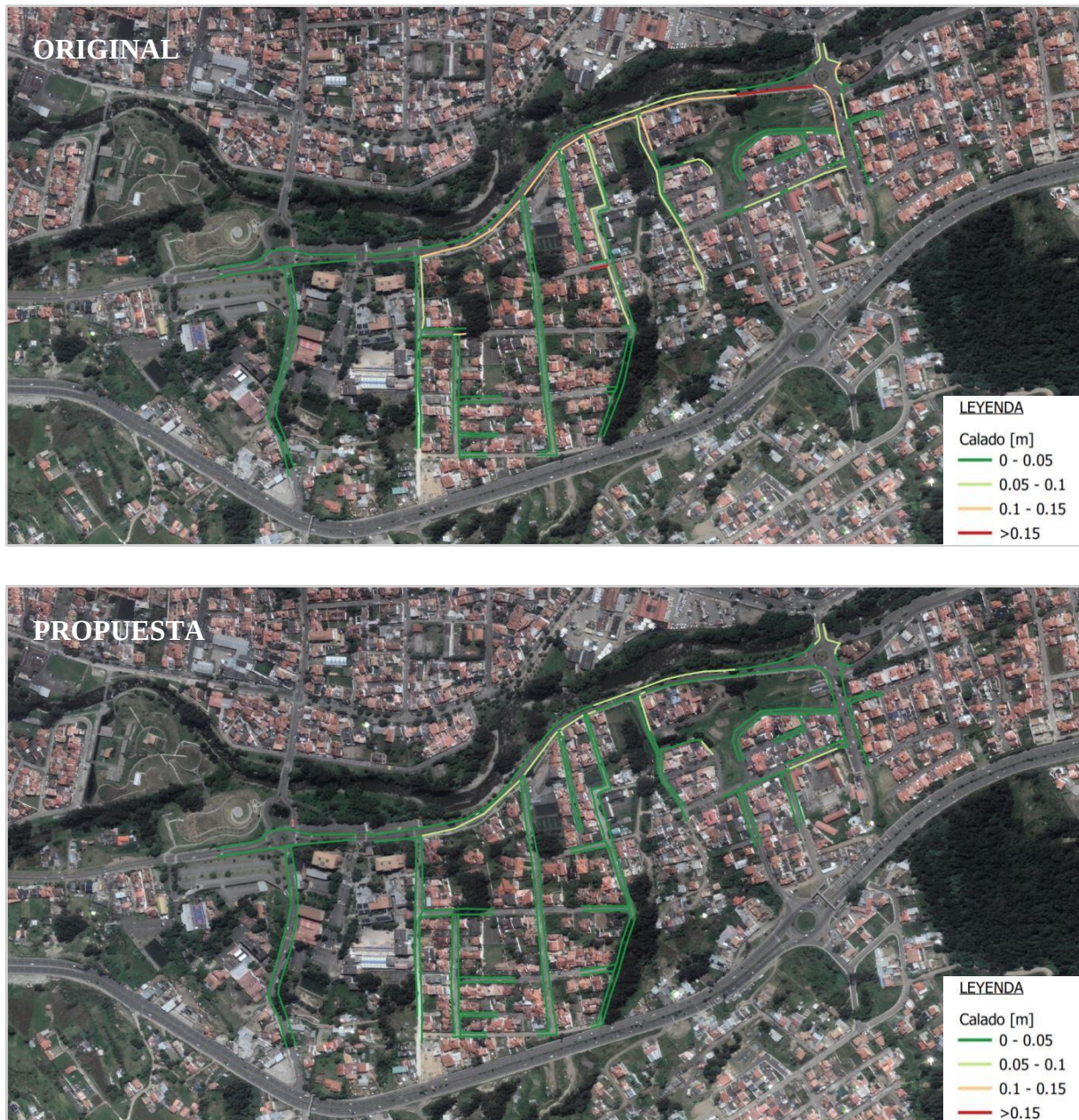


Ilustración 62. Comparativa de calado - Simulación de datos de IDF de 30 minutos

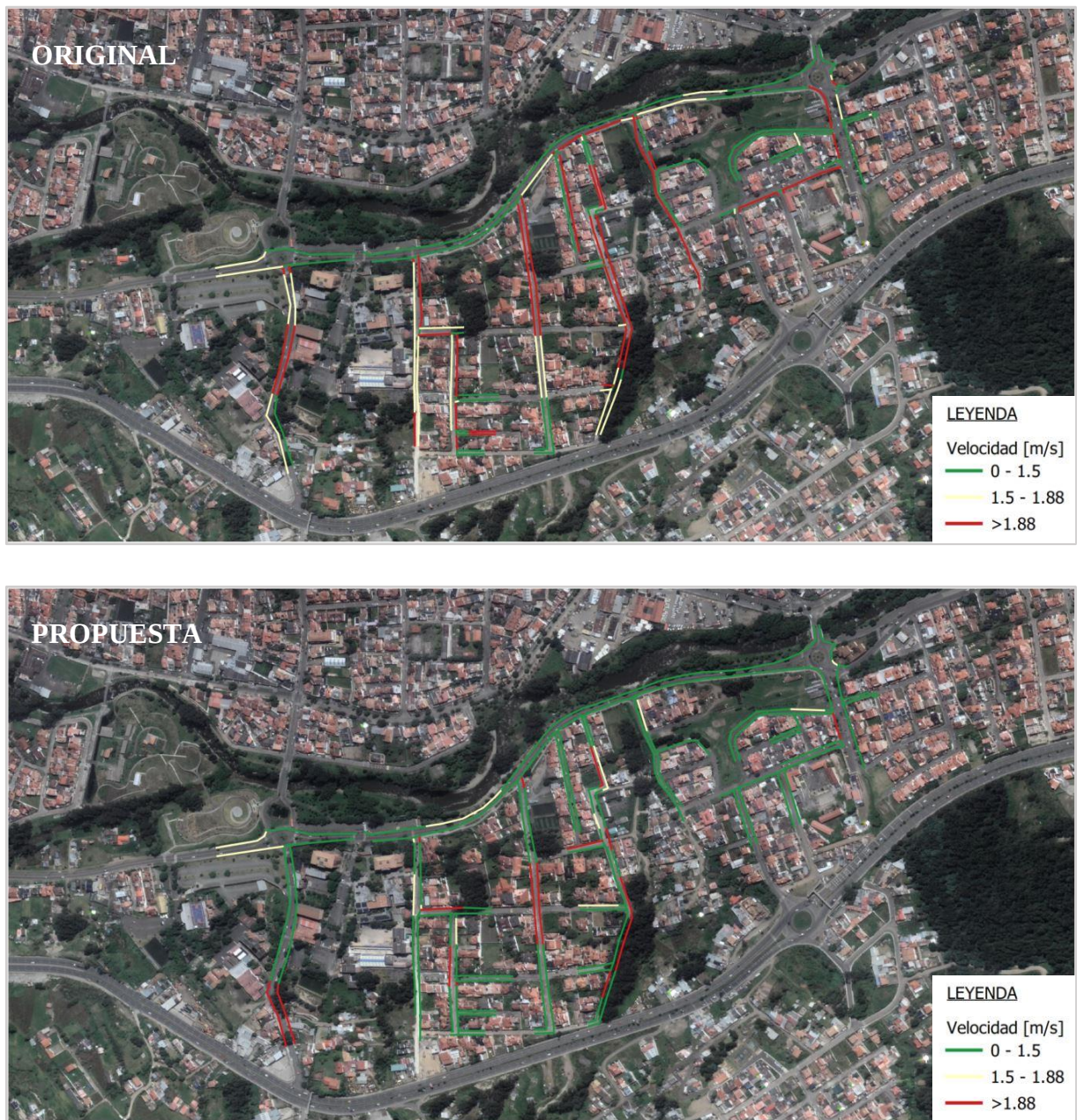


Ilustración 63. Comparativa de velocidad - Simulación de datos de IDF de 30 minutos

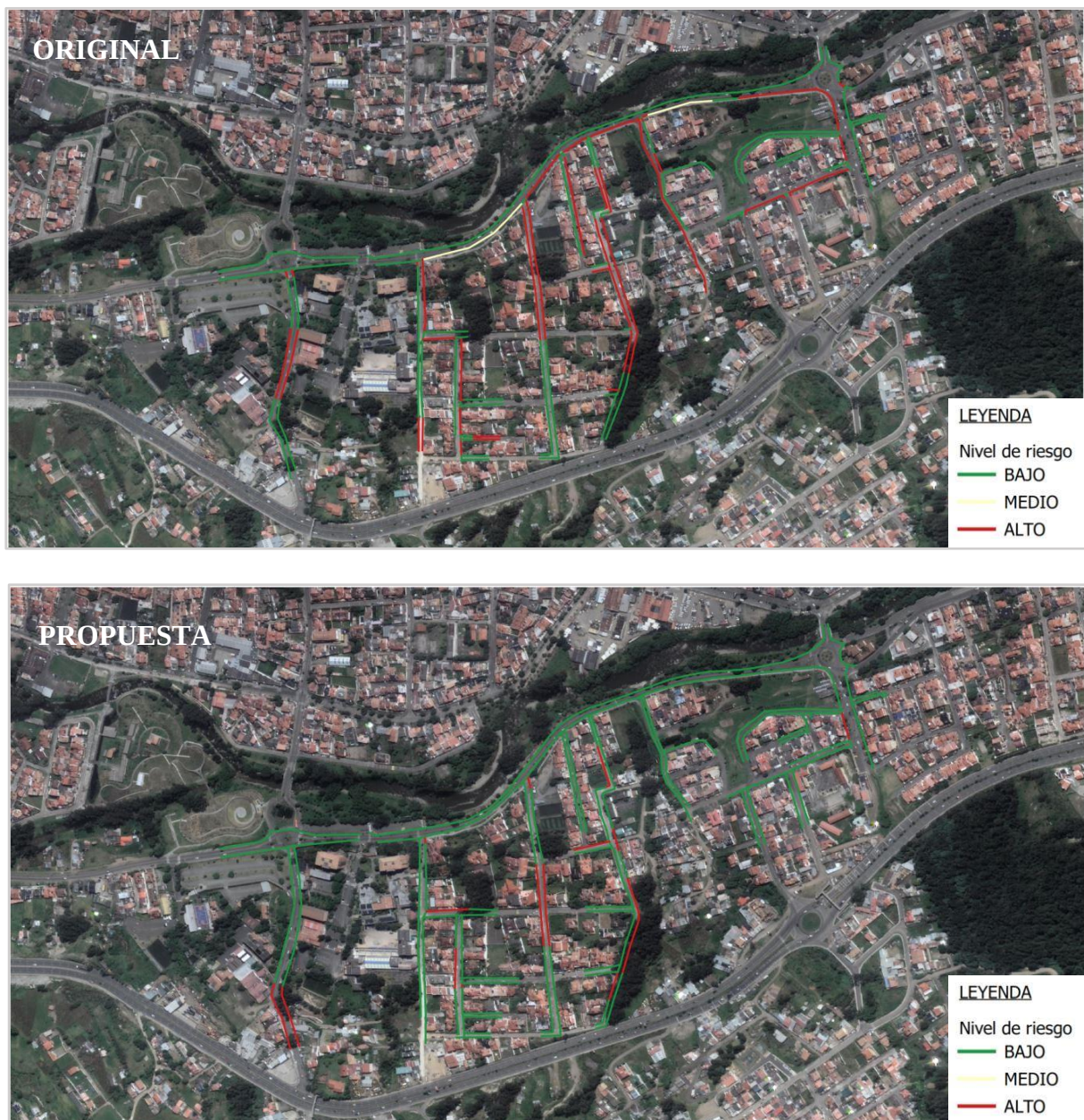


Ilustración 64. Comparativa de nivel de riesgo según Martínez-Gomariz et al. (2016) - Simulación de datos de IDF de 30 minutos



Ilustración 65. Comparativa de nivel de riesgo según Evans (2017) - Simulación de datos de IDF de 30 minutos

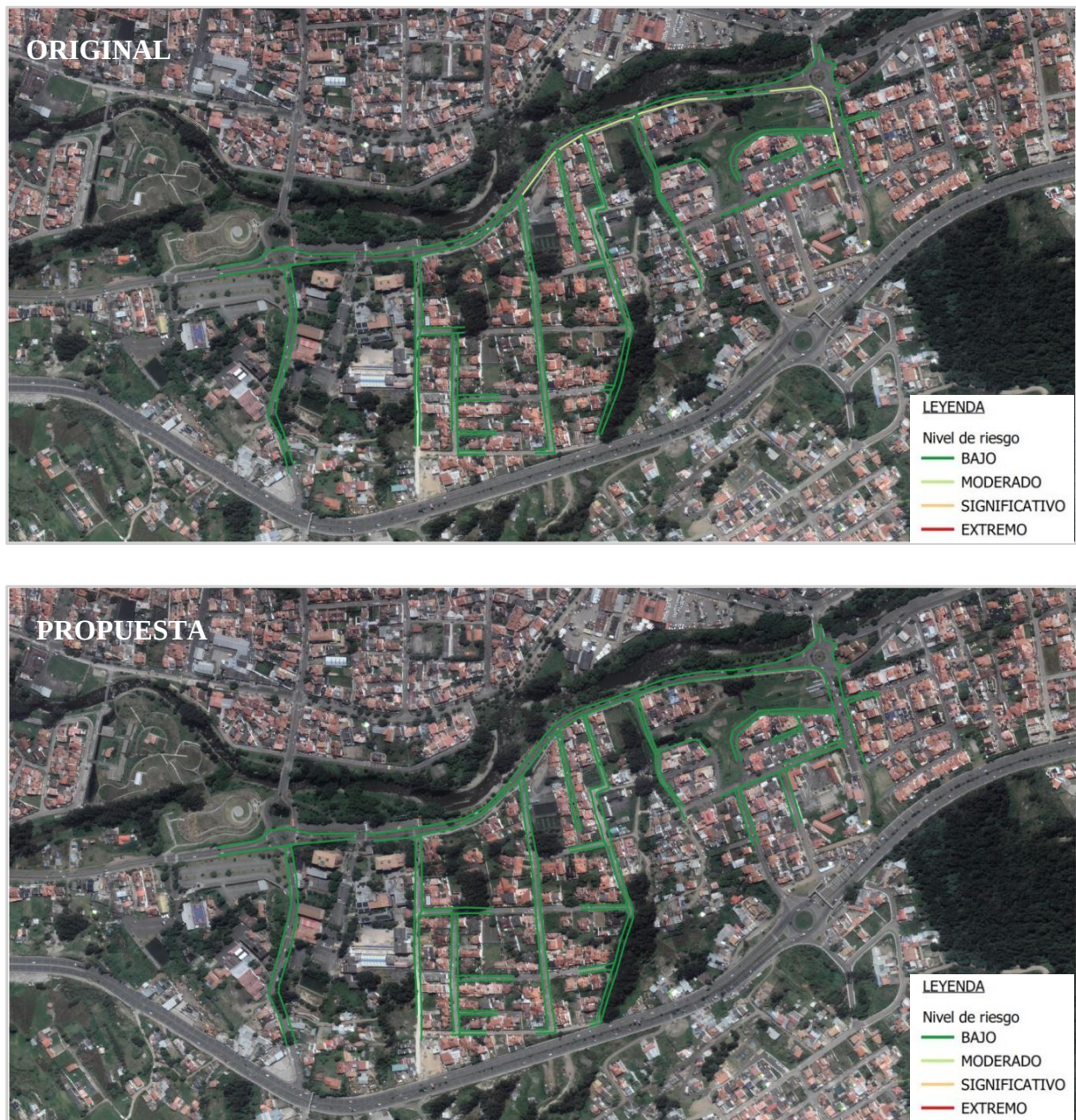


Ilustración 66. Comparativa de nivel de riesgo según DEFRA (2006) - Simulación de datos de IDF de 30 minutos

CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La modelación y análisis del sistema de drenaje superficial existente en la Av. 24 de Mayo y sus calles de aporte mediante el programa SWMM 5.1, permite simular las condiciones actuales del sistema y de este modo evidenciar algunos de los inconvenientes que se han podido observar relacionados con la baja eficiencia hidráulica de los elementos de captación, así como la irregularidad geométrica entre estos y su falta de homogeneidad en cuanto a la distribución espacial. Para ello, se emplearon algunos de los eventos de lluvia registrados en estaciones de medición cercanas, y de los que se tiene conocimiento que han causado anegamiento de calles. Las simulaciones exponen los problemas de inundación que se producen en algunos puntos del tramo analizado, siendo el más crítico la zona cercana al redondel de la Av. 24 de Mayo con la Av. Gapal, donde el agua puede alcanzar calados considerables, impidiendo el normal flujo de vehículos y peatones en una intersección bastante concurrida. Por otro lado, la simulación pone además en manifiesto, otro fenómeno como es la presencia de velocidades relativamente altas en algunos sectores, especialmente en las calles que se incorporan a la Av. 24 de Mayo, las cuales, con motivo de sus pendientes y en ciertos casos poca presencia de elementos de captación, pueden llegar a desarrollar velocidades potencialmente riesgosas.

En cuanto a los patrones hidrológicos presentados en la zona de estudio, los eventos críticos ocurren frecuentemente con duraciones de 30 minutos o 1 hora. Para ello se utilizaron dos registros representativos, correspondientes a cada duración. En el primer caso, se tiene una lluvia de 30 minutos (10 de marzo de 2017), donde se observa que el pico del hietograma posee una duración mayor, pese a tener una menor intensidad que el evento de lluvia de 1 hora (25 de enero de 2020). Sin embargo, aun cuando la magnitud de ambos es comparable, provocando efectos similares sobre el sistema, como se puede evidenciar en los mapas, la ocurrencia de los picos difiere en el tiempo de desarrollo de la tormenta, teniéndose para el caso de 30 minutos en el primer tercio de la duración, mientras que, para el caso de 1 hora, éste se ha desplazado al final del segundo tercio. Cabe recalcar que, al tratarse de eventos puntuales obtenidos de los registros pluviométricos, no es posible determinar su periodo de retorno, sin embargo, se estima que la lluvia de 1 hora posee un periodo de retorno mayor, debido a que la intensidad máxima alcanzada es superior.

A fin de solventar la problemática existente en la zona de estudio, se plantea la necesidad de llevar a cabo un análisis de la eficiencia de captación de los imbornales desde una perspectiva técnica que se centre en el comportamiento hidráulico de los elementos, permitiendo evaluar la condición actual del sistema y formular propuestas de solución. En este sentido, la información recolectada en el sitio permite constatar que los sumideros presentan deficiencias en lo que respecta a su diseño; las rejillas utilizadas carecen de un lineamiento técnico normalizado referente a la hidráulica, teniendo prioridad el aspecto estructural. Así mismo, la falta de criterio en cuanto a su ubicación y disposición, en casos como la presentada en la calle Las Garzas, la misma que consta de una combinación de cinco rejillas, llegando sobrepasar el ancho de la media calzada, siendo molesto para los transeúntes, sin cumplir adecuadamente con su propósito.

En primera instancia, el modelo de simulación en SWMM muestra varios tramos de la Av. 24 de Mayo y calles aportantes con valores de calado o velocidad potencialmente peligrosos, lo cual se refleja por medio de los criterios de riesgo, especialmente según lo propuesto por Martínez-Gomariz et al., (2016). En general, el sistema exhibe varios tramos con niveles de riesgo medio y alto, tanto en la avenida principal como en las calles de aporte. Entre algunos de los puntos críticos que se pueden citar se encuentra el tramo contiguo de la Av. 24 de Mayo que conecta con el redondel de la Av. Gapal, el cual presenta acumulación de agua como consecuencia de los caudales de escorrentía que no son captados adecuadamente en las calles de aporte y que

confluyen en este punto debido a la presencia de una depresión en el perfil longitudinal de la vía. Por su parte otras calles como la Av. Gapal, Las Golondrinas, Manoel Niveló, entre otras, presentan flujos con velocidades por encima del límite establecido debido a sus pendientes, y en algunos casos, por una insuficiente presencia de elementos de captación.

Con los resultados de las simulaciones se refleja la problemática suscitada en el sector; al ser comparados bajo criterios de riesgo como el de Evans (Ayuntamiento de Barcelona, 2019) se evidencia que el flujo vehicular se ve forzado a disminuir la velocidad debido al alto calado que se genera en la vía. Para el caso del criterio de DEFRA (HR Wallingford, 2006) este nivel de riesgo es calificado como moderado, puesto que no se considera una cantidad peligrosa de escombros que pudiera ser arrastrado por el flujo, sino únicamente el efecto del calado y la velocidad.

Como se ha expuesto previamente, la falta de lineamientos normalizados, así como la heterogeneidad en cuanto al diseño geométrico de las rejillas existentes puede resultar en dificultades para el análisis de la eficiencia hidráulica de sumideros, es en este sentido que la primera propuesta de solución consiste en reemplazar las rejillas actuales por elementos normados, a fin de verificar si el sistema presenta mejoría ante los eventos de precipitación considerados. Dos modelos de rejilla fueron simulados y aunque existen algunos puntos donde el peligro ha disminuido, especialmente con el empleo de la rejilla TANGO D4, en general, el modelo sigue reportando tramos con calados o velocidades que inducen a niveles de riesgo medios y altos según los criterios analizados, lo cual permite inferir que es necesario plantear una redistribución de sumideros en zonas críticas.

A fin de reducir la cantidad de agua que escurre hacia la Av. 24 de Mayo, se propone una redistribución de sumideros en varias de las calles de aporte, buscando mantener espaciamientos uniformes, aproximadamente de 50 metros entre cada estructura de captación, y simetría a ambos lados de la calzada, esto con el fin de disminuir calados y velocidades en las calles de aporte, especialmente las de mayor pendiente, y de este modo, prevenir que grandes caudales lleguen hasta la avenida principal. Así mismo, la incorporación de sumideros en calles que actualmente se encuentran desprovistas o cuya cantidad es insuficiente, como en el caso de las calles Mollobamba y Chugchillán, que desembocan en la Av. Gapal, misma que tampoco cuenta con imbornales, y funciona como un canal que aporta hacia la Av. 24 de Mayo, contribuyendo a la inundación del tramo crítico aledaño al redondel.

Como se puede observar en los mapas expuestos en la sección 5.2. Resultados y Validación de Propuesta, la distribución planteada permite reducir el calado y velocidad del agua al circular por las calles y así, reducir los riesgos que esta pudiera suponer para los usuarios. Las simulaciones llevadas a cabo considerando diferentes eventos de precipitación permiten evaluar el desempeño del sistema con la configuración sugerida, ante lluvias de las que se conoce que han ocasionado problemas; además, al emplear tormentas de diseño obtenidas a partir de curvas IDF con un periodo de retorno de 10 años, cumpliendo con las recomendaciones de los manuales de diseño de distintos países, se garantiza un adecuado funcionamiento del sistema.

Para todos los casos simulados, la propuesta incluye un modelo estándar de rejillas para toda la zona de estudio, con una adecuada eficiencia, con lo que cumple satisfactoriamente con los criterios establecidos por los autores en cuanto a la interacción de los parámetros de flujo como son el calado y la velocidad. La Av. 24 de Mayo a lo largo de todo el recorrido examinado, muestra niveles de riesgo bajos de acuerdo con la valoración de los tres criterios considerados, y una situación similar se observa en la mayor parte de calles aportantes, aun cuando determinados tramos puntuales reportan velocidades relativamente altas en un momento crítico dado. Este hecho no debe ser motivo de alarma, puesto que por un lado, el calado referente a dichos tramos

particulares es muy bajo, en la mayoría de casos sin llegar a superar 1 cm, por lo que el riesgo que este supondría es desestimable; por otro lado, el intervalo de tiempo dentro del cual estos tramos presentan un “potencial riesgo” es breve; las simulaciones se realizaron teniendo en cuenta pasos de tiempo de cinco minutos, por lo que el periodo de ocurrencia de un alta velocidad en estos puntos habrá de ser inferior a este tiempo. Bajo estas consideraciones y en concordancia con lo que expone Russo, (2019), la inclusión de un mayor número de sumideros con el objetivo de satisfacer rigurosamente con los límites establecidos resultaría en una medida poco económica y poco eficiente, puesto que se estaría subutilizando las estructuras de captación y generando costos de construcción y mantenimiento no justificados. En este mismo contexto, se puede concluir que la propuesta que se plantea es apropiada y proporcionada, tanto desde el punto de vista de funcionalidad como desde una perspectiva general de relación costo-beneficio.

Para poder ejecutarse la propuesta planteada se recomienda realizar un estudio adicional que considere el drenaje subterráneo de la zona, para que así, se pueda analizar la capacidad del sistema en conjunto y no se presenten reboses en los elementos de captación. Adicionalmente, es recomendable emplear una topografía a mayor detalle que considere toda la zona del área aportante y no descartar la incidencia del agua proveniente de la autopista, específicamente en las conexiones con la calle Mollobamba y con la calle Hernán Malo.

Así mismo, debe tenerse en cuenta que para el presente estudio se ha establecido como calado máximo, la altura media de las veredas, asumiendo 0.20 m, sin embargo, en los eventos registrados en reportes de prensa, específicamente en la zona de la antigua estación ferroviaria, se puede observar que la altura de anegamiento sobrepasa el bordillo de la vereda, teniendo un calado superior al reportado en las simulaciones, por lo que se podría estar subestimando los niveles de riesgo según DEFRA y Evans.

Por otra parte, dados los recientes acontecimientos suscitados en mayo de 2021, en donde se generaron inundaciones, este trabajo abarca solamente los eventos pluviales de la zona y no brinda una solución a los problemas generados por los desbordamientos de ríos, debido a que son sistemas separados, sin embargo, una simulación del comportamiento del río Tarqui y Yanuncay combinados con la simulación de la escorrentía superficial, sería una solución que podría incluirse en futuros estudios.

En cuanto a la información hidrológica, las tormentas empleadas, obtenidas de registros pluviométricos a través de una estación cercana a la zona de estudio poseía algunas inconsistencias en sus mediciones, sin constatar eventos que según reportes de prensa causaron estragos en el sector. Por lo que se recomienda, con el fin de enriquecer y precisar la base de datos hidrológicos un mayor control en las mediciones, así como inspecciones constantes a los equipos para asegurar un buen rendimiento. Por otro lado, se recomienda a futuro la implementación de más estaciones pluviométricas distribuidas a lo largo de la ciudad a fin de focalizar los eventos.

BIBLIOGRAFÍA

Alfatlawi, T., Al-Dulaimi, M., & Al-Safi, H. (2020). Experimental Work of the Flow Field around Drop Inlets in Roadway Drainage System during Rainfall Event. *Journal of Water Science and Engineering*, 1(5), 1–9.

Ayuntamiento de Barcelona. (2019). *Plan Director Integral de Saneamiento de la ciudad de Barcelona (PDISBA)*. <https://bcnroc.ajuntament.barcelona.cat/jspui/handle/11703/119275>

Balbastre, R. (2018). Análisis comparativo de metodologías de cálculo de tormentas de diseño para su aplicación en hidrología urbana. In *Tesis de Maestría*. Universitat Politècnica de València.

Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Hidrología aplicada*. McGraw-Hill.

Concha Jopia, R. (2007). Análisis de cuencas urbanas mediante EPA SWMM 5.0. In *Hidrología Urbana* (pp. 279–309). FLUMEN.

Gómez, M. (2007). *Hidrología Urbana*. FLUMEN.

Gómez, M., Macchione, F., & Russo, B. (2010). Modelo físico para el estudio de los criterios de riesgo en zonas urbanas. *XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, 1–13. <http://upcommons.upc.edu/handle/2117/10994>

Gómez, M., & Russo, B. (2010). Methodology to estimate hydraulic efficiency of drain inlets. *Water Management*, 164(WM2), 81–90.

Guachamín, W., García, F., Arteaga, M., & Cadena, J. (2019). *Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación*. Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología.

HR Wallingford. (2006). Flood Risks to People. *Flood Risks to People Phase 2: FD2321 Project Record Prepared for Defra/Environment Agency*, 1–91. <http://www.rpaltd.co.uk/documents/J429-RiskstoPeoplePh2-Guidance.pdf>

Lighthill, M. J., & Whitham, G. B. (1955). On kinematic waves II. A theory of traffic flow on long crowded roads. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences*, 229(1178), 317–345. <https://doi.org/10.1098/rspa.1955.0089>

Martínez-Gomariz, E., Gómez, M., & Russo, B. (2016). Experimental study of the stability of pedestrians exposed to urban pluvial flooding. *Natural Hazards*, 82(2), 1259–1278. <https://doi.org/10.1007/s11069-016-2242-z>

Martínez-Gomariz, E., Gómez, M., Russo, B., & Djordjević, S. (2017). A new experiments-based methodology to define the stability threshold for any vehicle exposed to flooding. *Urban Water Journal*, 14(9), 930–939. <https://doi.org/10.1080/1573062X.2017.1301501>

Mays, L. (2010). *Water Resources Engineering* (2th ed.). John Wiley & Sons, Inc.

Mendoza García, R. D. (2020). Desarrollo de un modelo de tormenta de diseño para la cuenca del Río Quindío (Colombia) [Universidad de Tolima]. In *Tesis de Maestría*. <http://repository.ut.edu.co/handle/001/3265>

Miller, J. E. (1984). Basic Concepts of Kinematic- Wave models. In *U.S. Geological Survey Professional Paper 1302* (Vol. 1302). <https://doi.org/10.3133/pp1302>

Murillo López, A. (2016). *Elaboración de un modelo hidrológico distribuido basado en el método de Onda Cinemática para el análisis de eventos de precipitaciones en cuencas pequeñas*. Universidad de Costa Rica.

Nanía Escobar, L. S. (1999). Metodología numérico-experimental para el análisis del riesgo asociado a la escorrentía pluvial en una red de calles. In *Tesis de Doctorado*. Universitat Politècnica de Catalunya.

Nanía Escobar, L. S. (2007). Modelo de flujo en calles y criterios de riesgo asociados. In *Hidrología Urbana* (pp. 147–173). FLUMEN.

- Ponce, V. M. (1991). Kinematic Wave Controversy. *Journal of Hydraulic Engineering*, 117(4), 511–525. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9429\(1991\)117:4\(511\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9429(1991)117:4(511))
- Pyatkova, K., Chen, A. S., Djordjević, S., Butler, D., Vojinović, Z., Abebe, Y. A., & Hammond, M. (2019). *Flood Impacts on Road Transportation Using Microscopic Traffic Modelling Techniques*. 115–126. https://doi.org/10.1007/978-3-319-33616-9_8
- Rossman, L. A. (2009). *Storm Water Management Model. User's Manual. Version 5.0*. U.S. Environmental Protection Agency.
- Rossman, L. A., & Huber, W. C. (2016). Storm Water Management Model Reference Manual Volume I – Hydrology. U.S. Environmental Protection Agency, I(January), 231. www2.epa.gov/water-research
- Russo, B. (2019). *Multi-hazards assessment related to water cycle extreme events for future scenarios (with adaptation strategies)* (Issue D2.5). <https://toolkit.resccue.eu/wp-content/uploads/2020/12/D2.5.pdf>
- Russo, B., Gómez, M., & Macchione, F. (2013). Pedestrian hazard criteria for flooded urban areas. *Natural Hazards*, 69(1), 251–265. <https://doi.org/10.1007/s11069-013-0702-2>
- Russo, B., Velasco, M., Monjo, R., Martínez-Gomariz, E., Sánchez, D., Domínguez, J. L., Gabàs, A., & Gonzalez, A. (2020). Evaluación de la resiliencia de los servicios urbanos frente a episodios de inundación en Barcelona. El Proyecto RESCCUE. *Ingeniería Del Agua*, 24(2), 101. <https://doi.org/10.4995/ia.2020.12179>
- Singh, V. P. (2001). Kinematic wave modelling in water resources: A historical perspective. *Hydrological Processes*, 15(4), 671–706. <https://doi.org/10.1002/hyp.99>
- Singh, V. P. (2017). Kinematic Wave Theory of Overland Flow. *Water Resources Management*, 31(10), 3147–3160. <https://doi.org/10.1007/s11269-017-1654-1>
- Vidal Navarro, X. (2019). Eficiencia de captación de rejillas y sumideros mediante coeficientes de desagüe como orificio. Barcelona. In *Trabajo Final de Grado*. Universitat Politècnica de Catalunya.

APÉNDICES

APÉNDICE A - SUBCUENCAS

Subcuenca	Área [m2]	S [%]
1	849.048	4
2	920.879	4
3	275.224	1
4	202.313	1
5	263.052	1
6	229.488	2
7	313.270	2
8	196.189	2
9	549.092	3
10	782.453	2
11	970.655	4
12	567.902	2
13	686.927	4
14	544.361	1
15	580.288	3
16	574.020	3
17	521.114	4
18	148.794	5
19	298.589	4
20	198.039	4
21	587.427	3
22	324.949	2
23	355.659	2
24	647.767	3
25	129.143	4
26	353.298	4
27	257.816	5
28	692.172	4
29	1226.493	2
30	460.163	3
31	421.932	2
32	588.195	2

Apéndice A- 1. Subcuencas de la Av. 24 de Mayo - Original

Grupo	Subcuenca	Área [m2]	S [%]	Ubicación
1	1A	617.981	6	Hernán Malo
1	1B	447.325	10	
1	1C	525.270	9	
1	1D	914.013	12	
1	1E	416.598	9	

Grupo	Subcuenca	Área [m2]	S [%]	Ubicación
2	2A	753.530	6	Las Garzas
2	2B	479.085	9	
2	2C	587.190	9	
2	2D	669.149	8	
2	2E	539.207	13	
2	2F	361.320	13	
3	3A	695.696	6	Los Chirotes
3	3B	120.716	5	
3	3D	435.116	9	
3	3E	230.482	15	
3	3F	257.493	19	
3	3G	363.078	19	
4	4A	1282.719	8	Los Canarios
4	4B	259.285	15	
4	4C	274.880	19	
4	4D	382.025	19	
5	5B	543.589	9	
5	5E	334.774	19	
5	5H	171.618	22	Los Chugos
6	6B	653.919	9	
6	6C	355.347	19	
6	6D	496.711	22	
7	7A	872.192	12	
7	7B	509.047	10	
7	7C	665.965	10	Las Golondrinas
7	7D	372.834	8	
7	7E	257.228	6	
8	8A	812.301	12	
8	8B	569.438	10	
8	8C	833.002	10	
8	8D	431.799	8	
8	8E	263.897	6	
9	9A	1037.802	7	
9	9B	134.454	5	
10	10A	807.056	7	
10	10B	149.021	5	
11	11A	272.225	5	
11	11B	401.405	7	
11	11C	122.343	5	
11	11D	391.017	8	
11	11E	726.689	8	
11	11F	855.266	10	
11	11G	121.615	12	
11	11H	128.845	12	
11	11I	515.357	10	
11	11J	359.632	5	
12	12A	301.425	5	



Grupo	Subcuenca	Área [m2]	S [%]	Ubicación
12	12B	503.806	7	Los Gorrones
12	12C	226.278	5	
12	12D	257.791	8	
12	12E	271.961	8	
12	12G	144.341	11	
12	12I	516.974	7	
12	12J	158.176	5	
12	12M	558.750	13	
12	12N	250.194	15	
12	12P	606.467	7	
12	12Q	361.116	6	
13	13A	553.496	7	Los Cisnes
14	14A	619.289	7	
15	15A	382.755	4	
15	15B	675.786	5	
15	15C	774.769	3	
16	16A	329.332	4	
16	16B	823.946	5	Las Gaviotas
16	16C	847.337	3	
17	17B	409.401	5	
17	17C	506.132	4	
17	17D	316.889	3	
18	18B	332.418	5	
18	18C	575.907	4	Del Retorno
18	18D	333.148	3	
19	19A	78.409	5	
19	19B	227.280	3	
19	19C	173.567	3	
20	20A	103.254	5	
20	20B	163.272	3	Las Palomas y Los Jilgueros
20	20C	167.959	3	
21	21A	168.797	3	
21	21B	330.145	1	
21	21C	276.630	4	
21	21D	40.708	1	
22	22B	186.027	1	Joan Tenecela
22	22C	413.950	3	
22	22D	59.392	1	
23	23A	1652.639	5	
23	23B	287.788	8	Cajabamba
23	23C	247.867	2	
23	23D	263.509	1	
24	24A	167.480	2	
24	24B	137.398	2	
24	24C	403.738	4	
24	24E	427.723	2	
24	24F	265.472	3	

Grupo	Subcuenca	Área [m2]	S [%]	Ubicación
25	25A	1327.801	3	Tumipamaba
25	25B	235.057	3	
26	26A	205.520	1	
26	26B	276.540	1	
26	26C	86.269	8	
26	26D	570.389	2	
26	26E	82.950	6	
26	26F	178.571	10	
27	27A	235.477	1	
27	27B	48.604	3	
27	27D	156.46	1	
27	27E	57.129	1	Guayllabamba
27	27F	87.470	1	
27	27G	503.479	4	
27	27H	99.147	6	
27	27I	173.087	10	
28	28B	80.800	10	Capulispamba
28	28C	219.42	7	
29	29A	304.014	11	
30	30A	324.343	4	
30	90B	230.216	2	Mollobamba
31	31A	336.070	4	
31	31B	266.581	2	
32	32A	1129.010	6	
33	33A	1432.050	6	Manuel Guerrero
34	34A	220.531	1	
34	34B	246.447	1	
35	35A	172.681	1	
35	35B	154.803	1	Luis Robalino
36	36A	363.473	8	
37	37A	312.968	8	
38	38A	327.577	6	Manoel Niveló
38	38B	925.574	3	
38	38C	601.764	8	
38	38D	317.429	2	
39	29A	1092.837	10	Chugchillán
40	40A	1089.189	10	
41	41A	532.695	7	
41	41B	1556.061	9	
41	41D	421.597	1	Av. Gapal
42	42A	948.275	6	
42	42C	413.635	9	
42	42D	470.988	10	
43	43A	2328.647	8	Manoel Niveló

Apéndice A- 2. Subcuencas aportantes - Original



Subcuenca	Área [m2]	S [%]
1	849.048	4
2	920.879	4
3	275.224	1
4	202.313	1
5	263.052	1
6	229.488	2
7	313.270	2
8	196.189	2
9	549.092	3
10	782.453	2
11	970.655	4
12	567.902	2
13	686.927	4
14	544.361	1
15	580.288	3
16	574.020	3
17	521.114	4
18	148.794	5
19	298.589	4
20	198.039	4
21	587.427	3
22	324.949	2
23	355.659	2
24	310.823	3
25	336.944	3
26	129.143	4
27	353.298	4
28	257.816	5
29	692.172	4
30	459.960	2
31	766.533	2
32	460.163	3
33	421.932	2
34	588.195	2

Anexo 1. Áreas subcuencas Av. 24 de Mayo - Propuesta

Grupo	Subcuenca	Área [m2]	S [%]	Ubicación
1	1AP	363.070	5	Hernán Malo
1	1BP	322.154	9	
1	1CP	368.371	9	
1	1DP	445.341	7	
1	1EP	395.918	10	
1	1FP	315.958	16	
1	1GP	347.093	11	
2	2AP	395.920	5	
2	2BP	347.689	10	

2	2CP	337.615	9	Las Garzas
2	2DP	403.012	7	
2	2EP	466.035	10	
2	2FP	280.272	16	
2	2GP	346.427	11	
3	3AP	347.914	8	
3	3BP	282.139	6	
3	3CP	245.033	8	
3	3DP	234.132	12	
3	3EP	173.657	19	
3	3FP	207.703	14	
4	4AP	374.419	8	Los Chirotes
4	4BP	418.693	5	
4	4CP	264.146	10	
4	4DP	250.408	12	
4	4EP	272.955	19	
4	4FP	475.283	14	
5	5AP	247.646	7	
5	5BP	247.721	9	
5	5CP	167.312	12	
5	5DP	97.132	19	
6	6AP	255.187	14	Los Canarios
6	6BP	507.536	13	
6	6CP	289.679	12	
6	6DP	200.237	19	
7	7AP	275.495	9	
7	7BP	285.648	12	
7	7CP	441.537	12	
7	7DP	264.072	10	
7	7EP	214.646	15	
7	7FP	419.735	9	
8	8AP	306.925	9	Los Chugos
8	8BP	409.135	12	
8	8CP	412.345	12	
8	8DP	320.290	10	
8	8EP	244.587	15	
8	8FP	451.540	9	
9	9AP	705.004	7	
9	9BP	119.573	5	
10	10AP	886.329	7	
10	10BP	101.505	5	
11	11AP	167.872	5	Las Golondrinas
11	11BP	292.373	7	
11	11CP	122.105	5	
11	11DP	304.375	8	
11	11EP	161.764	9	
11	11FP	201.763	9	
11	11GP	305.759	6	
11	11HP	270.270	13	



11	11IP	255.873	11		21	21DP	251.515	2	
11	11JP	280.159	11		22	22AP	275.411	4	
11	11KP	185.217	6		22	22BP	175.542	2	
11	11LP	166.995	4		22	22CP	80.0520	3	
12	12AP	205.750	5		22	22DP	315.921	2	
12	12BP	313.970	7		23	23AP	1566.566	5	
12	12CP	208.076	5		23	23BP	202.043	8	Joan Tenecela
12	12DP	223.632	8		23	23CP	294.137	2	
12	12EP	216.117	8		23	23DP	275.780	1	
12	12FP	338.456	9		24	24AP	215.689	2	
12	12GP	190.314	6		24	24BP	186.093	2	
12	12HP	292.925	13		24	24CP	608.94	4	
12	12IP	245.084	12		24	24DP	317.919	2	Cajabamba
12	12JP	307.028	11		24	24EP	299.185	3	
12	12KP	299.371	6		25	25AP	1057.612	3	
12	12LP	214.721	4		25	25BP	593.440	3	
13	13AP	281.356	7		26	26AP	297.188	2	
13	13BP	342.129	7	Los Gorrones	26	26BP	271.932	1	
14	14AP	385.027	7		26	26CP	286.963	5	
14	14BP	368.214	7		26	26DP	182.824	6	
15	15AP	325.991	6		26	26EP	128.672	7	Tumipamaba
15	15BP	307.856	7		27	27AP	194.807	3	
15	15CP	396.526	3		27	27BP	292.533	2	
15	15D	297.325	2		27	27CP	365.610	5	
15	15E	357.813	4	Los Cisnes	27	27DP	244.647	6	
16	16AP	437.174	8		27	27EP	184.483	7	
16	16BP	277.969	7		28	28AP	56.600	10	
16	16CP	444.732	3		28	28BP	175.222	7	Guayllabamba
16	16DP	382.769	2		29	29AP	295.373	11	
16	16EP	365.740	4		30	30AP	277.907	4	
17	17AP	265.041	5		30	30BP	248.073	2	Capulispamba
17	17BP	254.488	5		31	31AP	303.772	4	
17	17CP	298.408	2		31	31BP	223.198	2	
17	17DP	293.453	2		32	32AP	490.312	6	
17	17EP	167.984	6	Las Gaviotas	32	32BP	438.993	6	Mollobamba
18	18AP	297.970	5		33	33AP	569.996	6	
18	18BP	296.057	5		33	33BP	605.095	6	
18	18CP	264.489	2		34	34AP	194.759	1	
18	18DP	313.077	2		34	34BP	189.025	1	Manuel Guerrero
18	18EP	260.775	6		35	35AP	226.280	1	
19	19AP	70.973	5		35	35BP	101.403	1	
19	19BP	177.939	3		36	36AP	424.576	8	Luis Robalino
19	19CP	177.870	3	Del Retorno	37	37AP	269.652	8	
20	20AP	80.466	5		38	38AP	274.424	7	
20	20BP	219.186	3		38	38BP	928.806	2	
20	20CP	187.179	3		38	38CP	128.443	11	Manoel Niveló
21	21AP	253.474	4		38	38DP	526.739	7	
21	21BP	211.789	2	Las Palomas y Los Jilgueros	38	38EP	214.258	3	
21	21CP	70.535	3		39	39AP	603.365	10	Chugchillán



39	39BP	481.046	10	
40	40AP	697.835	10	
40	40BP	605.753	10	
41	41AP	335.507	7	
41	41BP	978.873	9	
41	41CP	293.101	1	
42	42AP	388.185	4	Av. Gapal
42	42BP	440.562	7	
42	42CP	529.761	12	
42	42DP	545.777	7	
43	43AP	331.178	6	
43	43BP	221.701	9	
43	43CP	398.628	8	Manoel Niveló
43	43DP	645.412	8	
43	43EP	552.783	5	

Anexo 2. Subcuentas aportantes - Propuesta

APÉNDICE B - ALTERNATIVAS

ID. Canal	Calados máximos registrados en la Av. 24 de Mayo			Velocidades máximas registrados en la Av. 24 de Mayo		
	Original	DELTA 75	TANGO D4	Original	DELTA 75	TANGO D4
q1	0.03	0.03	0.02	2.96	3.01	2.06
q2	0.01	0.01	0.01	0.81	0.82	0.68
q3	0.03	0.03	0.02	3.48	3.54	2.60
q4	0.04	0.04	0.04	1.62	1.62	1.62
q5	0.04	0.04	0.04	1.65	1.65	1.65
q6	0.02	0.02	0.02	0.36	0.33	0.32
q7	0.05	0.02	0.00	0.18	0.41	0.00
q8	0.04	0.04	0.04	0.70	0.70	0.70
q9	0.02	0.00	0.00	0.54	0.00	0.00
q10	0.04	0.04	0.04	0.77	0.76	0.76
q11	0.04	0.03	0.00	0.72	1.55	1.00
q12	0.04	0.04	0.02	0.87	1.03	0.72
q13	0.06	0.06	0.05	1.16	1.13	1.08
q14	0.06	0.06	0.06	1.35	1.32	1.30
q15	0.06	0.06	0.05	1.11	1.88	1.89
q16	0.05	0.05	0.03	1.12	1.41	0.85
q17	0.04	0.04	0.04	0.66	0.66	0.66
q18	0.05	0.05	0.05	1.39	1.39	1.39
q19	0.04	0.03	0.00	1.02	0.82	0.00
q20	0.06	0.06	0.06	0.35	0.35	0.35
q21	0.08	0.08	0.08	0.30	0.30	0.30
q22	0.12	0.13	0.11	0.58	0.59	0.55
q23	0.07	0.08	0.07	1.57	1.62	1.51
q24	0.06	0.06	0.06	2.19	2.26	2.10
q25	0.05	0.05	0.05	0.50	0.50	0.50
q26	0.02	0.02	0.02	1.28	1.28	1.28
q27	0.15	0.15	0.11	1.45	1.16	1.18
q28	0.13	0.14	0.09	0.62	1.16	0.67
q29	0.09	0.12	0.05	0.76	0.99	1.29
q30	0.08	0.10	0.05	1.38	2.56	2.63
q31	0.10	0.12	0.07	1.34	1.46	1.01
q32	0.06	0.06	0.05	1.80	1.87	1.57
q33	0.02	0.02	0.01	0.71	0.85	0.38
q34	0.05	0.05	0.04	1.97	2.01	1.78
q35	0.06	0.08	0.00	1.79	2.07	0.00
q36	0.08	0.10	0.03	1.45	1.58	1.51
q37	0.09	0.10	0.04	1.51	1.61	2.20
q38	0.10	0.10	0.06	1.86	1.94	1.29
q39	0.04	0.04	0.00	1.16	1.19	0.00
q40	0.02	0.03	0.01	0.92	0.99	0.53
q41	0.05	0.05	0.02	1.72	1.39	0.61
q42	0.08	0.09	0.05	2.28	2.38	1.65
q43	0.11	0.11	0.08	1.59	1.64	1.29
q44	0.06	0.06	0.05	0.67	0.70	0.75
q45	0.02	0.03	0.01	0.90	0.94	0.63
q46	0.05	0.05	0.04	0.84	0.84	0.73

ID. Canal	Calados máximos registrados en la Av. 24 de Mayo			Velocidades máximas registrados en la Av. 24 de Mayo		
	Original	DELTA 75	TANGO D4	Original	DELTA 75	TANGO D4
q47	0.10	0.10	0.07	1.82	1.87	1.44
q48	0.12	0.12	0.10	1.38	1.41	1.19
q49	0.04	0.04	0.03	1.80	1.85	1.45
q50	0.03	0.03	0.02	0.82	0.84	0.64
q51	0.04	0.04	0.01	0.91	1.35	0.33
q52	0.03	0.03	0.02	2.47	2.54	2.03
q53	0.10	0.10	0.08	1.26	1.29	1.15
q54	0.01	0.01	0.01	0.53	0.52	0.46
q55	0.03	0.03	0.02	3.24	3.28	2.90
q56	0.03	0.02	0.00	0.46	0.82	0.67
q57	0.05	0.05	0.05	0.58	0.58	0.58

Apéndice B- 1. Tabla comparativa de resultados máximos del sistema original y las alternativas propuestas con la simulación del evento de 1 hora - Av. 24 de Mayo

ID. Canal	Calados máximos registrados en calles aportantes			Velocidades máximas registrados en calles aportantes		
	Original	DELTA 75	TANGO D4	Original	DELTA 75	TANGO D4
1A	0.04	0.04	0.02	1.56	2.79	1.29
1B	0.04	0.04	0.03	1.85	1.88	1.50
1C	0.04	0.04	0.03	1.73	1.74	1.49
1D	0.03	0.03	0.01	2.24	2.09	2.50
2A	0.04	0.04	0.03	1.52	3.44	1.26
2B	0.04	0.04	0.03	1.98	2.32	1.57
2C	0.04	0.04	0.03	1.76	3.63	1.39
2D	0.03	0.03	0.02	3.13	2.78	1.37
2E	0.02	0.02	0.01	1.48	1.47	0.60
3A	0.05	0.05	0.03	2.60	0.25	3.00
3B	0.06	0.06	0.04	2.17	2.19	1.73
3C	0.01	0.01	0.00	1.08	1.11	0.68
3D	0.02	0.02	0.00	1.37	1.38	0.00
3E	0.02	0.02	0.01	1.67	1.65	0.51
3F	0.02	0.02	0.01	1.81	1.79	1.25
4A	0.02	0.02	0.01	3.25	2.92	2.90
4B	0.02	0.02	0.01	1.72	1.71	0.74
4C	0.02	0.02	0.01	1.82	1.81	1.31
5A	0.04	0.04	0.02	1.78	1.78	1.24
5B	0.04	0.04	0.02	1.91	1.90	1.40
5C	0.00	0.00	0.00	0.93	0.00	0.00
5D	0.02	0.02	0.02	3.05	3.07	2.45
5E	0.03	0.03	0.02	1.90	1.90	1.64
5F	0.03	0.03	0.03	2.38	2.35	2.32
5G	0.00	0.00	0.00	0.74	0.72	0.71
5H	0.02	0.02	0.02	2.28	2.26	2.26
5I	0.01	0.01	0.01	0.31	0.31	0.31
6A	0.03	0.03	0.02	1.75	2.79	1.41
6B	0.03	0.03	0.02	3.44	2.78	1.80
6C	0.02	0.02	0.02	3.46	1.71	1.39



ID. Canal	Calados máximos registrados en calles aportantes			Velocidades máximas registrados en calles aportantes		
	Original	DELTA 75	TANGO D4	Original	DELTA 75	TANGO D4
7A	0.03	0.03	0.02	1.67	2.35	2.12
7B	0.03	0.03	0.02	1.90	2.47	1.52
7C	0.02	0.02	0.01	2.70	1.51	2.60
7D	0.02	0.02	0.00	1.15	1.11	0.00
7E	0.01	0.01	0.00	0.86	0.78	0.00
8A	0.03	0.03	0.02	1.77	1.82	2.42
8B	0.03	0.03	0.02	2.02	2.04	1.70
8C	0.02	0.02	0.01	3.03	2.65	3.39
8D	0.02	0.02	0.00	1.21	1.18	0.00
8E	0.02	0.01	0.00	1.03	0.97	0.00
9A	0.01	0.00	0.00	1.92	0.00	0.00
10A	0.01	0.00	0.00	2.30	0.00	0.00
11A	0.04	0.05	0.02	2.24	1.71	1.83
11B	0.04	0.04	0.01	3.05	2.63	2.42
11C	0.05	0.05	0.03	1.31	2.56	0.94
11D	0.04	0.04	0.03	2.12	2.14	1.72
11E	0.04	0.04	0.03	1.94	1.94	3.04
11F	0.02	0.02	0.00	1.67	1.67	0.00
11G	0.03	0.03	0.01	1.43	1.43	0.28
11H	0.03	0.03	0.02	1.58	1.58	1.24
11I	0.02	0.02	0.01	1.51	1.51	3.12
12A	0.05	0.06	0.03	1.21	2.53	0.80
12B	0.04	0.04	0.00	4.01	3.48	2.23
12C	0.06	0.06	0.01	1.24	2.58	2.17
12D	0.05	0.05	0.03	2.07	2.12	1.28
12E	0.05	0.05	0.03	2.82	2.84	2.03
12G	0.06	0.06	0.05	2.31	2.31	1.91
12H	0.01	0.01	0.01	1.69	1.69	1.27
12I	0.05	0.05	0.03	2.20	2.20	1.64
12J	0.06	0.06	0.04	2.52	2.52	1.74
12K	0.06	0.06	0.05	3.08	3.08	2.79
12L	0.01	0.01	0.01	1.97	1.96	1.72
12M	0.03	0.03	0.01	3.82	3.44	1.58
12N	0.05	0.05	0.03	1.58	1.57	1.17
12O	0.01	0.01	0.00	1.21	1.20	0.82
12P	0.02	0.02	0.01	1.52	1.52	3.18
13A	0.13	0.13	0.06	0.21	0.21	0.20
14A	0.04	0.04	0.03	1.29	1.30	1.05
15A	0.04	0.04	0.03	2.52	2.53	1.96
15B	0.05	0.05	0.02	0.09	0.09	0.06
15C	0.10	0.10	0.06	0.12	0.19	0.14
16A	0.03	0.03	0.02	1.63	1.63	1.38
16B	0.02	0.02	0.02	1.70	1.70	1.40
17A	0.02	0.02	0.01	1.51	1.48	0.97
17B	0.02	0.02	0.00	0.89	0.88	0.00
17C	0.02	0.02	0.01	1.63	1.61	1.17
18A	0.01	0.01	0.00	2.69	2.61	0.00
18B	0.02	0.02	0.00	0.95	0.94	0.00



ID. Canal	Calados máximos registrados en calles aportantes			Velocidades máximas registrados en calles aportantes		
	Original	DELTA 75	TANGO D4	Original	DELTA 75	TANGO D4
18C	0.02	0.02	0.01	1.92	1.92	1.48
19A	0.02	0.02	0.00	0.95	0.77	0.00
19B	0.01	0.00	0.00	0.38	0.00	0.00
20A	0.01	0.00	0.00	0.51	0.05	0.00
20B	0.01	0.00	0.00	0.37	0.00	0.00
21A	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21B	0.01	0.01	0.00	0.71	0.64	0.00
22A	0.01	0.01	0.00	1.08	0.56	0.00
22B	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22C	0.02	0.02	0.00	0.96	0.90	0.00
23A	0.06	0.06	0.05	1.32	1.33	2.55
23B	0.06	0.06	0.04	1.10	1.13	0.89
23C	0.05	0.05	0.02	1.26	2.42	1.18
24A	0.01	0.00	0.00	0.54	0.00	0.00
24B	0.01	0.01	0.01	0.41	0.41	0.34
24C	0.05	0.05	0.04	1.91	1.92	1.72
24D	0.01	0.01	0.01	1.04	1.05	0.89
24E	0.08	0.08	0.06	1.97	1.98	1.80
24F	0.07	0.07	0.05	1.73	1.76	1.47
25A	0.04	0.04	0.03	1.24	1.25	2.26
26A	0.03	0.03	0.00	0.95	0.67	0.00
26B	0.02	0.01	0.00	0.85	1.33	0.00
26C	0.03	0.03	0.02	0.89	1.44	0.65
26D	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26E	0.01	0.01	0.00	2.32	0.54	0.00
27A	0.04	0.04	0.00	1.01	0.80	0.00
27B	0.05	0.04	0.03	0.79	0.77	0.60
27C	0.01	0.01	0.00	0.27	0.26	0.19
27D	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
27E	0.02	0.02	0.00	0.48	0.31	0.00
27F	0.03	0.03	0.02	1.67	0.84	0.62
27G	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
27H	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28A	0.02	0.02	0.00	1.35	1.28	0.00
28B	0.02	0.02	0.02	1.36	1.31	1.18
28C	0.03	0.02	0.02	0.06	0.06	0.05
29A	0.02	0.02	0.00	1.20	1.18	0.32
30A	0.02	0.02	0.00	0.54	0.64	0.00
30B	0.01	0.01	0.00	0.90	0.81	0.00
31A	0.02	0.02	0.00	0.55	0.56	0.00
31B	0.02	0.01	0.00	0.95	0.87	0.00
32A	0.03	0.03	0.03	1.71	1.72	1.49
33A	0.03	0.04	0.03	2.18	2.20	1.95
34A	0.02	0.00	0.00	0.08	0.00	0.00
35A	0.03	0.02	0.00	1.02	0.83	0.00
35B	0.03	0.03	0.02	1.84	1.82	1.48
35C	0.01	0.01	0.00	0.31	0.30	0.24
36A	0.03	0.03	0.02	0.65	0.64	0.42

ID. Canal	Calados máximos registrados en calles aportantes			Velocidades máximas registrados en calles aportantes		
	Original	DELTA 75	TANGO D4	Original	DELTA 75	TANGO D4
37A	0.03	0.03	0.01	0.79	0.78	0.29
38A	0.10	0.10	0.09	0.96	0.97	0.90
38B	0.05	0.05	0.04	2.55	2.57	2.25
38C	0.02	0.02	0.00	1.29	1.39	0.00
39A	0.03	0.03	0.03	2.43	2.45	2.19
40A	0.03	0.03	0.03	3.00	3.03	2.70
41A	0.07	0.07	0.07	1.61	1.61	1.59
41B	0.01	0.01	0.01	0.71	0.71	0.71
41C	0.01	0.01	0.01	1.01	1.01	1.01
42A	0.09	0.09	0.08	2.05	2.06	1.85
42B	0.11	0.11	0.08	0.16	0.16	0.14
42C	0.06	0.06	0.05	3.02	3.06	2.69
42D	0.02	0.02	0.01	0.63	0.65	0.52
43A	0.06	0.06	0.06	2.15	2.15	2.15

Apéndice B- 2. Tabla comparativa de resultados máximos del sistema original y las alternativas propuestas con la simulación del evento de 1 hora - Calles aportantes

ID. Canal	Calados máximos registrados en la Av. 24 de Mayo			Velocidades máximas registrados en la Av. 24 de Mayo		
	Original	DELTA 75	TANGO D4	Original	DELTA 75	TANGO D4
q1	0.03	0.03	0.02	3.27	3.37	2.48
q2	0.01	0.02	0.01	0.89	0.92	0.75
q3	0.03	0.03	0.02	3.75	3.86	2.92
q4	0.04	0.04	0.04	1.65	1.65	1.65
q5	0.04	0.04	0.04	1.66	1.66	1.66
q6	0.02	0.02	0.02	0.38	0.36	0.35
q7	0.05	0.03	0.00	0.18	0.41	0.00
q8	0.04	0.04	0.04	0.70	0.70	0.70
q9	0.02	0.00	0.00	0.53	0.00	0.00
q10	0.05	0.04	0.04	0.80	0.77	0.77
q11	0.04	0.03	0.00	0.69	1.74	0.96
q12	0.05	0.05	0.03	0.87	1.06	0.72
q13	0.06	0.06	0.06	1.22	1.21	1.13
q14	0.07	0.07	0.06	1.43	1.41	1.35
q15	0.07	0.07	0.06	1.17	1.22	1.16
q16	0.05	0.06	0.04	1.20	1.30	0.98
q17	0.03	0.03	0.03	0.65	0.65	0.65
q18	0.05	0.05	0.05	1.41	1.41	1.41
q19	0.04	0.03	0.00	1.08	0.94	0.00
q20	0.07	0.07	0.07	0.34	0.34	0.34
q21	0.08	0.08	0.08	0.28	0.28	0.28
q22	0.13	0.14	0.13	0.61	0.62	0.58
q23	0.08	0.08	0.07	1.69	1.73	1.61
q24	0.06	0.07	0.06	2.33	2.39	2.21
q25	0.05	0.05	0.05	0.50	0.50	0.50

q26	0.02	0.02	0.02	1.36	1.36	1.34
q27	0.16	0.17	0.13	1.16	1.38	1.59
q28	0.14	0.15	0.10	0.81	0.68	0.68
q29	0.10	0.14	0.06	0.94	1.04	0.71
q30	0.09	0.12	0.06	1.64	1.65	1.53
q31	0.11	0.13	0.08	1.45	1.58	1.12
q32	0.07	0.07	0.06	1.96	2.04	1.74
q33	0.02	0.03	0.01	0.81	0.96	0.45
q34	0.06	0.06	0.05	2.11	2.16	1.92
q35	0.07	0.08	0.00	1.93	2.22	0.00
q36	0.09	0.11	0.04	1.53	1.68	0.86
q37	0.10	0.11	0.05	1.60	1.69	1.03
q38	0.11	0.11	0.07	1.97	2.06	1.42
q39	0.05	0.05	0.00	1.32	1.82	0.00
q40	0.03	0.03	0.01	1.00	1.08	0.61
q41	0.06	0.06	0.02	1.42	1.51	0.77
q42	0.09	0.09	0.06	2.39	2.50	1.80
q43	0.12	0.12	0.09	1.66	1.70	1.37
q44	0.06	0.07	0.06	0.72	0.74	0.67
q45	0.03	0.03	0.02	0.96	1.01	0.69
q46	0.05	0.05	0.04	0.89	0.89	1.16
q47	0.10	0.11	0.08	1.89	1.95	1.53
q48	0.13	0.13	0.10	1.42	1.45	1.25
q49	0.04	0.04	0.03	1.97	2.03	2.85
q50	0.03	0.03	0.02	0.87	0.90	0.70
q51	0.04	0.05	0.02	1.01	1.10	1.16
q52	0.04	0.04	0.03	2.71	2.81	2.26
q53	0.11	0.11	0.09	1.24	1.26	1.08
q54	0.01	0.01	0.01	0.60	0.60	0.50
q55	0.03	0.03	0.02	3.54	3.62	3.12
q56	0.04	0.03	0.00	0.44	0.92	0.63
q57	0.05	0.05	0.05	0.60	0.60	0.60

Apéndice B- 3. Tabla comparativa de resultados máximos del sistema original y las alternativas propuestas con la simulación del evento de 30 minutos - Av. 24 de Mayo

ID. Canal	Calados máximos registrados en calles aportantes			Velocidades máximas registrados en calles aportantes		
	Original	DELTA 75	TANGO D4	Original	DELTA 75	TANGO D4
1A	0.04	0.05	0.03	1.81	1.67	1.96
1B	0.04	0.04	0.03	2.01	2.05	1.66
1C	0.04	0.04	0.03	2.51	1.87	3.50
1D	0.03	0.03	0.02	2.80	2.55	2.35
2A	0.05	0.05	0.03	1.68	1.63	1.87
2B	0.04	0.04	0.03	2.17	2.21	1.75
2C	0.04	0.04	0.03	1.84	1.86	1.52
2D	0.03	0.03	0.02	1.81	1.82	1.47
2E	0.02	0.02	0.01	3.02	1.58	1.21
3A	0.06	0.06	0.04	2.34	3.31	2.06
3B	0.07	0.07	0.05	2.35	2.39	1.93
3C	0.01	0.01	0.00	1.25	1.29	0.83
3D	0.02	0.02	0.00	2.96	1.44	2.71
3E	0.02	0.02	0.01	3.57	1.77	1.19
3F	0.02	0.02	0.01	1.88	1.87	1.45
4A	0.02	0.02	0.01	3.91	3.37	2.30
4B	0.02	0.02	0.01	2.80	1.82	1.26
4C	0.02	0.02	0.01	1.89	1.89	1.49
5A	0.04	0.04	0.03	1.95	1.96	1.44
5B	0.04	0.04	0.02	2.07	2.05	1.50
5C	0.00	0.00	0.00	0.99	0.98	0.00
5D	0.02	0.02	0.02	3.10	3.09	2.44
5E	0.03	0.03	0.02	2.07	2.04	3.84
5F	0.03	0.03	0.03	2.40	2.35	2.32
5G	0.00	0.00	0.00	0.75	0.73	0.71
5H	0.02	0.02	0.02	2.34	2.31	2.31
5I	0.01	0.01	0.01	0.31	0.31	0.31
6A	0.03	0.03	0.03	1.81	1.84	1.50
6B	0.03	0.03	0.02	1.76	4.15	1.41
6C	0.02	0.02	0.02	1.77	4.02	1.51
7A	0.04	0.04	0.02	2.33	2.10	2.49
7B	0.03	0.03	0.02	2.03	2.04	1.64
7C	0.02	0.02	0.01	3.82	3.18	1.09
7D	0.02	0.02	0.00	1.26	1.22	0.00
7E	0.02	0.02	0.00	0.95	0.90	0.00
8A	0.04	0.04	0.03	2.61	2.35	2.99
8B	0.03	0.03	0.02	2.16	2.18	3.48
8C	0.02	0.02	0.01	2.01	3.74	3.39
8D	0.02	0.02	0.00	1.33	1.30	0.00
8E	0.02	0.02	0.00	1.16	1.12	0.00
9A	0.01	0.00	0.00	1.62	0.00	0.00
10A	0.01	0.00	0.00	2.10	0.00	0.00
11A	0.05	0.06	0.02	1.14	1.18	1.75
11B	0.04	0.04	0.02	1.75	4.02	1.91

ID. Canal	Calados máximos registrados en calles aportantes			Velocidades máximas registrados en calles aportantes		
	Original	DELTA 75	TANGO D4	Original	DELTA 75	TANGO D4
11C	0.05	0.06	0.04	1.45	1.48	1.11
11D	0.05	0.05	0.03	2.75	2.34	3.80
11E	0.04	0.04	0.03	2.86	2.86	1.74
11F	0.02	0.02	0.00	1.69	1.69	0.00
11G	0.03	0.03	0.01	1.49	1.49	0.76
11H	0.03	0.03	0.02	1.62	1.62	1.30
11I	0.02	0.02	0.01	3.81	3.81	1.25
12A	0.06	0.07	0.03	1.30	1.37	0.79
12B	0.05	0.05	0.02	2.07	2.18	1.06
12C	0.07	0.07	0.03	1.36	1.41	0.82
12D	0.06	0.06	0.03	2.31	2.37	1.58
12E	0.06	0.06	0.04	3.11	3.15	3.62
12G	0.07	0.07	0.05	2.54	2.54	2.13
12H	0.01	0.01	0.01	1.97	1.97	1.49
12I	0.06	0.06	0.04	2.51	2.40	2.78
12J	0.06	0.06	0.05	2.28	2.28	1.92
12K	0.06	0.06	0.05	3.22	3.22	2.93
12L	0.01	0.01	0.01	2.07	2.07	1.82
12M	0.03	0.03	0.02	2.20	2.20	1.58
12N	0.05	0.05	0.04	1.67	1.67	1.34
12O	0.01	0.01	0.00	1.23	1.23	0.86
12P	0.02	0.02	0.01	3.53	3.53	1.30
13A	0.14	0.14	0.10	0.17	0.17	0.16
14A	0.03	0.03	0.03	1.33	1.34	1.12
15A	0.05	0.05	0.03	2.68	2.70	2.10
15B	0.06	0.06	0.03	0.10	0.10	0.06
15C	0.11	0.11	0.08	0.15	0.14	0.16
16A	0.03	0.03	0.02	1.75	1.76	2.97
16B	0.03	0.03	0.02	1.81	1.82	1.55
17A	0.02	0.02	0.01	1.55	1.53	0.93
17B	0.02	0.02	0.00	1.74	0.90	0.00
17C	0.02	0.02	0.01	1.67	1.67	1.27
18A	0.01	0.01	0.00	2.73	2.67	0.00
18B	0.02	0.02	0.00	1.92	0.98	0.00
18C	0.02	0.02	0.01	1.98	1.98	1.58
19A	0.02	0.02	0.00	0.97	0.87	0.00
19B	0.01	0.01	0.00	0.78	0.71	0.00
20A	0.01	0.00	0.00	0.92	0.00	0.00
20B	0.01	0.01	0.00	0.78	0.70	0.00
21A	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21B	0.02	0.02	0.00	0.81	0.76	0.00
22A	0.01	0.00	0.00	1.02	0.41	0.00
22B	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22C	0.02	0.02	0.00	1.08	1.05	0.00

ID. Canal	Calados máximos registrados en calles aportantes			Velocidades máximas registrados en calles aportantes		
	Original	DELTA 75	TANGO D4	Original	DELTA 75	TANGO D4
23A	0.06	0.06	0.05	1.36	2.28	1.26
23B	0.06	0.06	0.04	1.22	1.22	1.33
23C	0.05	0.05	0.03	1.39	1.43	1.02
24A	0.01	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
24B	0.01	0.01	0.01	0.46	0.46	0.40
24C	0.06	0.06	0.05	2.06	2.08	1.88
24D	0.01	0.01	0.01	1.16	1.17	1.02
24E	0.08	0.08	0.07	2.11	2.12	1.94
24F	0.08	0.08	0.07	1.88	1.91	1.62
25A	0.05	0.05	0.04	1.36	1.37	1.19
26A	0.04	0.03	0.00	1.31	0.84	0.00
26B	0.03	0.03	0.00	1.00	0.79	0.00
26C	0.04	0.04	0.03	0.96	0.96	0.79
26D	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26E	0.01	0.01	0.00	0.88	0.69	0.00
27A	0.05	0.05	0.00	1.29	0.92	0.00
27B	0.05	0.05	0.03	0.87	0.85	0.63
27C	0.01	0.01	0.00	0.31	0.30	0.20
27D	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
27E	0.02	0.02	0.00	0.56	0.53	0.00
27F	0.03	0.03	0.02	0.89	1.81	0.71
27G	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
27H	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28A	0.02	0.02	0.00	1.53	1.49	0.00
28B	0.03	0.03	0.02	1.47	1.44	1.22
28C	0.03	0.03	0.02	0.06	0.06	0.05
29A	0.02	0.01	0.00	1.18	1.16	0.00
30A	0.02	0.02	0.00	1.06	0.51	0.00
30B	0.02	0.01	0.00	0.99	0.94	0.00
31A	0.02	0.02	0.00	1.15	0.53	0.00
31B	0.02	0.02	0.00	1.03	0.99	0.00
32A	0.04	0.04	0.03	1.84	1.86	1.64
33A	0.04	0.04	0.03	2.32	2.35	2.12
34A	0.02	0.00	0.00	0.07	0.00	0.00
35A	0.04	0.04	0.00	0.52	0.77	0.00
35B	0.03	0.03	0.02	1.85	1.83	1.51
35C	0.01	0.01	0.00	0.31	0.31	0.26
36A	0.03	0.03	0.02	1.08	0.64	0.43
37A	0.03	0.03	0.01	0.79	0.77	0.22
38A	0.11	0.11	0.10	1.00	1.01	0.94
38B	0.05	0.05	0.04	2.72	2.76	2.43
38C	0.02	0.02	0.00	1.28	1.22	0.00
39A	0.03	0.03	0.03	2.48	2.51	2.25
40A	0.03	0.03	0.03	3.06	3.09	2.77

ID. Canal	Calados máximos registrados en calles aportantes			Velocidades máximas registrados en calles aportantes		
	Original	DELTA 75	TANGO D4	Original	DELTA 75	TANGO D4
41A	0.07	0.07	0.07	1.71	1.71	1.69
41B	0.01	0.01	0.01	0.74	0.74	0.73
41C	0.01	0.01	0.01	1.02	1.02	1.02
42A	0.10	0.10	0.08	2.13	2.14	1.92
42B	0.13	0.14	0.10	0.18	0.18	0.15
42C	0.07	0.07	0.06	3.26	3.30	2.94
42D	0.02	0.02	0.02	0.73	0.74	0.61
43A	0.06	0.06	0.06	2.27	2.27	2.27

Apéndice B- 4. Tabla Comparativa de resultados máximos del sistema original y las alternativas propuestas con la simulación del evento de 30 minutos - calles aportantes

APÉNDICE C - PROPUESTA

Calados máximos registrados en la Av. 24 de Mayo				Velocidades máximas registrados en la Av. 24 de Mayo			
Original		Propuesta		Original		Propuesta	
ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
q1	0.03	q1	0.00	q1	2.96	q1	0.00
q2	0.01	q2	0.01	q2	0.81	q2	0.49
q3	0.03	q3	0.01	q3	3.48	q3	0.49
q4	0.04	q4	0.04	q4	1.62	q4	1.62
q5	0.04	q5	0.04	q5	1.65	q5	1.65
q6	0.02	q6	0.02	q6	0.36	q6	0.32
q7	0.05	q7	0.00	q7	0.18	q7	0.00
q8	0.04	q8	0.04	q8	0.70	q8	0.54
q9	0.02	q9	0.00	q9	0.54	q9	0.00
q10	0.04	q10	0.05	q10	0.77	q10	0.59
q11	0.04	q11	0.01	q11	0.72	q11	0.81
q12	0.04	q12	0.03	q12	0.87	q12	0.60
q13	0.06	q13	0.06	q13	1.16	q13	0.84
q14	0.06	q14	0.06	q14	1.35	q14	1.01
q15	0.06	q15	0.06	q15	1.11	q15	1.78
q16	0.05	q16	0.03	q16	1.12	q16	0.65
q17	0.04	q17	0.04	q17	0.66	q17	0.51
q18	0.05	q18	0.05	q18	1.39	q18	1.08
q19	0.04	q19	0.00	q19	1.02	q19	0.00
q20	0.06	q20	0.06	q20	0.35	q20	0.35
q21	0.08	q21	0.08	q21	0.30	q21	0.30
q22	0.12	q22	0.05	q22	0.58	q22	0.34
q23	0.07	q23	0.02	q23	1.57	q23	1.29
q24	0.06	q24	0.03	q24	2.19	q24	1.37
q25	0.05	q25	0.05	q25	0.50	q25	0.50
q26	0.02	q26	0.01	q26	1.28	q26	0.78
q27	0.15	q27	0.01	q27	1.45	q27	0.87
q28	0.13	q28	0.00	q28	0.62	q28	0.00
q29	0.09	q29	0.00	q29	0.76	q29	0.00
q30	0.08	q30	0.00	q30	1.38	q30	0.00
		q31	0.00			q31	0.00
q31	0.10	q32	0.05	q31	1.34	q32	0.61
q32	0.06	q33	0.05	q32	1.80	q33	1.09
q33	0.02	q34	0.00	q33	0.71	q34	0.00
q34	0.05	q35	0.02	q34	1.97	q35	0.77
q35	0.06	q36	0.00	q35	1.79	q36	0.00
q36	0.08	q37	0.02	q36	1.45	q37	0.38
q37	0.09	q38	0.00	q37	1.51	q38	0.00
q38	0.10	q39	0.03	q38	1.86	q39	0.57
q39	0.04	q40	0.00	q39	1.16	q40	0.00

Calados máximos registrados en la Av. 24 de Mayo				Velocidades máximas registrados en la Av. 24 de Mayo			
Original		Propuesta		Original		Propuesta	
ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
q40	0.02	q41	0.00	q40	0.92	q41	0.00
q41	0.05	q42	0.02	q41	1.72	q42	0.45
q42	0.08	q43	0.02	q42	2.28	q43	0.70
q43	0.11	q44	0.05	q43	1.59	q44	0.72
q44	0.06	q45	0.06	q44	0.67	q45	0.70
q45	0.02	q46	0.01	q45	0.90	q46	0.25
q46	0.05	q47	0.04	q46	0.84	q47	0.56
q47	0.10	q48	0.03	q47	1.82	q48	0.63
q48	0.12	q49	0.06	q48	1.38	q49	0.66
q49	0.04	q50	0.00	q49	1.80	q50	0.00
q50	0.03	q51	0.01	q50	0.82	q51	0.29
q51	0.04	q52	0.00	q51	0.91	q52	0.00
q52	0.03	q53	0.01	q52	2.47	q53	0.69
		q54	0.05			q54	1.33
q53	0.10	q55	0.05	q53	1.26	q55	0.71
		q56	0.01			q56	1.50
q54	0.01	q57	0.01	q54	0.53	q57	0.29
q55	0.03	q58	0.01	q55	3.24	q58	1.73
q56	0.03	q59	0.01	q56	0.46	q59	0.56
q57	0.05	q60	0.05	q57	0.58	q60	0.58

Apéndice C- 1. Tabla comparativa de resultados máximos del sistema original y propuesta con la simulación del evento de 1 hora - Av. 24 de Mayo

Calados máximos registrados en calles aportantes					Velocidades máximas registrados en calles aportantes			
Tramo	Original		Propuesta		Original		Propuesta	
	ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
Hernán Malo	1A	0.04	1AP	0.01	1A	1.56	1AP	2.08
	1B	0.04	1BP	0.02	1B	1.85	1BP	2.97
	1C	0.04	1CP	0.02	1C	1.73	1CP	3.18
	1D	0.03	1DP	0.02	1D	2.24	1DP	2.14
	2A	0.04	1EP	0.01	2A	1.52	1EP	0.00
	2B	0.04	1FP	0.01	2B	1.98	1FP	0.46
	2C	0.04	2AP	0.01	2C	1.76	2AP	2.10
	2D	0.03	2BP	0.01	2D	3.13	2BP	2.47
	2E	0.02	2CP	0.02	2E	1.48	2CP	3.04
			2DP	0.02			2DP	2.91
			2EP	0.00			2EP	0.00
			2FP	0.01			2FP	0.48
Las Garzas	3A	0.05	3AP	0.01	3A	2.60	3AP	1.04
	3B	0.06	3BP	0.02	3B	2.17	3BP	1.09

Tramo	Calados máximos registrados en calles aportantes				Velocidades máximas registrados en calles aportantes			
	Original		Propuesta		Original		Propuesta	
	ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
Los Chirotes	3C	0.01	3CP	0.04	3C	1.08	3CP	1.41
	3D	0.02	3DP	0.00	3D	1.37	3DP	0.00
	3E	0.02	3EP	0.00	3E	1.67	3EP	0.00
	3F	0.02	3FP	0.00	3F	1.81	3FP	0.00
	4A	0.02	3GP	0.00	4A	3.25	3GP	0.00
	4B	0.02	3HP	0.00	4B	1.72	3HP	0.00
	4C	0.02	4AP	0.02	4C	1.82	4AP	0.97
			4BP	0.01			4BP	1.56
			4CP	0.01			4CP	0.00
			4DP	0.01			4DP	2.45
			4EP	0.01			4EP	1.13
	5A	0.04	5AP	0.00	5A	1.78	5AP	0.00
	5B	0.04	5BP	0.00	5B	1.91	5BP	0.00
	5C	0.00	5CP	0.00	5C	0.93	5CP	0.00
	5D	0.02	5DP	0.00	5D	3.05	5DP	0.38
	5E	0.03	5EP	0.00	5E	1.90	5EP	0.00
	5F	0.03	5FP	0.00	5F	2.38	5FP	0.00
	5G	0.00	5GP	0.02	5G	0.74	5GP	0.81
	5H	0.02	5HP	0.03	5H	2.28	5HP	1.49
	5I	0.01	5IP	0.00	5I	0.31	5IP	0.42
	6A	0.03	5JP	0.02	6A	1.75	5JP	1.19
	6B	0.03	5KP	0.00	6B	3.44	5KP	0.00
	6C	0.02	6AP	0.01	6C	3.46	6AP	1.27
			6BP	0.02			6BP	0.90
			6CP	0.01			6CP	0.03
			6DP	0.00			6DP	0.00
			6EP	0.00			6EP	0.00
Los Canarios	7A	0.03	7AP	0.01	7A	1.67	7AP	0.00
	7B	0.03	7BP	0.02	7B	1.90	7BP	2.66
	7C	0.02	7CP	0.00	7C	2.70	7CP	0.00
	7D	0.02	7DP	0.00	7D	1.15	7DP	0.00
	7E	0.01	7EP	0.01	7E	0.86	7EP	2.50
	8A	0.03	7FP	0.00	8A	1.77	7FP	0.00
	8B	0.03	8AP	0.02	8B	2.02	8AP	2.89
	8C	0.02	8BP	0.01	8C	3.03	8BP	2.61
	8D	0.02	8CP	0.01	8D	1.21	8CP	1.96
	8E	0.02	8DP	0.00	8E	1.03	8DP	0.00
Los Chugos			8EP	0.02			8EP	2.91
			8FP	0.00			8FP	0.00
	9A	0.01	9AP	0.00	9A	1.92	9AP	0.00
	10A	0.01	10AP	0.00	10A	2.30	10AP	0.00

Tramo	Calados máximos registrados en calles aportantes				Velocidades máximas registrados en calles aportantes			
	Original		Propuesta		Original		Propuesta	
	ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
Las Golondrinas	11A	0.04	11AP	0.02	11A	2.24	11AP	1.48
	11B	0.04	11BP	0.00	11B	3.05	11BP	0.00
	11C	0.05	11CP	0.02	11C	1.31	11CP	0.98
	11D	0.04	11DP	0.00	11D	2.12	11DP	0.00
	11E	0.04	11EP	0.00	11E	1.94	11EP	0.00
	11F	0.02	11FP	0.01	11F	1.67	11FP	0.32
	11G	0.03	11GP	0.01	11G	1.43	11GP	0.00
	11H	0.03	11HP	0.01	11H	1.58	11HP	0.00
	11I	0.02	11IP	0.01	11I	1.51	11IP	0.19
	12A	0.05	11JP	0.00	12A	1.21	11JP	0.00
	12B	0.04	11KP	0.00	12B	4.01	11KP	0.00
	12C	0.06	12AP	0.03	12C	1.24	12AP	0.76
	12D	0.05	12BP	0.00	12D	2.07	12BP	0.00
	12E	0.05	12CP	0.01	12E	2.82	12CP	1.03
	12G	0.06	12DP	0.02	12G	2.31	12DP	2.38
	12H	0.01	12EP	0.03	12H	1.69	12EP	1.31
	12I	0.05	12FP	0.05	12I	2.20	12FP	1.43
	12J	0.06	12GP	0.01	12J	2.52	12GP	0.39
	12K	0.06	12HP	0.01	12K	3.08	12HP	1.22
	12L	0.01	12IP	0.00	12L	1.97	12IP	0.00
	12M	0.03	12JP	0.00	12M	3.82	12JP	0.00
	12N	0.05	12KP	0.01	12N	1.58	12KP	0.37
	12O	0.01	12LP	0.00	12O	1.21	12LP	0.00
	12P	0.02	12MP	0.01	12P	1.52	12MP	0.83
			12NP	0.00			12NP	0.00
			12OP	0.00			12OP	0.00
			12PP	0.00			12PP	0.00
			12QP	0.01			12QP	0.31
			12RP	0.00			12RP	0.00
Los Gorrones	13A	0.13	13AP	0.00	13A	0.21	13AP	0.00
	14A	0.04	14AP	0.01	14A	1.29	14AP	1.21
Los Cisnes	15A	0.04	15AP	0.02	15A	2.52	15AP	0.67
	15B	0.05	15BP	0.00	15B	0.09	15BP	0.00
	15C	0.10	15CP	0.00	15C	0.12	15CP	0.00
	16A	0.03	15DP	0.01	16A	1.63	15DP	0.00
	16B	0.02	15EP	0.00	16B	1.70	15EP	0.00
			15FP	0.01			15FP	0.21
			16AP	0.00			16AP	0.00
			16BP	0.01			16BP	0.22
			16CP	0.01			16CP	0.88
			16DP	0.01			16DP	0.36

Tramo	Calados máximos registrados en calles aportantes				Velocidades máximas registrados en calles aportantes			
	Original		Propuesta		Original		Propuesta	
	ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
Las Gaviotas	17A	0.02	17AP	0.00	17A	1.51	17AP	0.00
	17B	0.02	17BP	0.00	17B	0.89	17BP	0.00
	17C	0.02	17CP	0.00	17C	1.63	17CP	0.00
	18A	0.01	17DP	0.00	18A	2.69	17DP	0.00
	18B	0.02	17EP	0.00	18B	0.95	17EP	0.00
	18C	0.02	18AP	0.00	18C	1.92	18AP	0.00
			18BP	0.00			18BP	0.00
			18CP	0.00			18CP	0.00
			18DP	0.00			18DP	0.00
			18EP	0.00			18EP	0.00
Del Retorno	19A	0.02	19AP	0.00	19A	0.95	19AP	0.00
	19B	0.01	19BP	0.00	19B	0.38	19BP	0.00
	20A	0.01	20AP	0.00	20A	0.51	20AP	0.00
	20B	0.01	20BP	0.00	20B	0.37	20BP	0.00
La Palomas y Los Jilgueros	21A	0.00	21AP	0.00	21A	0.00	21AP	0.00
	21B	0.01	21BP	0.00	21B	0.71	21BP	0.00
	22A	0.01	21CP	0.00	22A	1.08	21CP	0.00
	22B	0.00	22AP	0.00	22B	0.00	22AP	0.00
	22C	0.02	22BP	0.00	22C	0.96	22BP	0.00
			22CP	0.00			22CP	0.00
Joan Tenecela	23A	0.06	23AP	0.06	23A	1.32	23AP	2.08
	23B	0.06	23BP	0.05	23B	1.10	23BP	0.87
	23C	0.05	23CP	0.03	23C	1.26	23CP	0.62
Cajabamba	24A	0.01	24AP	0.00	24A	0.54	24AP	0.00
	24B	0.01	24BP	0.03	24B	0.41	24BP	0.05
	24C	0.05	24CP	0.04	24C	1.91	24CP	1.00
	24D	0.01	24DP	0.01	24D	1.04	24DP	0.57
	24E	0.08	24EP	0.06	24E	1.97	24EP	1.24
	24F	0.07	24FP	0.05	24F	1.73	24FP	1.81
	25A	0.04	24GP	0.03	25A	1.24	24GP	0.67
			25AP	0.03			25AP	1.77
Tumipamba			25BP	0.03			25BP	0.61
	26A	0.03	26AP	0.00	26A	0.95	26AP	0.00
	26B	0.02	26BP	0.00	26B	0.85	26BP	0.00
	26C	0.03	26CP	0.00	26C	0.89	26CP	0.73
	26D	0.00	26DP	0.00	26D	0.00	26DP	0.00
	26E	0.01	26EP	0.00	26E	2.32	26EP	0.00
	27A	0.04	27AP	0.00	27A	1.01	27AP	0.00
	27B	0.05	27BP	0.00	27B	0.79	27BP	0.00
	27C	0.01	27CP	0.01	27C	0.27	27CP	0.32

Tramo	Calados máximos registrados en calles aportantes				Velocidades máximas registrados en calles aportantes			
	Original		Propuesta		Original		Propuesta	
	ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
	27D	0.00	27DP	0.00	27D	0.00	27DP	0.00
	27E	0.02	27EP	0.01	27E	0.48	27EP	1.07
	27F	0.03	27FP	0.00	27F	1.67	27FP	0.00
	27G	0.00	27GP	0.00	27G	0.00	27GP	0.00
	27H	0.00			27H	0.00		
Guayllabamba	28A	0.02	28AP	0.00	28A	1.35	28AP	0.00
	28B	0.02	28BP	0.02	28B	1.36	28BP	1.00
	28C	0.03	28CP	0.00	28C	0.06	28CP	0.00
	29A	0.02	29AP	0.00	29A	1.20	29AP	0.31
Capulispamba	30A	0.02	30AP	0.00	30A	0.54	30AP	0.00
	30B	0.01	30BP	0.00	30B	0.90	30BP	0.00
	31A	0.02	31A	0.00	31A	0.55	31A	0.00
	31B	0.02	31B	0.00	31B	0.95	31B	0.00
Mollobamba	32A	0.03	32AP	0.02	32A	1.71	32AP	0.89
	33A	0.03	32BP	0.01	33A	2.18	32BP	2.12
			33AP	0.03			33AP	0.97
			33BP	0.02			33BP	1.08
Manuel Guerrero	34A	0.02	34AP	0.00	34A	0.08	34AP	0.00
	35A	0.03	35AP	0.00	35A	1.02	35AP	0.00
	35B	0.03	35BP	0.03	35B	1.84	35BP	1.13
	35C	0.01	35CP	0.01	35C	0.31	35CP	0.19
Luis Robalino	36A	0.03	36AP	0.02	36A	0.65	36AP	0.31
	37A	0.03	37AP	0.01	37A	0.79	37AP	0.20
Manoel Niveló	38A	0.10	38AP	0.06	38A	0.96	38AP	1.57
	38B	0.05	38BP	0.03	38B	2.55	38BP	1.15
	38C	0.02	38CP	0.00	38C	1.29	38CP	0.00
Chugchillán	39A	0.03	39AP	0.03	39A	2.43	39AP	1.07
	40A	0.03	39BP	0.02	40A	3.00	39BP	3.69
			40AP	0.03			40AP	1.31
			40BP	0.02			40BP	1.25
Gapal	41A	0.07	41AP	0.05	41A	1.61	41AP	1.32
	41B	0.01	41BP	0.01	41B	0.71	41BP	0.41
	41C	0.01	41CP	0.00	41C	1.01	41CP	0.00
	42A	0.09	42AP	0.03	42A	2.05	42AP	0.88
	42B	0.11	42BP	0.03	42B	0.16	42BP	1.45
	42C	0.06	42CP	0.01	42C	3.02	42CP	0.42
	42D	0.02	42DP	0.03	42D	0.63	42DP	1.54
Manoel Niveló			42EP	0.01			42EP	0.35
	43A	0.06	43AP	0.01	43A	2.15	43AP	1.94
			43BP	0.03			43BP	0.82
			43CP	0.03			43CP	1.15

Tramo	Calados máximos registrados en calles aportantes				Velocidades máximas registrados en calles aportantes			
	Original		Propuesta		Original		Propuesta	
	ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
			43DP	0.02			43DP	0.87

Apéndice C- 2. Tabla comparativa de resultados máximos del sistema original y propuesta con la simulación del evento de 1 hora - Calles aportantes

Calados máximos registrados en la Av. 24 de Mayo				Velocidades máximas registrados en la Av. 24 de Mayo			
Original		Propuesta		Original		Propuesta	
ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
q1	0.04	q1	0.02	q1	3.67	q1	1.66
q2	0.02	q2	0.02	q2	1.07	q2	0.65
q3	0.04	q3	0.02	q3	4.25	q3	1.98
q4	0.05	q4	0.05	q4	1.84	q4	1.84
q5	0.05	q5	0.05	q5	1.86	q5	1.86
q6	0.03	q6	0.03	q6	0.41	q6	0.38
q7	0.06	q7	0.00	q7	0.23	q7	0.00
q8	0.04	q8	0.05	q8	0.79	q8	0.61
q9	0.02	q9	0.00	q9	0.56	q9	0.00
q10	0.05	q10	0.06	q10	0.88	q10	0.67
q11	0.04	q11	0.02	q11	0.78	q11	1.61
q12	0.05	q12	0.05	q12	0.98	q12	0.80
q13	0.07	q13	0.07	q13	1.34	q13	0.99
q14	0.08	q14	0.08	q14	1.57	q14	1.17
q15	0.07	q15	0.08	q15	1.30	q15	1.71
q16	0.06	q16	0.06	q16	1.34	q16	0.90
q17	0.04	q17	0.05	q17	0.72	q17	0.56
q18	0.06	q18	0.06	q18	1.57	q18	1.22
q19	0.05	q19	0.03	q19	1.19	q19	0.93
q20	0.08	q20	0.08	q20	0.39	q20	0.39
q21	0.09	q21	0.09	q21	0.32	q21	0.32
q22	0.15	q22	0.08	q22	0.64	q22	0.42
q23	0.09	q23	0.04	q23	1.84	q23	1.08
q24	0.07	q24	0.05	q24	2.56	q24	1.87
q25	0.06	q25	0.06	q25	0.54	q25	0.54
q26	0.03	q26	0.01	q26	1.58	q26	1.06
q27	0.18	q27	0.05	q27	1.64	q27	1.04
q28	0.16	q28	0.05	q28	0.71	q28	0.61
q29	0.14	q29	0.02	q29	1.04	q29	0.67
q30	0.12	q30	0.02	q30	1.73	q30	1.12
		q31	0.03			q31	0.90
q31	0.14	q32	0.08	q31	1.63	q32	0.78
q32	0.08	q33	0.07	q32	2.16	q33	1.39
q33	0.03	q34	0.00	q33	1.03	q34	0.16
q34	0.07	q35	0.03	q34	2.37	q35	0.99

q35	0.09	q36	0.00	q35	2.34	q36	0.00
q36	0.12	q37	0.03	q36	1.85	q37	1.25
q37	0.13	q38	0.04	q37	1.90	q38	1.12
q38	0.13	q39	0.06	q38	2.23	q39	0.93
q39	0.06	q40	0.03	q39	1.49	q40	0.72
q40	0.04	q41	0.01	q40	1.24	q41	0.38
q41	0.07	q42	0.04	q41	1.59	q42	0.78
q42	0.11	q43	0.05	q42	2.73	q43	1.15
q43	0.14	q44	0.08	q43	1.90	q44	0.94
q44	0.08	q45	0.08	q44	0.81	q45	0.71
q45	0.04	q46	0.01	q45	1.16	q46	0.41
q46	0.06	q47	0.06	q46	1.00	q47	0.71
q47	0.12	q48	0.06	q47	2.13	q48	0.93
q48	0.15	q49	0.08	q48	1.64	q49	0.79
q49	0.05	q50	0.02	q49	2.15	q50	2.73
q50	0.04	q51	0.01	q50	1.02	q51	0.40
q51	0.05	q52	0.00	q51	1.13	q52	0.00
q52	0.04	q53	0.02	q52	3.02	q53	1.42
		q54	0.07			q54	0.76
q53	0.12	q55	0.07	q53	1.49	q55	0.84
		q56	0.02			q56	2.43
q54	0.01	q57	0.01	q54	0.70	q57	0.39
q55	0.03	q58	0.02	q55	3.95	q58	2.32
q56	0.04	q59	0.02	q56	0.51	q59	0.99
q57	0.06	q60	0.06	q57	0.67	q60	0.67

Apéndice C- 3. Tabla comparativa de resultados máximos del sistema original y propuesta con la simulación de datos de IDF de 1 hora - Av. 24 de Mayo

Tramo	Calados máximos registrados en calles aportantes				Velocidades máximas registrados en calles aportantes			
	Original		Propuesta		Original		Propuesta	
	ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
Hernán Malo	1A	0.05	1AP	0.03	1A	1.76	1AP	1.09
	1B	0.05	1BP	0.03	1B	2.20	1BP	1.26
	1C	0.04	1CP	0.03	1C	2.01	1CP	1.22
	1D	0.03	1DP	0.03	1D	1.17	1DP	1.14
	2A	0.06	1EP	0.02	2A	1.71	1EP	3.17
	2B	0.05	1FP	0.02	2B	2.39	1FP	3.11
	2C	0.05	2AP	0.03	2C	2.02	2AP	1.09
	2D	0.04	2BP	0.03	2D	2.00	2BP	1.25
	2E	0.02	2CP	0.03	2E	1.76	2CP	1.18
			2DP	0.03			2DP	1.16
			2EP	0.02			2EP	2.64
			2FP	0.02			2FP	3.12
Las Garzas	3A	0.07	3AP	0.03	3A	3.35	3AP	1.27
	3B	0.08	3BP	0.03	3B	2.55	3BP	1.39
	3C	0.01	3CP	0.05	3C	1.43	3CP	1.65

Tramo	Calados máximos registrados en calles aportantes				Velocidades máximas registrados en calles aportantes			
	Original		Propuesta		Original		Propuesta	
	ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
Los Chirotes	3D	0.03	3DP	0.00	3D	1.55	3DP	0.47
	3E	0.02	3EP	0.01	3E	2.03	3EP	1.50
	3F	0.02	3FP	0.00	3F	2.13	3FP	0.00
	4A	0.03	3GP	0.00	4A	1.79	3GP	0.00
	4B	0.03	3HP	0.01	4B	2.08	3HP	0.61
	4C	0.02	4AP	0.03	4C	2.14	4AP	1.11
			4BP	0.02			4BP	1.63
			4CP	0.02			4CP	1.30
			4DP	0.02			4DP	1.19
			4EP	0.02			4EP	1.64
	5A	0.05	5AP	0.02	5A	2.22	5AP	1.42
	5B	0.05	5BP	0.02	5B	2.25	5BP	1.68
	5C	0.00	5CP	0.00	5C	1.27	5CP	0.00
	5D	0.03	5DP	0.02	5D	3.66	5DP	1.14
	5E	0.04	5EP	0.00	5E	2.34	5EP	0.00
	5F	0.04	5FP	0.02	5F	2.75	5FP	1.92
	5G	0.01	5GP	0.03	5G	0.92	5GP	0.99
	5H	0.03	5HP	0.04	5H	2.62	5HP	1.66
	5I	0.01	5IP	0.00	5I	0.37	5IP	0.50
	6A	0.04	5JP	0.03	6A	2.06	5JP	1.35
Los Canarios	6B	0.03	5KP	0.00	6B	1.87	5KP	0.00
	6C	0.03	6AP	0.02	6C	1.99	6AP	1.72
			6BP	0.03			6BP	1.95
			6CP	0.02			6CP	2.63
			6DP	0.01			6DP	0.41
			6EP	0.00			6EP	0.00
	7A	0.04	7AP	0.02	7A	2.06	7AP	1.12
	7B	0.04	7BP	0.02	7B	2.17	7BP	1.25
	7C	0.03	7CP	0.01	7C	2.60	7CP	2.67
	7D	0.02	7DP	0.02	7D	1.42	7DP	2.36
Los Chugos	7E	0.02	7EP	0.02	7E	1.07	7EP	1.22
	8A	0.05	7FP	0.00	8A	2.38	7FP	0.00
	8B	0.04	8AP	0.03	8B	2.32	8AP	1.15
	8C	0.03	8BP	0.02	8C	1.82	8BP	1.22
	8D	0.03	8CP	0.02	8D	2.43	8CP	3.67
	8E	0.02	8DP	0.02	8E	1.32	8DP	3.05
Los Chugos			8EP	0.02			8EP	1.21
			8FP	0.00			8FP	0.00
	9A	0.01	9AP	0.00	9A	2.77	9AP	0.00
Los Chugos	10A	0.02	10AP	0.00	10A	1.68	10AP	0.00
	11A	0.06	11AP	0.03	11A	1.24	11AP	0.81

Tramo	Calados máximos registrados en calles aportantes				Velocidades máximas registrados en calles aportantes			
	Original		Propuesta		Original		Propuesta	
	ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
Las Golondrinas	11B	0.05	11BP	0.01	11B	1.91	11BP	1.55
	11C	0.07	11CP	0.03	11C	1.63	11CP	0.70
	11D	0.05	11DP	0.00	11D	2.54	11DP	0.00
	11E	0.05	11EP	0.02	11E	2.58	11EP	2.14
	11F	0.03	11FP	0.03	11F	4.14	11FP	1.19
	11G	0.04	11GP	0.02	11G	2.21	11GP	2.68
	11H	0.04	11HP	0.02	11H	1.87	11HP	3.05
	11I	0.03	11IP	0.02	11I	1.79	11IP	2.53
	12A	0.08	11JP	0.01	12A	1.45	11JP	0.24
	12B	0.06	11KP	0.00	12B	2.31	11KP	0.00
	12C	0.09	12AP	0.04	12C	1.49	12AP	1.21
	12D	0.07	12BP	0.02	12D	2.58	12BP	3.07
	12E	0.07	12CP	0.04	12E	3.47	12CP	0.79
	12G	0.08	12DP	0.04	12G	2.81	12DP	1.19
	12H	0.02	12EP	0.04	12H	2.33	12EP	1.74
	12I	0.07	12FP	0.06	12I	2.64	12FP	1.66
	12J	0.08	12GP	0.02	12J	2.59	12GP	0.49
	12K	0.08	12HP	0.02	12K	3.63	12HP	1.61
	12L	0.02	12IP	0.01	12L	2.52	12IP	0.26
	12M	0.04	12JP	0.01	12M	2.46	12JP	0.00
	12N	0.07	12KP	0.04	12N	1.90	12KP	1.09
	12O	0.01	12LP	0.01	12O	1.57	12LP	0.56
	12P	0.03	12MP	0.02	12P	1.79	12MP	1.23
			12NP	0.01			12NP	0.76
			12OP	0.00			12OP	0.00
			12PP	0.00			12PP	0.49
			12QP	0.02			12QP	3.08
			12RP	0.01			12RP	0.37
Los Gorriones	13A	0.16	13AP	0.02	13A	0.13	13AP	1.22
	14A	0.04	14AP	0.03	14A	1.52	14AP	2.02
Los Cisnes	15A	0.06	15AP	0.04	15A	2.84	15AP	0.68
	15B	0.08	15BP	0.01	15B	0.11	15BP	0.06
	15C	0.13	15CP	0.02	15C	0.13	15CP	0.84
	16A	0.03	15DP	0.02	16A	1.92	15DP	1.41
	16B	0.03	15EP	0.01	16B	2.07	15EP	1.31
			15FP	0.02			15FP	1.27
			16AP	0.02			16AP	1.98
			16BP	0.02			16BP	0.93
			16CP	0.02			16CP	1.70
			16DP	0.02			16DP	1.04
Las Gaviotas	17A	0.03	17AP	0.01	17A	1.83	17AP	0.77

Tramo	Calados máximos registrados en calles aportantes				Velocidades máximas registrados en calles aportantes			
	Original		Propuesta		Original		Propuesta	
	ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
	17B	0.02	17BP	0.01	17B	1.02	17BP	1.05
	17C	0.03	17CP	0.02	17C	1.94	17CP	1.10
	18A	0.02	17DP	0.02	18A	3.28	17DP	1.00
	18B	0.02	17EP	0.00	18B	1.10	17EP	0.00
	18C	0.03	18AP	0.02	18C	2.29	18AP	0.64
			18BP	0.02			18BP	0.47
			18CP	0.01			18CP	0.88
			18DP	0.02			18DP	1.11
			18EP	0.01			18EP	0.47
Del Retorno	19A	0.03	19AP	0.00	19A	1.19	19AP	0.00
	19B	0.02	19BP	0.00	19B	2.89	19BP	0.00
	20A	0.02	20AP	0.00	20A	1.20	20AP	0.00
	20B	0.02	20BP	0.00	20B	2.91	20BP	0.00
La Palomas y Los Jilgueros	21A	0.00	21AP	0.00	21A	0.00	21AP	0.00
	21B	0.02	21BP	0.00	21B	0.94	21BP	0.00
	22A	0.01	21CP	0.00	22A	1.44	21CP	0.00
	22B	0.00	22AP	0.00	22B	0.00	22AP	0.00
	22C	0.03	22BP	0.00	22C	1.26	22BP	0.00
			22CP	0.00			22CP	0.00
			22DP	0.01			22DP	0.03
Joan Tenecela	23A	0.07	23AP	0.08	23A	1.52	23AP	1.11
	23B	0.07	23BP	0.07	23B	1.33	23BP	0.88
	23C	0.06	23CP	0.06	23C	1.54	23CP	0.83
Cajabamba	24A	0.03	24AP	0.00	24A	0.92	24AP	0.00
	24B	0.01	24BP	0.05	24B	0.56	24BP	0.06
	24C	0.07	24CP	0.05	24C	2.26	24CP	1.20
	24D	0.02	24DP	0.01	24D	1.38	24DP	0.76
	24E	0.10	24EP	0.09	24E	2.28	24EP	1.43
	24F	0.10	24FP	0.08	24F	2.05	24FP	1.18
	25A	0.06	24GP	0.05	25A	1.51	24GP	0.93
			25AP	0.05			25AP	1.16
			25BP	0.05			25BP	0.85
Tumipamba	26A	0.04	26AP	0.03	26A	0.60	26AP	1.46
	26B	0.04	26BP	0.02	26B	0.72	26BP	1.62
	26C	0.04	26CP	0.02	26C	1.09	26CP	1.31
	26D	0.00	26DP	0.00	26D	0.00	26DP	0.00
	26E	0.02	26EP	0.00	26E	1.09	26EP	0.00
	27A	0.06	27AP	0.00	27A	0.82	27AP	0.00
	27B	0.06	27BP	0.00	27B	0.95	27BP	0.00
	27C	0.01	27CP	0.03	27C	0.35	27CP	0.81
	27D	0.02	27DP	0.00	27D	0.64	27DP	0.19

Tramo	Calados máximos registrados en calles aportantes				Velocidades máximas registrados en calles aportantes			
	Original		Propuesta		Original		Propuesta	
	ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
	27E	0.03	27EP	0.03	27E	0.70	27EP	0.74
	27F	0.04	27FP	0.01	27F	1.01	27FP	1.34
	27G	0.00	27GP	0.00	27G	0.00	27GP	0.00
	27H	0.00			27H	0		
Guayllabamba	28A	0.03	28AP	0.01	28A	1.72	28AP	1.06
	28B	0.03	28BP	0.03	28B	1.59	28BP	1.11
	28C	0.04	28CP	0.00	28C	0.07	28CP	0.53
	29A	0.02	29AP	0.01	29A	1.39	29AP	1.10
Capulispamba	30A	0.03	30AP	0.01	30A	0.61	30AP	1.00
	30B	0.02	30BP	0.00	30B	1.19	30BP	0.00
	31A	0.03	31A	0.02	31A	1.06	31A	1.09
	31B	0.02	31B	0.01	31B	1.22	31B	0.49
Mollobamba	32A	0.04	32AP	0.03	32A	2.09	32AP	1.25
	33A	0.05	32BP	0.02	33A	2.63	32BP	1.29
			33AP	0.04			33AP	1.30
			33BP	0.03			33BP	2.43
Manuel Guerrero	34A	0.05	34AP	0.00	34A	0.14	34AP	0.00
	35A	0.06	35AP	0.00	35A	0.62	35AP	0.00
	35B	0.04	35BP	0.04	35B	2.14	35BP	1.46
	35C	0.01	35CP	0.01	35C	0.39	35CP	0.27
Luis Robalino	36A	0.04	36AP	0.04	36A	0.76	36AP	0.48
	37A	0.04	37AP	0.03	37A	0.94	37AP	0.57
Manoel Nivelo	38A	0.13	38AP	0.07	38A	1.07	38AP	1.80
	38B	0.06	38BP	0.05	38B	3.03	38BP	1.12
	38C	0.02	38CP	0.00	38C	3.43	38CP	0.00
Chugchillán	39A	0.04	39AP	0.04	39A	2.83	39AP	1.93
	40A	0.04	39BP	0.03	40A	3.49	39BP	1.32
			40AP	0.04			40AP	1.63
			40BP	0.03			40BP	3.37
Gapal	41A	0.08	41AP	0.07	41A	1.84	41AP	1.56
	41B	0.02	41BP	0.01	41B	0.87	41BP	0.54
	41C	0.01	41CP	0.01	41C	1.11	41CP	0.80
	42A	0.11	42AP	0.05	42A	2.33	42AP	1.18
	42B	0.17	42BP	0.05	42B	0.20	42BP	1.50
	42C	0.08	42CP	0.01	42C	3.56	42CP	0.58
	42D	0.03	42DP	0.05	42D	0.85	42DP	1.99
Manoel Nivelo			42EP	0.02			42EP	0.46
	43A	0.08	43AP	0.03	43A	2.52	43AP	1.11
			43BP	0.05			43BP	1.29
			43CP	0.04			43CP	1.40
			43DP	0.03			43DP	1.88

Apéndice C- 4. Tabla Comparativa de resultados máximos del sistema original y propuesta con la simulación de datos de IDF de 1 hora - Calles de aporte

Calados máximos registrados en la Av. 24 de Mayo				Velocidades máximas registrados en la Av. 24 de Mayo			
Original		Propuesta		Original		Propuesta	
ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
q1	0.04	q1	0.02	q1	3.67	q1	1.66
q2	0.02	q2	0.02	q2	1.07	q2	0.65
q3	0.04	q3	0.02	q3	4.25	q3	1.98
q4	0.05	q4	0.05	q4	1.84	q4	1.84
q5	0.05	q5	0.05	q5	1.86	q5	1.86
q6	0.03	q6	0.03	q6	0.41	q6	0.38
q7	0.06	q7	0.00	q7	0.23	q7	0.00
q8	0.04	q8	0.05	q8	0.79	q8	0.61
q9	0.02	q9	0.00	q9	0.56	q9	0.00
q10	0.05	q10	0.06	q10	0.88	q10	0.67
q11	0.04	q11	0.02	q11	0.78	q11	1.61
q12	0.05	q12	0.05	q12	0.98	q12	0.80
q13	0.07	q13	0.07	q13	1.34	q13	0.99
q14	0.08	q14	0.08	q14	1.57	q14	1.17
q15	0.07	q15	0.08	q15	1.30	q15	1.71
q16	0.06	q16	0.06	q16	1.34	q16	0.90
q17	0.04	q17	0.05	q17	0.72	q17	0.56
q18	0.06	q18	0.06	q18	1.57	q18	1.22
q19	0.05	q19	0.03	q19	1.19	q19	0.93
q20	0.08	q20	0.08	q20	0.39	q20	0.39
q21	0.09	q21	0.09	q21	0.32	q21	0.32
q22	0.15	q22	0.08	q22	0.64	q22	0.42
q23	0.09	q23	0.04	q23	1.84	q23	1.08
q24	0.07	q24	0.05	q24	2.56	q24	1.87
q25	0.06	q25	0.06	q25	0.54	q25	0.54
q26	0.03	q26	0.01	q26	1.58	q26	1.06
q27	0.18	q27	0.05	q27	1.64	q27	1.04
q28	0.16	q28	0.05	q28	0.71	q28	0.61
q29	0.14	q29	0.02	q29	1.04	q29	0.67
q30	0.12	q30	0.02	q30	1.73	q30	1.12
		q31	0.03			q31	0.90
q31	0.14	q32	0.08	q31	1.63	q32	0.78
q32	0.08	q33	0.07	q32	2.16	q33	1.39
q33	0.03	q34	0.00	q33	1.03	q34	0.16
q34	0.07	q35	0.03	q34	2.37	q35	0.99
q35	0.09	q36	0.00	q35	2.34	q36	0.00
q36	0.12	q37	0.03	q36	1.85	q37	1.25
q37	0.13	q38	0.04	q37	1.90	q38	1.12
q38	0.13	q39	0.06	q38	2.23	q39	0.93
q39	0.06	q40	0.03	q39	1.49	q40	0.72

q40	0.04	q41	0.01	q40	1.24	q41	0.38
q41	0.07	q42	0.04	q41	1.59	q42	0.78
q42	0.11	q43	0.05	q42	2.73	q43	1.15
q43	0.14	q44	0.08	q43	1.90	q44	0.94
q44	0.08	q45	0.08	q44	0.81	q45	0.71
q45	0.04	q46	0.01	q45	1.16	q46	0.41
q46	0.06	q47	0.06	q46	1.00	q47	0.71
q47	0.12	q48	0.06	q47	2.13	q48	0.93
q48	0.15	q49	0.08	q48	1.64	q49	0.79
q49	0.05	q50	0.02	q49	2.15	q50	2.73
q50	0.04	q51	0.01	q50	1.02	q51	0.40
q51	0.05	q52	0.00	q51	1.13	q52	0.00
q52	0.04	q53	0.02	q52	3.02	q53	1.42
		q54	0.07			q54	0.76
q53	0.12	q55	0.07	q53	1.49	q55	0.84
		q56	0.02			q56	2.43
q54	0.01	q57	0.01	q54	0.70	q57	0.39
q55	0.03	q58	0.02	q55	3.95	q58	2.32
q56	0.04	q59	0.02	q56	0.51	q59	0.99
q57	0.06	q60	0.06	q57	0.67	q60	0.67

Apéndice C- 5. Tabla comparativa de resultados máximos del sistema original y propuesta con la simulación de evento de 30 minutos - Av. 24 de Mayo

Tramo	Calados máximos registrados en calles aportantes				Velocidades máximas registrados en calles aportantes			
	Original		Propuesta		Original		Propuesta	
	ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
Hernán Malo	1A	0.04	1AP	0.02	1A	1.81	1AP	1.61
	1B	0.04	1BP	0.02	1B	2.01	1BP	2.70
	1C	0.04	1CP	0.02	1C	2.51	1CP	1.08
	1D	0.03	1DP	0.02	1D	2.80	1DP	1.75
	2A	0.05	1EP	0.01	2A	1.68	1EP	0.94
	2B	0.04	1FP	0.01	2B	2.17	1FP	1.00
	2C	0.04	2AP	0.02	2C	1.84	2AP	1.62
	2D	0.03	2BP	0.02	2D	1.81	2BP	1.97
	2E	0.02	2CP	0.02	2E	3.02	2CP	1.03
			2DP	0.02			2DP	0.96
			2EP	0.00			2EP	2.16
			2FP	0.01			2FP	1.01
Las Garzas	3A	0.06	3AP	0.02	3A	2.34	3AP	1.01
	3B	0.07	3BP	0.03	3B	2.35	3BP	1.17
	3C	0.01	3CP	0.04	3C	1.25	3CP	1.45
	3D	0.02	3DP	0.00	3D	2.96	3DP	0.00
	3E	0.02	3EP	0.00	3E	3.57	3EP	0.00
	3F	0.02	3FP	0.00	3F	1.88	3FP	0.00
	4A	0.02	3GP	0.00	4A	3.91	3GP	0.00

Tramo	Calados máximos registrados en calles aportantes				Velocidades máximas registrados en calles aportantes			
	Original		Propuesta		Original		Propuesta	
	ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
Los Chirotes	4B	0.02	3HP	0.00	4B	2.80	3HP	0.00
	4C	0.02	4AP	0.02	4C	1.89	4AP	0.93
			4BP	0.01			4BP	0.65
			4CP	0.01			4CP	0.84
			4DP	0.02			4DP	2.30
			4EP	0.01			4EP	1.27
	5A	0.04	5AP	0.00	5A	1.95	5AP	0.00
	5B	0.04	5BP	0.00	5B	2.07	5BP	0.00
	5C	0.00	5CP	0.00	5C	0.99	5CP	0.00
	5D	0.02	5DP	0.01	5D	3.10	5DP	0.65
	5E	0.03	5EP	0.00	5E	2.07	5EP	0.00
	5F	0.03	5FP	0.01	5F	2.40	5FP	0.63
	5G	0.00	5GP	0.02	5G	0.75	5GP	0.88
	5H	0.02	5HP	0.03	5H	2.34	5HP	1.50
	5I	0.01	5IP	0.00	5I	0.31	5IP	0.43
	6A	0.03	5JP	0.02	6A	1.81	5JP	1.24
	6B	0.03	5KP	0.00	6B	1.76	5KP	0.00
	6C	0.02	6AP	0.01	6C	1.77	6AP	1.31
Los Canarios			6BP	0.02			6BP	0.98
			6CP	0.01			6CP	0.89
			6DP	0.00			6DP	0.00
			6EP	0.00			6EP	0.00
	7A	0.04	7AP	0.01	7A	2.33	7AP	0.82
	7B	0.03	7BP	0.02	7B	2.03	7BP	1.69
	7C	0.02	7CP	0.00	7C	3.82	7CP	0.00
	7D	0.02	7DP	0.00	7D	1.26	7DP	0.00
	7E	0.02	7EP	0.01	7E	0.95	7EP	2.44
	8A	0.04	7FP	0.00	8A	2.61	7FP	0.00
	8B	0.03	8AP	0.02	8B	2.16	8AP	2.61
	8C	0.02	8BP	0.02	8C	2.01	8BP	2.20
Los Chugos	8D	0.02	8CP	0.01	8D	1.33	8CP	1.16
	8E	0.02	8DP	0.01	8E	1.16	8DP	1.37
			8EP	0.02			8EP	1.21
Las Golondrinas			8FP	0.00			8FP	0.00
	9A	0.01	9AP	0.00	9A	1.62	9AP	0.00
	10A	0.01	10AP	0.00	10A	2.10	10AP	0.00
	11A	0.05	11AP	0.02	11A	1.14	11AP	1.54
	11B	0.04	11BP	0.00	11B	1.75	11BP	0.00
	11C	0.05	11CP	0.02	11C	1.45	11CP	0.55
	11D	0.05	11DP	0.00	11D	2.75	11DP	0.00
	11E	0.04	11EP	0.00	11E	2.86	11EP	0.00

Tramo	Calados máximos registrados en calles aportantes				Velocidades máximas registrados en calles aportantes			
	Original		Propuesta		Original		Propuesta	
	ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
	11F	0.02	11FP	0.01	11F	1.69	11FP	0.86
	11G	0.03	11GP	0.01	11G	1.49	11GP	0.72
	11H	0.03	11HP	0.01	11H	1.62	11HP	0.94
	11I	0.02	11IP	0.01	11I	3.81	11IP	0.78
	12A	0.06	11JP	0.00	12A	1.30	11JP	0.00
	12B	0.05	11KP	0.00	12B	2.07	11KP	0.00
	12C	0.07	12AP	0.03	12C	1.36	12AP	0.74
	12D	0.06	12BP	0.00	12D	2.31	12BP	1.46
	12E	0.06	12CP	0.02	12E	3.11	12CP	0.51
	12G	0.07	12DP	0.03	12G	2.54	12DP	0.96
	12H	0.01	12EP	0.03	12H	1.97	12EP	1.48
	12I	0.06	12FP	0.05	12I	2.51	12FP	1.48
	12J	0.06	12GP	0.01	12J	2.28	12GP	0.40
	12K	0.06	12HP	0.01	12K	3.22	12HP	1.18
	12L	0.01	12IP	0.00	12L	2.07	12IP	0.00
	12M	0.03	12JP	0.00	12M	2.20	12JP	0.00
	12N	0.05	12KP	0.02	12N	1.67	12KP	0.69
	12O	0.01	12LP	0.00	12O	1.23	12LP	0.00
	12P	0.02	12MP	0.01	12P	3.53	12MP	0.79
			12NP	0.00			12NP	0.00
			12OP	0.00			12OP	0.00
			12PP	0.00			12PP	0.00
			12QP	0.01			12QP	0.82
			12RP	0.00			12RP	0.00
Los Gorriones	13A	0.14	13AP	0.00	13A	0.17	13AP	0.00
	14A	0.03	14AP	0.02	14A	1.33	14AP	0.66
Los Cisnes	15A	0.05	15AP	0.03	15A	2.68	15AP	0.62
	15B	0.06	15BP	0.00	15B	0.10	15BP	0.00
	15C	0.11	15CP	0.00	15C	0.15	15CP	0.00
	16A	0.03	15DP	0.01	16A	1.75	15DP	0.62
	16B	0.03	15EP	0.00	16B	1.81	15EP	0.00
			15FP	0.00			15FP	0.38
			16AP	0.00			16AP	0.00
			16BP	0.01			16BP	0.71
			16CP	0.01			16CP	0.82
			16DP	0.01			16DP	0.67
Las Gaviotas	17A	0.02	17AP	0.00	17A	1.55	17AP	0.00
	17B	0.02	17BP	0.00	17B	1.74	17BP	0.00
	17C	0.02	17CP	0.00	17C	1.67	17CP	0.00
	18A	0.01	17DP	0.00	18A	2.73	17DP	0.00
	18B	0.02	17EP	0.00	18B	1.92	17EP	0.00

Tramo	Calados máximos registrados en calles aportantes				Velocidades máximas registrados en calles aportantes			
	Original		Propuesta		Original		Propuesta	
	ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
	18C	0.02	18AP	0.00	18C	1.98	18AP	0.00
			18BP	0.00			18BP	0.00
			18CP	0.00			18CP	0.00
			18DP	0.00			18DP	0.00
			18EP	0.00			18EP	0.00
Del Retorno	19A	0.02	19AP	0.00	19A	0.97	19AP	0.00
	19B	0.01	19BP	0.00	19B	0.78	19BP	0.00
	20A	0.01	20AP	0.00	20A	0.92	20AP	0.00
	20B	0.01	20BP	0.00	20B	0.78	20BP	0.00
La Palomas y Los Jilgueros	21A	0.00	21AP	0.00	21A	0.00	21AP	0.00
	21B	0.02	21BP	0.00	21B	0.81	21BP	0.00
	22A	0.01	21CP	0.00	22A	1.02	21CP	0.00
	22B	0.00	22AP	0.00	22B	0.00	22AP	0.00
	22C	0.02	22BP	0.00	22C	1.08	22BP	0.00
			22CP	0.00			22CP	0.00
Joan Tenecela	23A	0.06	23AP	0.06	23A	1.36	23AP	0.98
	23B	0.06	23BP	0.05	23B	1.22	23BP	1.21
	23C	0.05	23CP	0.04	23C	1.39	23CP	0.68
Cajabamba	24A	0.01	24AP	0.00	24A	0.75	24AP	0.00
	24B	0.01	24BP	0.04	24B	0.46	24BP	0.05
	24C	0.06	24CP	0.05	24C	2.06	24CP	1.02
	24D	0.01	24DP	0.01	24D	1.16	24DP	0.66
	24E	0.08	24EP	0.07	24E	2.11	24EP	1.33
	24F	0.08	24FP	0.07	24F	1.88	24FP	1.03
	25A	0.05	24GP	0.04	25A	1.36	24GP	0.77
Tumipamba			25AP	0.04			25AP	2.44
			25BP	0.04			25BP	0.72
	26A	0.04	26AP	0.00	26A	1.31	26AP	0.00
	26B	0.03	26BP	0.00	26B	1.00	26BP	0.00
	26C	0.04	26CP	0.00	26C	0.96	26CP	0.80
	26D	0.00	26DP	0.00	26D	0.00	26DP	0.00
	26E	0.01	26EP	0.00	26E	0.88	26EP	0.00
	27A	0.05	27AP	0.00	27A	1.29	27AP	0.00
	27B	0.05	27BP	0.00	27B	0.87	27BP	0.00
	27C	0.01	27CP	0.01	27C	0.31	27CP	0.46
	27D	0.00	27DP	0.00	27D	0.00	27DP	0.00
	27E	0.02	27EP	0.02	27E	0.56	27EP	0.94
	27F	0.03	27FP	0.00	27F	0.89	27FP	0.00
	27G	0.00	27GP	0.00	27G	0.00	27GP	0.00
	27H	0.00			27H	0.00		

Tramo	Calados máximos registrados en calles aportantes				Velocidades máximas registrados en calles aportantes			
	Original		Propuesta		Original		Propuesta	
	ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
Guayllabamba	28A	0.02	28AP	0.00	28A	1.53	28AP	0.00
	28B	0.03	28BP	0.02	28B	1.47	28BP	1.01
	28C	0.03	28CP	0.00	28C	0.06	28CP	0.00
	29A	0.02	29AP	0.00	29A	1.18	29AP	0.00
Capulispamba	30A	0.02	30AP	0.00	30A	1.06	30AP	0.00
	30B	0.02	30BP	0.00	30B	0.99	30BP	0.00
	31A	0.02	31A	0.00	31A	1.15	31A	0.00
	31B	0.02	31B	0.00	31B	1.03	31B	0.00
Mollobamba	32A	0.04	32AP	0.02	32A	1.84	32AP	0.96
	33A	0.04	32BP	0.02	33A	2.32	32BP	2.00
			33AP	0.03			33AP	1.06
			33BP	0.02			33BP	1.69
Manuel Guerrero	34A	0.02	34AP	0.00	34A	0.07	34AP	0.00
	35A	0.04	35AP	0.00	35A	0.52	35AP	0.00
	35B	0.03	35BP	0.03	35B	1.85	35BP	1.18
	35C	0.01	35CP	0.01	35C	0.31	35CP	0.21
Luis Robalino	36A	0.03	36AP	0.02	36A	1.08	36AP	0.33
	37A	0.03	37AP	0.01	37A	0.79	37AP	0.14
Manoel Niveló	38A	0.11	38AP	0.06	38A	1.00	38AP	1.68
	38B	0.05	38BP	0.04	38B	2.72	38BP	1.66
	38C	0.02	38CP	0.00	38C	1.28	38CP	0.00
Chugchillan	39A	0.03	39AP	0.03	39A	2.48	39AP	1.12
	40A	0.03	39BP	0.02	40A	3.06	39BP	1.11
			40AP	0.03			40AP	1.36
			40BP	0.02			40BP	1.29
Gapal	41A	0.07	41AP	0.05	41A	1.71	41AP	1.42
	41B	0.01	41BP	0.01	41B	0.74	41BP	0.43
	41C	0.01	41CP	0.01	41C	1.02	41CP	1.15
	42A	0.10	42AP	0.04	42A	2.13	42AP	0.99
	42B	0.13	42BP	0.04	42B	0.18	42BP	1.98
	42C	0.07	42CP	0.01	42C	3.26	42CP	0.49
	42D	0.02	42DP	0.04	42D	0.73	42DP	2.91
			42EP	0.01			42EP	0.40
Manoel Niveló	43A	0.06	43AP	0.02	43A	2.27	43AP	1.43
			43BP	0.03			43BP	0.79
			43CP	0.03			43CP	1.67
			43DP	0.03			43DP	0.87

Apéndice C- 6. Tabla comparativa de resultados máximos del sistema original y propuesta con la simulación de evento de 30 minutos - Calles de aporte

Calados máximos registrados en la Av. 24 de Mayo				Velocidades máximas registrados en la Av. 24 de Mayo			
Original		Propuesta		Original		Propuesta	
ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
q1	0.04	q1	0.02	q1	3.67	q1	1.66
q2	0.02	q2	0.02	q2	1.06	q2	0.65
q3	0.04	q3	0.02	q3	4.25	q3	1.98
q4	0.05	q4	0.05	q4	1.83	q4	1.83
q5	0.05	q5	0.05	q5	1.85	q5	1.85
q6	0.03	q6	0.03	q6	0.41	q6	0.38
q7	0.06	q7	0.00	q7	0.20	q7	0.00
q8	0.04	q8	0.05	q8	0.79	q8	0.61
q9	0.02	q9	0.00	q9	0.56	q9	0.00
q10	0.05	q10	0.06	q10	0.88	q10	0.66
q11	0.04	q11	0.02	q11	0.78	q11	1.60
q12	0.05	q12	0.05	q12	0.97	q12	0.79
q13	0.07	q13	0.07	q13	1.34	q13	0.98
q14	0.07	q14	0.08	q14	1.56	q14	1.16
q15	0.07	q15	0.08	q15	1.29	q15	1.23
q16	0.06	q16	0.06	q16	1.34	q16	0.90
q17	0.04	q17	0.05	q17	0.72	q17	0.56
q18	0.06	q18	0.06	q18	1.57	q18	1.22
q19	0.05	q19	0.03	q19	1.19	q19	0.92
q20	0.08	q20	0.08	q20	0.39	q20	0.39
q21	0.09	q21	0.09	q21	0.32	q21	0.32
q22	0.15	q22	0.08	q22	0.64	q22	0.42
q23	0.09	q23	0.04	q23	1.84	q23	1.08
q24	0.07	q24	0.05	q24	2.56	q24	1.86
q25	0.06	q25	0.06	q25	0.54	q25	0.54
q26	0.03	q26	0.01	q26	1.58	q26	1.06
q27	0.18	q27	0.05	q27	1.31	q27	1.03
q28	0.16	q28	0.05	q28	0.96	q28	0.61
q29	0.14	q29	0.02	q29	1.04	q29	0.67
q30	0.12	q30	0.02	q30	1.81	q30	1.11
		q31	0.03			q31	0.90
q31	0.14	q32	0.08	q31	1.63	q32	0.78
q32	0.08	q33	0.07	q32	2.15	q33	1.38
q33	0.03	q34	0.00	q33	1.03	q34	0.16
q34	0.07	q35	0.03	q34	2.35	q35	0.98
q35	0.09	q36	0.00	q35	2.33	q36	0.00
q36	0.12	q37	0.03	q36	1.84	q37	1.24
q37	0.13	q38	0.04	q37	2.13	q38	1.11
q38	0.13	q39	0.06	q38	2.23	q39	0.93
q39	0.06	q40	0.03	q39	1.49	q40	0.72
q40	0.04	q41	0.01	q40	1.23	q41	0.38
q41	0.07	q42	0.04	q41	1.57	q42	0.77
q42	0.10	q43	0.05	q42	2.72	q43	1.14

Calados máximos registrados en la Av. 24 de Mayo				Velocidades máximas registrados en la Av. 24 de Mayo			
Original		Propuesta		Original		Propuesta	
ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
q43	0.14	q44	0.08	q43	1.89	q44	0.93
q44	0.08	q45	0.08	q44	0.80	q45	0.59
q45	0.04	q46	0.01	q45	1.16	q46	0.41
q46	0.06	q47	0.06	q46	0.99	q47	0.71
q47	0.12	q48	0.06	q47	2.13	q48	0.93
q48	0.15	q49	0.08	q48	1.64	q49	0.79
q49	0.05	q50	0.02	q49	2.15	q50	2.73
q50	0.04	q51	0.01	q50	1.01	q51	0.40
q51	0.05	q52	0.00	q51	1.12	q52	0.00
q52	0.04	q53	0.02	q52	3.01	q53	1.42
		q54	0.07			q54	0.76
q53	0.12	q55	0.07	q53	1.49	q55	0.84
		q56	0.02			q56	2.43
q54	0.01	q57	0.01	q54	0.69	q57	0.39
q55	0.03	q58	0.02	q55	3.93	q58	2.32
q56	0.04	q59	0.02	q56	0.51	q59	0.99
q57	0.06	q60	0.06	q57	0.66	q60	0.66

Apéndice C- 7. Tabla comparativa de resultados máximos del sistema original y propuesta con la simulación de datos de IDF de 30 minutos - Av. 24 de Mayo

Tramo	Calados máximos registrados en calles aportantes				Velocidades máximas registrados en calles aportantes			
	Original		Propuesta		Original		Propuesta	
	ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
Hernán Malo	1A	0.05	1AP	0.03	1A	2.55	1AP	1.09
	1B	0.05	1BP	0.03	1B	2.82	1BP	1.26
	1C	0.04	1CP	0.03	1C	3.58	1CP	1.22
	1D	0.03	1DP	0.03	1D	1.63	1DP	1.14
	2A	0.06	1EP	0.02	2A	2.40	1EP	3.17
	2B	0.05	1FP	0.02	2B	2.68	1FP	3.11
	2C	0.05	2AP	0.03	2C	2.36	2AP	1.09
	2D	0.04	2BP	0.03	2D	2.00	2BP	1.25
	2E	0.02	2CP	0.03	2E	1.76	2CP	1.18
			2DP	0.03			2DP	1.16
			2EP	0.02			2EP	2.64
			2FP	0.02			2FP	3.12
Las Garzas	3A	0.07	3AP	0.03	3A	2.55	3AP	1.27
	3B	0.08	3BP	0.03	3B	2.54	3BP	1.39
	3C	0.01	3CP	0.05	3C	1.43	3CP	1.65
	3D	0.03	3DP	0.00	3D	1.55	3DP	0.47
	3E	0.02	3EP	0.01	3E	2.03	3EP	1.50
	3F	0.02	3FP	0.00	3F	2.13	3FP	0.00

Tramo	Calados máximos registrados en calles aportantes				Velocidades máximas registrados en calles aportantes			
	Original		Propuesta		Original		Propuesta	
	ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
Los Chirotes	4A	0.03	3GP	0.00	4A	2.29	3GP	0.00
	4B	0.03	3HP	0.01	4B	2.08	3HP	0.61
	4C	0.02	4AP	0.03	4C	2.14	4AP	1.11
			4BP	0.02			4BP	1.63
			4CP	0.02			4CP	1.30
			4DP	0.02			4DP	1.19
			4EP	0.02			4EP	1.64
	5A	0.05	5AP	0.02	5A	2.27	5AP	1.42
	5B	0.05	5BP	0.02	5B	2.25	5BP	1.68
	5C	0.00	5CP	0.00	5C	1.27	5CP	0.00
	5D	0.03	5DP	0.02	5D	3.66	5DP	1.13
	5E	0.04	5EP	0.00	5E	2.34	5EP	0.00
	5F	0.04	5FP	0.02	5F	2.75	5FP	1.92
	5G	0.01	5GP	0.03	5G	0.91	5GP	0.99
	5H	0.03	5HP	0.04	5H	2.61	5HP	1.66
	5I	0.01	5IP	0.00	5I	0.37	5IP	0.50
	6A	0.04	5JP	0.03	6A	2.06	5JP	1.35
	6B	0.03	5KP	0.00	6B	1.87	5KP	0.00
	6C	0.03	6AP	0.02	6C	1.99	6AP	1.72
			6BP	0.03			6BP	1.95
			6CP	0.02			6CP	2.63
			6DP	0.01			6DP	0.41
			6EP	0.00			6EP	0.00
Los Canarios	7A	0.04	7AP	0.02	7A	3.04	7AP	1.12
	7B	0.04	7BP	0.02	7B	2.94	7BP	1.25
	7C	0.03	7CP	0.01	7C	1.74	7CP	2.67
	7D	0.02	7DP	0.02	7D	1.40	7DP	2.36
	7E	0.02	7EP	0.02	7E	1.07	7EP	1.22
	8A	0.05	7FP	0.00	8A	3.47	7FP	0.00
	8B	0.04	8AP	0.03	8B	3.71	8AP	1.15
	8C	0.03	8BP	0.02	8C	1.82	8BP	1.22
	8D	0.03	8CP	0.02	8D	2.42	8CP	3.67
	8E	0.02	8DP	0.02	8E	1.30	8DP	3.05
			8EP	0.02			8EP	1.21
			8FP	0.00			8FP	0.00
Los Chugos	9A	0.01	9AP	0.00	9A	2.77	9AP	0.00
	10A	0.02	10AP	0.00	10A	1.68	10AP	0.00
Las Golondrinas	11A	0.06	11AP	0.03	11A	1.24	11AP	0.81
	11B	0.05	11BP	0.01	11B	1.91	11BP	1.55
	11C	0.07	11CP	0.03	11C	1.62	11CP	0.70
	11D	0.05	11DP	0.00	11D	2.54	11DP	0.00

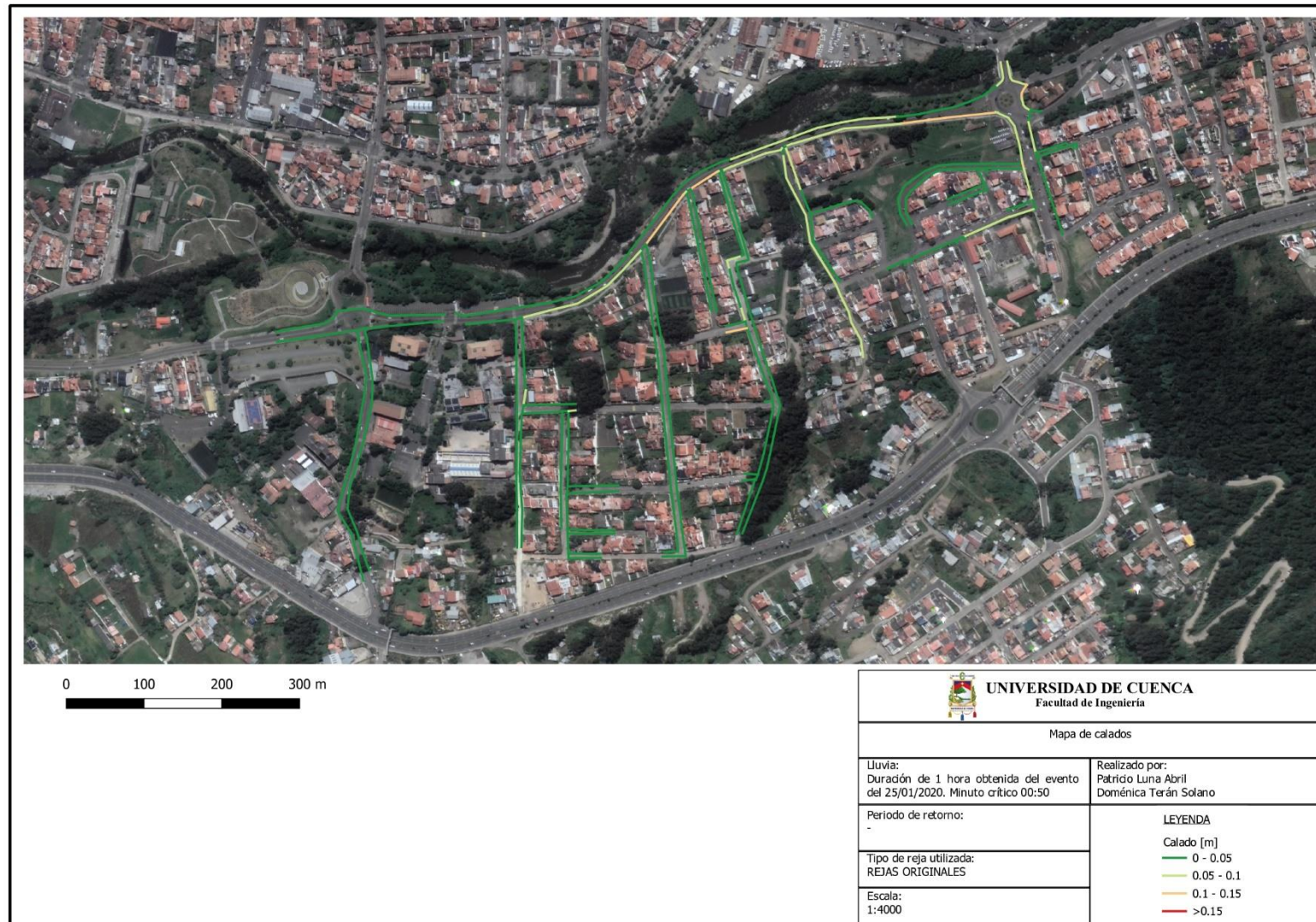
Tramo	Calados máximos registrados en calles aportantes				Velocidades máximas registrados en calles aportantes			
	Original		Propuesta		Original		Propuesta	
	ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
	11E	0.05	11EP	0.02	11E	3.87	11EP	2.14
	11F	0.03	11FP	0.03	11F	4.14	11FP	1.19
	11G	0.04	11GP	0.02	11G	2.21	11GP	2.68
	11H	0.04	11HP	0.02	11H	1.86	11HP	3.05
	11I	0.03	11IP	0.02	11I	1.79	11IP	2.53
	12A	0.08	11JP	0.01	12A	1.44	11JP	0.24
	12B	0.06	11KP	0.00	12B	2.31	11KP	0.00
	12C	0.08	12AP	0.04	12C	1.48	12AP	1.21
	12D	0.07	12BP	0.02	12D	2.80	12BP	3.06
	12E	0.07	12CP	0.04	12E	3.44	12CP	0.79
	12G	0.08	12DP	0.04	12G	2.79	12DP	1.18
	12H	0.02	12EP	0.04	12H	2.31	12EP	1.74
	12I	0.07	12FP	0.06	12I	3.61	12FP	1.66
	12J	0.08	12GP	0.02	12J	2.58	12GP	0.49
	12K	0.07	12HP	0.02	12K	3.62	12HP	1.61
	12L	0.02	12IP	0.01	12L	2.51	12IP	0.26
	12M	0.04	12JP	0.01	12M	2.45	12JP	0.00
	12N	0.07	12KP	0.04	12N	1.90	12KP	1.09
	12O	0.01	12LP	0.00	12O	1.57	12LP	0.56
	12P	0.03	12MP	0.02	12P	1.78	12MP	1.23
			12NP	0.01			12NP	0.76
			12OP	0.00			12OP	0.00
			12PP	0.00			12PP	0.49
			12QP	0.02			12QP	3.08
			12RP	0.01			12RP	0.36
Los Gorrones	13A	0.16	13AP	0.02	13A	0.18	13AP	1.22
	14A	0.04	14AP	0.03	14A	1.52	14AP	2.02
Los Cisnes	15A	0.06	15AP	0.04	15A	2.84	15AP	0.68
	15B	0.08	15BP	0.01	15B	0.11	15BP	0.06
	15C	0.13	15CP	0.02	15C	0.18	15CP	0.83
	16A	0.03	15DP	0.02	16A	3.35	15DP	1.43
	16B	0.03	15EP	0.01	16B	2.06	15EP	1.31
			15FP	0.02			15FP	1.27
			16AP	0.02			16AP	1.98
			16BP	0.02			16BP	0.93
			16CP	0.02			16CP	1.70
			16DP	0.02			16DP	1.04
Las Gaviotas	17A	0.03	17AP	0.01	17A	1.83	17AP	0.77
	17B	0.02	17BP	0.01	17B	1.02	17BP	1.05
	17C	0.03	17CP	0.02	17C	1.94	17CP	1.10
	18A	0.02	17DP	0.02	18A	3.28	17DP	1.00

Tramo	Calados máximos registrados en calles aportantes				Velocidades máximas registrados en calles aportantes			
	Original		Propuesta		Original		Propuesta	
	ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
Del Retorno	18B	0.02	17EP	0.00	18B	1.10	17EP	0.00
	18C	0.03	18AP	0.02	18C	2.28	18AP	0.64
			18BP	0.02			18BP	0.47
			18CP	0.01			18CP	0.88
			18DP	0.02			18DP	1.11
			18EP	0.01			18EP	0.46
	19A	0.03	19AP	0.00	19A	1.19	19AP	0.00
	19B	0.02	19BP	0.00	19B	2.89	19BP	0.00
	20A	0.02	20AP	0.00	20A	1.20	20AP	0.00
	20B	0.02	20BP	0.00	20B	2.91	20BP	0.00
La Palomas y Los Jilgueros	21A	0.00	21AP	0.00	21A	0.00	21AP	0.00
	21B	0.02	21BP	0.00	21B	0.92	21BP	0.00
	22A	0.01	21CP	0.00	22A	1.44	21CP	0.00
	22B	0.00	22AP	0.00	22B	0.00	22AP	0.00
	22C	0.03	22BP	0.00	22C	1.25	22BP	0.00
			22CP	0.00			22CP	0.00
			22DP	0.01			22DP	0.02
Joan Tenecela	23A	0.07	23AP	0.08	23A	1.52	23AP	1.10
	23B	0.07	23BP	0.07	23B	1.89	23BP	0.87
	23C	0.06	23CP	0.06	23C	1.54	23CP	0.83
Cajabamba	24A	0.03	24AP	0.00	24A	0.92	24AP	0.00
	24B	0.01	24BP	0.05	24B	0.55	24BP	0.06
	24C	0.07	24CP	0.05	24C	2.23	24CP	1.20
	24D	0.02	24DP	0.01	24D	1.37	24DP	0.75
	24E	0.10	24EP	0.09	24E	2.27	24EP	1.43
	24F	0.10	24FP	0.08	24F	2.04	24FP	1.18
	25A	0.06	24GP	0.05	25A	1.70	24GP	0.93
			25AP	0.05			25AP	1.15
Tumipamba			25BP	0.05			25BP	0.83
	26A	0.04	26AP	0.03	26A	0.59	26AP	1.45
	26B	0.04	26BP	0.02	26B	0.72	26BP	1.62
	26C	0.04	26CP	0.02	26C	1.09	26CP	1.31
	26D	0.00	26DP	0.00	26D	0.00	26DP	0.00
	26E	0.02	26EP	0.00	26E	1.09	26EP	0.00
	27A	0.05	27AP	0.00	27A	0.82	27AP	0.00
	27B	0.06	27BP	0.00	27B	0.94	27BP	0.00
	27C	0.01	27CP	0.03	27C	0.35	27CP	0.80
	27D	0.02	27DP	0.00	27D	0.64	27DP	0.19
	27E	0.03	27EP	0.03	27E	0.69	27EP	0.74
	27F	0.04	27FP	0.01	27F	1.01	27FP	1.34
	27G	0.00	27GP	0.00	27G	0.00	27GP	0.00

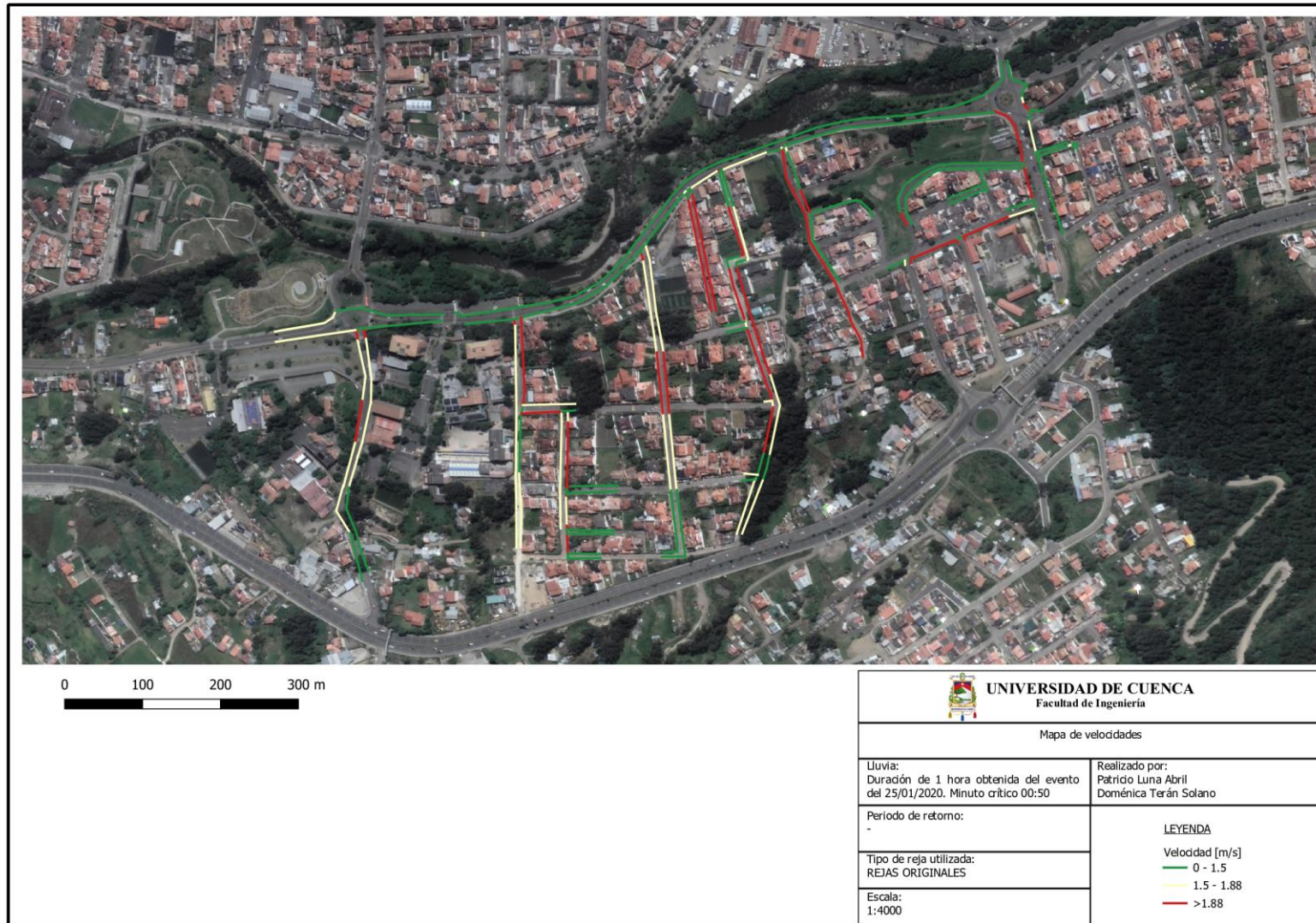
Tramo	Calados máximos registrados en calles aportantes				Velocidades máximas registrados en calles aportantes			
	Original		Propuesta		Original		Propuesta	
	ID. Canal	y max	ID. Canal	y max	ID. Canal	v max	ID. Canal	v max
Guayllabamba	27H	0.00			27H	0.00		
	28A	0.03	28AP	0.01	28A	1.72	28AP	1.06
	28B	0.03	28BP	0.03	28B	1.59	28BP	1.11
	28C	0.04	28CP	0.00	28C	0.07	28CP	0.53
	29A	0.02	29AP	0.01	29A	1.39	29AP	1.10
Capulispamba	30A	0.03	30AP	0.01	30A	0.61	30AP	1.00
	30B	0.02	30BP	0.00	30B	1.19	30BP	0.00
	31A	0.03	31A	0.02	31A	1.06	31A	1.09
	31B	0.02	31B	0.01	31B	1.22	31B	0.49
Mollobamba	32A	0.04	32AP	0.03	32A	2.07	32AP	1.25
	33A	0.05	32BP	0.02	33A	2.61	32BP	1.29
			33AP	0.04			33AP	1.30
			33BP	0.03			33BP	2.43
Manuel Guerrero	34A	0.05	34AP	0.00	34A	0.14	34AP	0.00
	35A	0.06	35AP	0.00	35A	0.62	35AP	0.00
	35B	0.04	35BP	0.04	35B	2.14	35BP	1.46
	35C	0.01	35CP	0.01	35C	0.39	35CP	0.27
Luis Robalino	36A	0.04	36AP	0.04	36A	0.76	36AP	0.48
	37A	0.04	37AP	0.03	37A	0.94	37AP	0.57
Manoel Nivelo	38A	0.13	38AP	0.07	38A	1.07	38AP	1.79
	38B	0.06	38BP	0.05	38B	3.03	38BP	1.11
	38C	0.02	38CP	0.00	38C	3.43	38CP	0.00
Chugchillan	39A	0.04	39AP	0.04	39A	2.83	39AP	1.93
	40A	0.04	39BP	0.03	40A	3.49	39BP	1.32
			40AP	0.04			40AP	1.63
			40BP	0.03			40BP	3.37
Gapal	41A	0.08	41AP	0.07	41A	1.83	41AP	1.56
	41B	0.02	41BP	0.01	41B	0.87	41BP	0.53
	41C	0.01	41CP	0.01	41C	1.11	41CP	0.80
	42A	0.11	42AP	0.05	42A	2.32	42AP	1.18
	42B	0.16	42BP	0.05	42B	0.20	42BP	1.49
	42C	0.08	42CP	0.01	42C	3.53	42CP	0.58
	42D	0.03	42DP	0.05	42D	0.84	42DP	1.98
Manoel Nivelo			42EP	0.02			42EP	0.46
	43A	0.07	43AP	0.03	43A	2.50	43AP	1.11
			43BP	0.05			43BP	1.29
			43CP	0.04			43CP	1.40
			43DP	0.03			43DP	1.88

Apéndice C- 8. Tabla comparativa de resultados máximos del sistema original y propuesta con la simulación de datos de IDF de 30 minutos - Calles de aporte

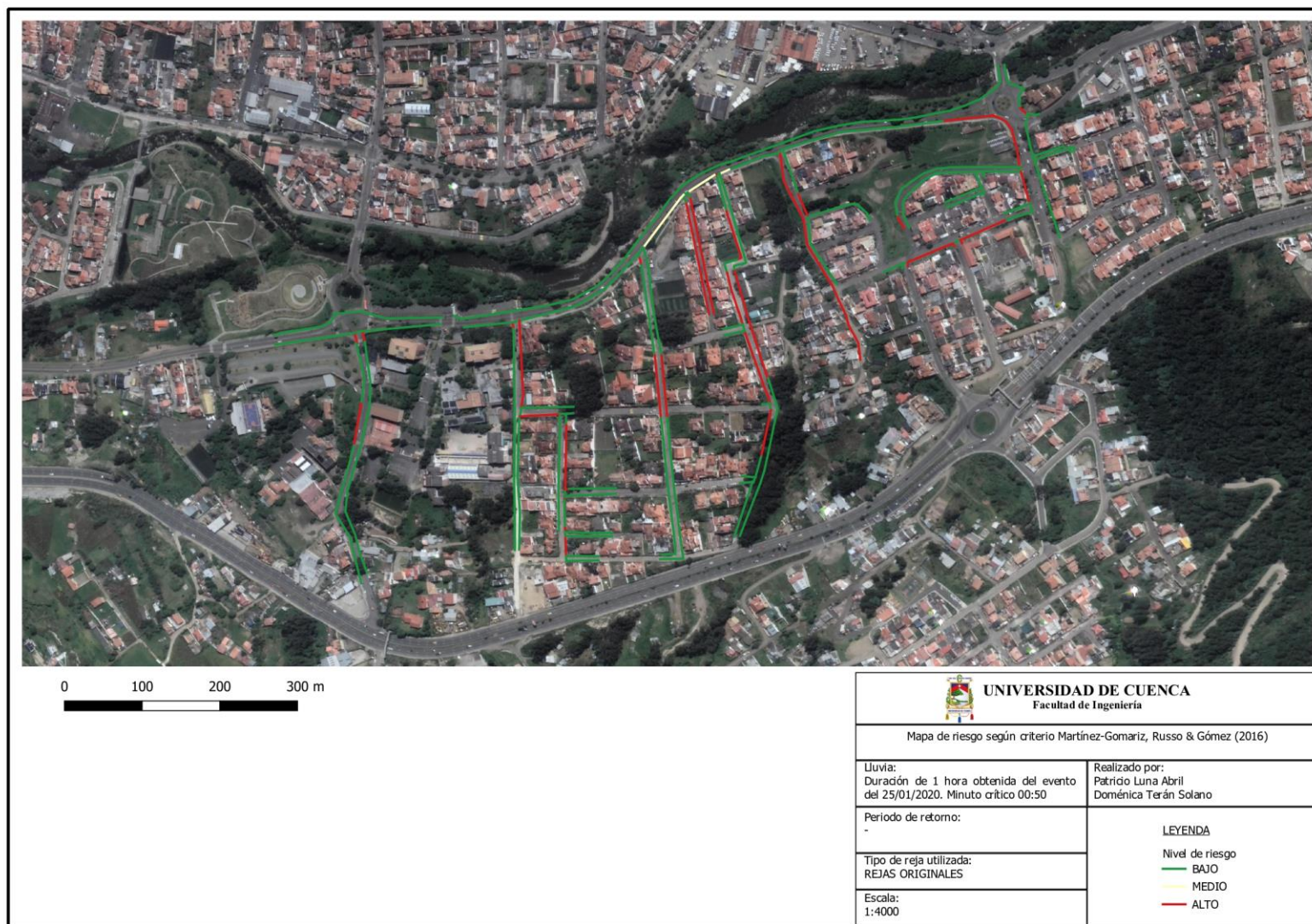
APÉNDICE D – MAPAS DE RIESGO



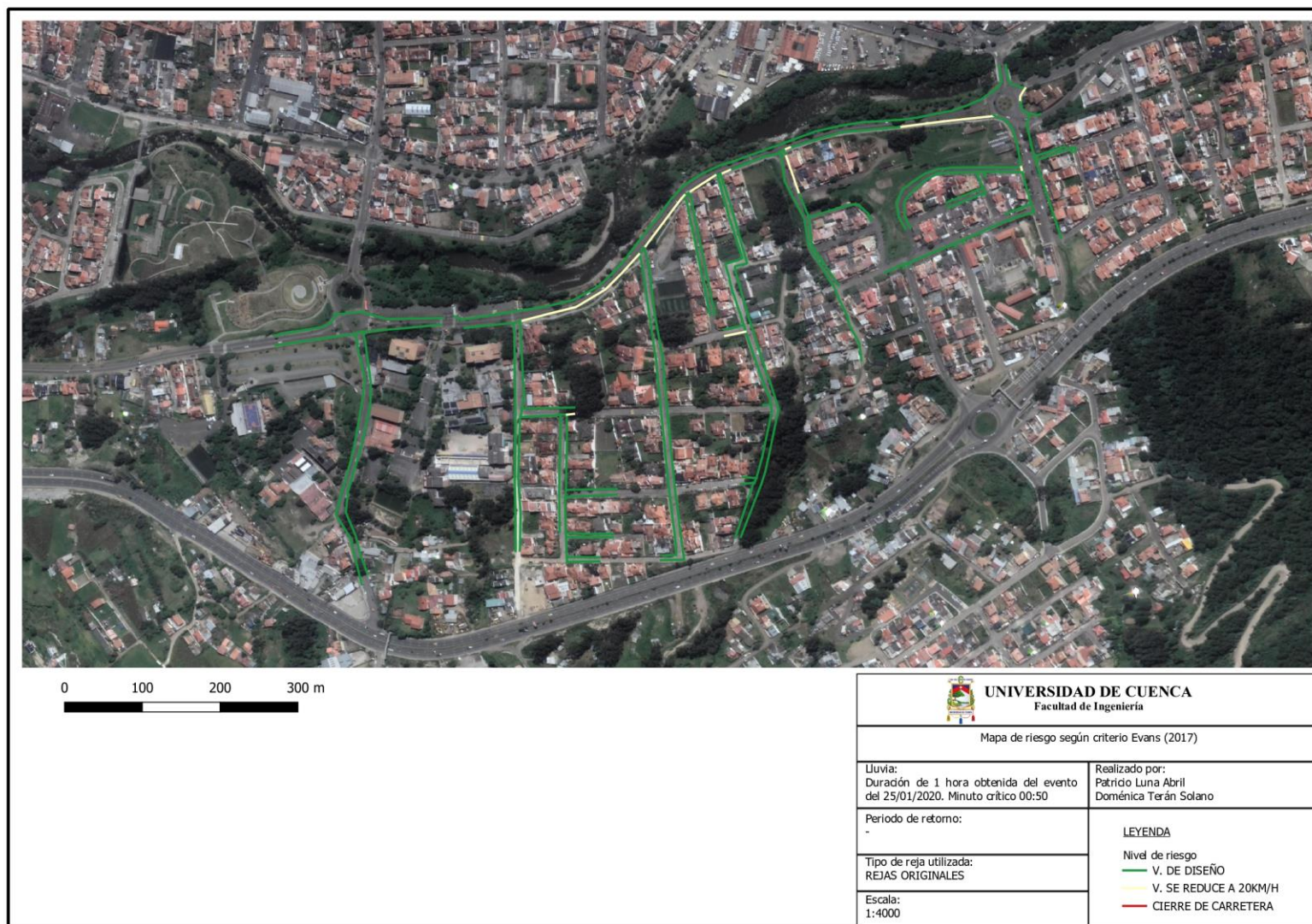
Apéndice D- 1. Mapa de calado - Simulación original con evento de 1 hora



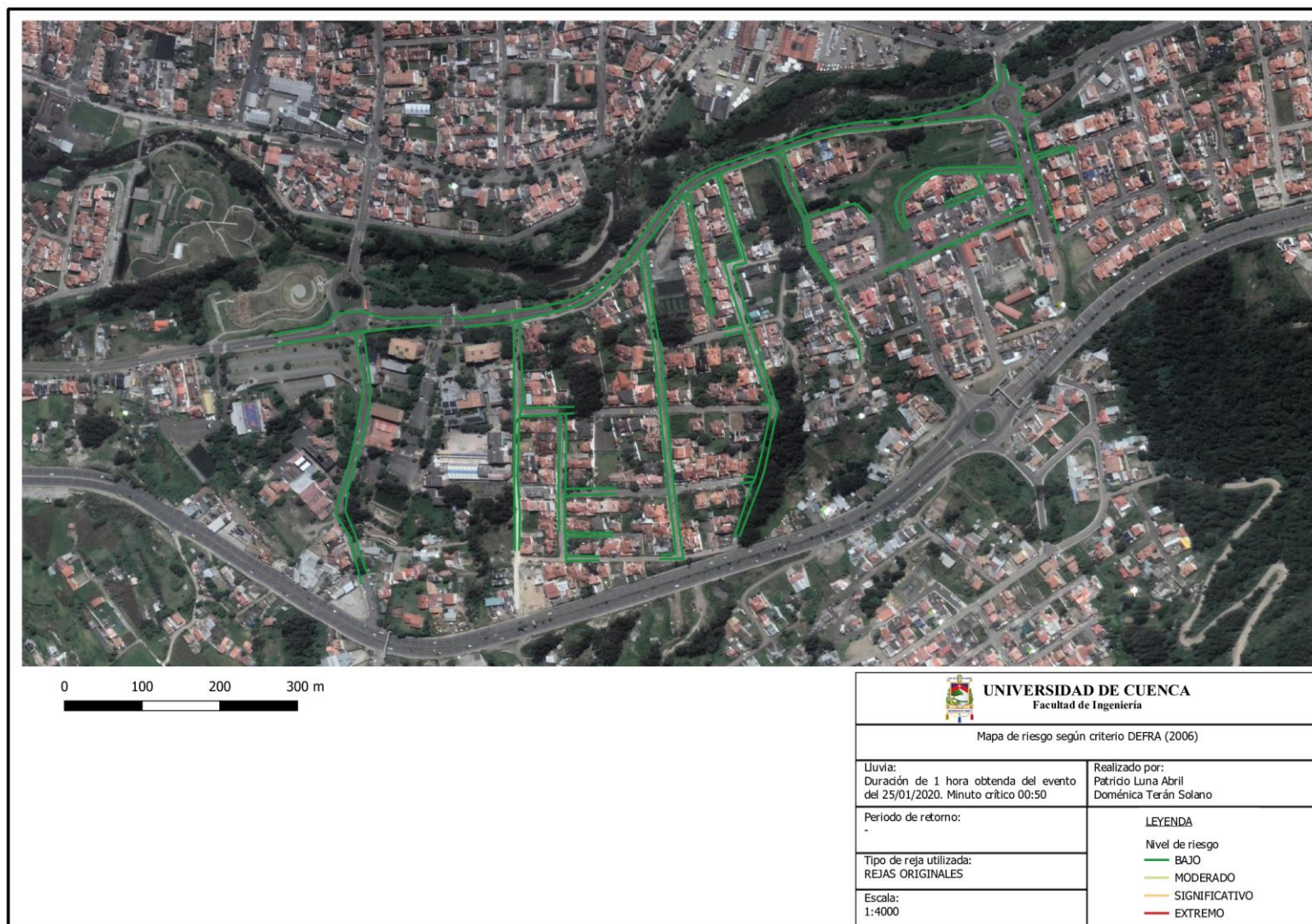
Apéndice D- 2. Mapa de velocidad - Simulación original con evento de 1 hora



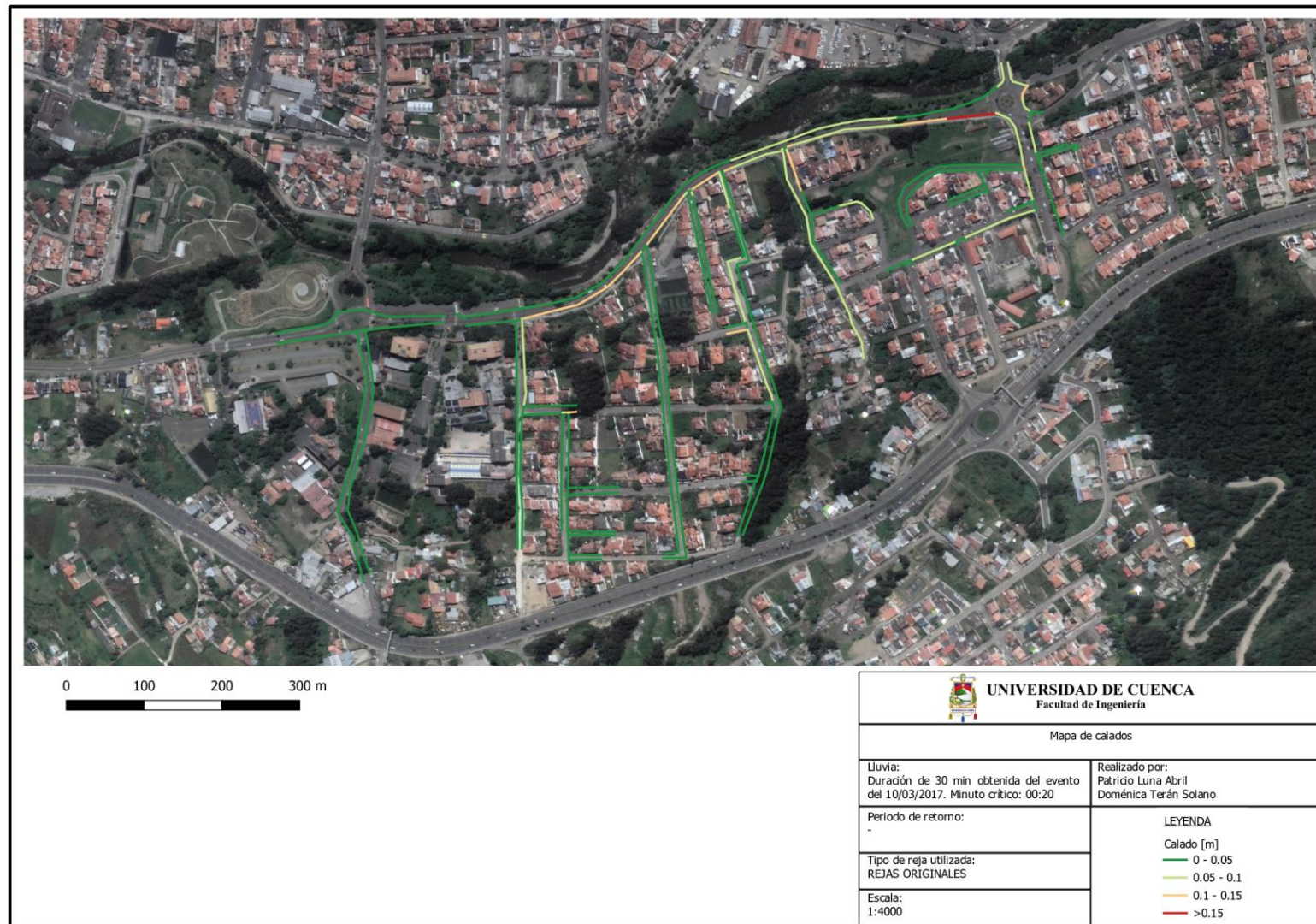
Apéndice D- 3. Mapa de nivel de riesgo según Martínez-Gomariz et al. (2016) - Simulación original con evento de 1 hora



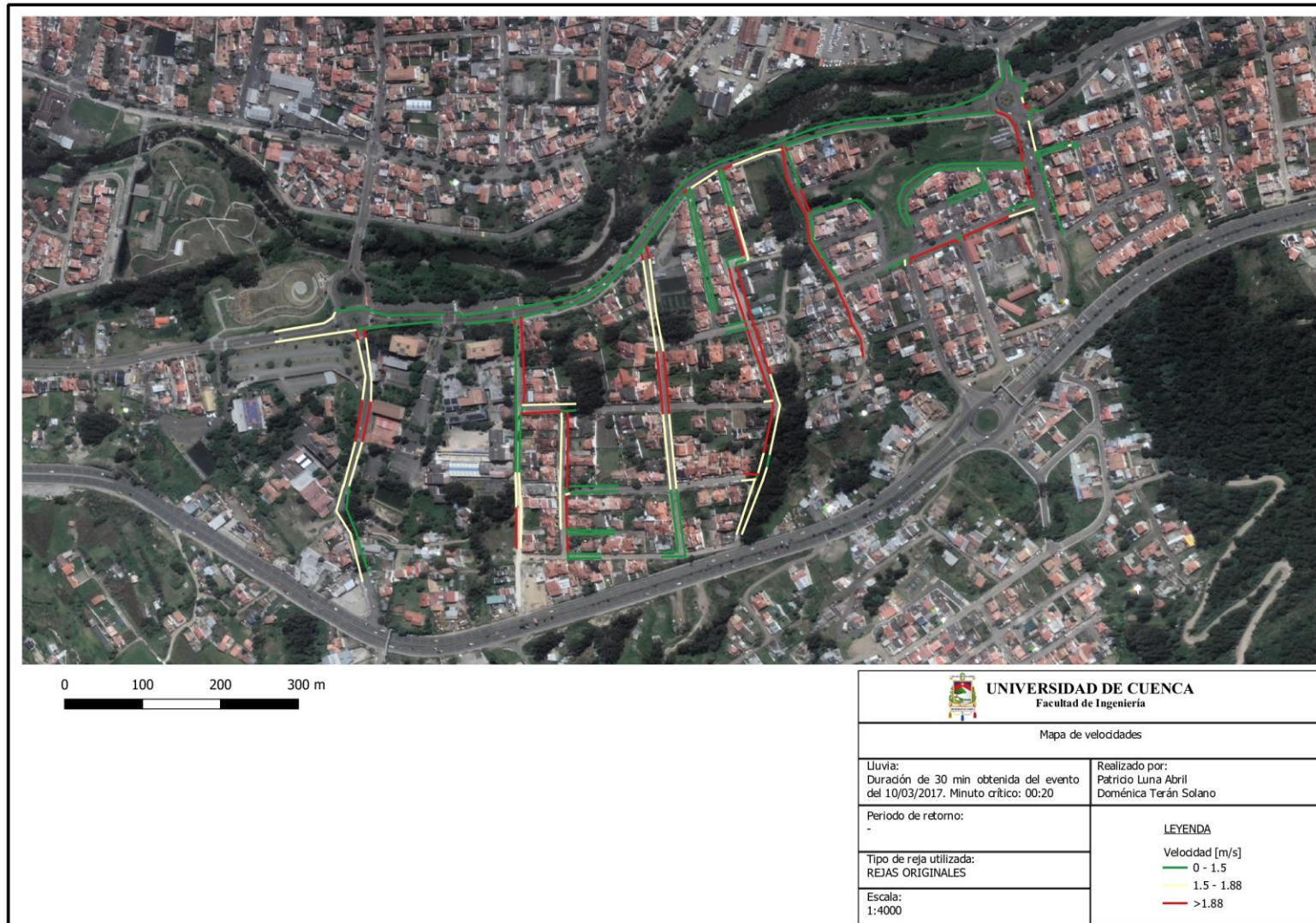
Apéndice D- 4. Mapa de riesgo según Evans (2017) - Simulación original con evento de 1 hora



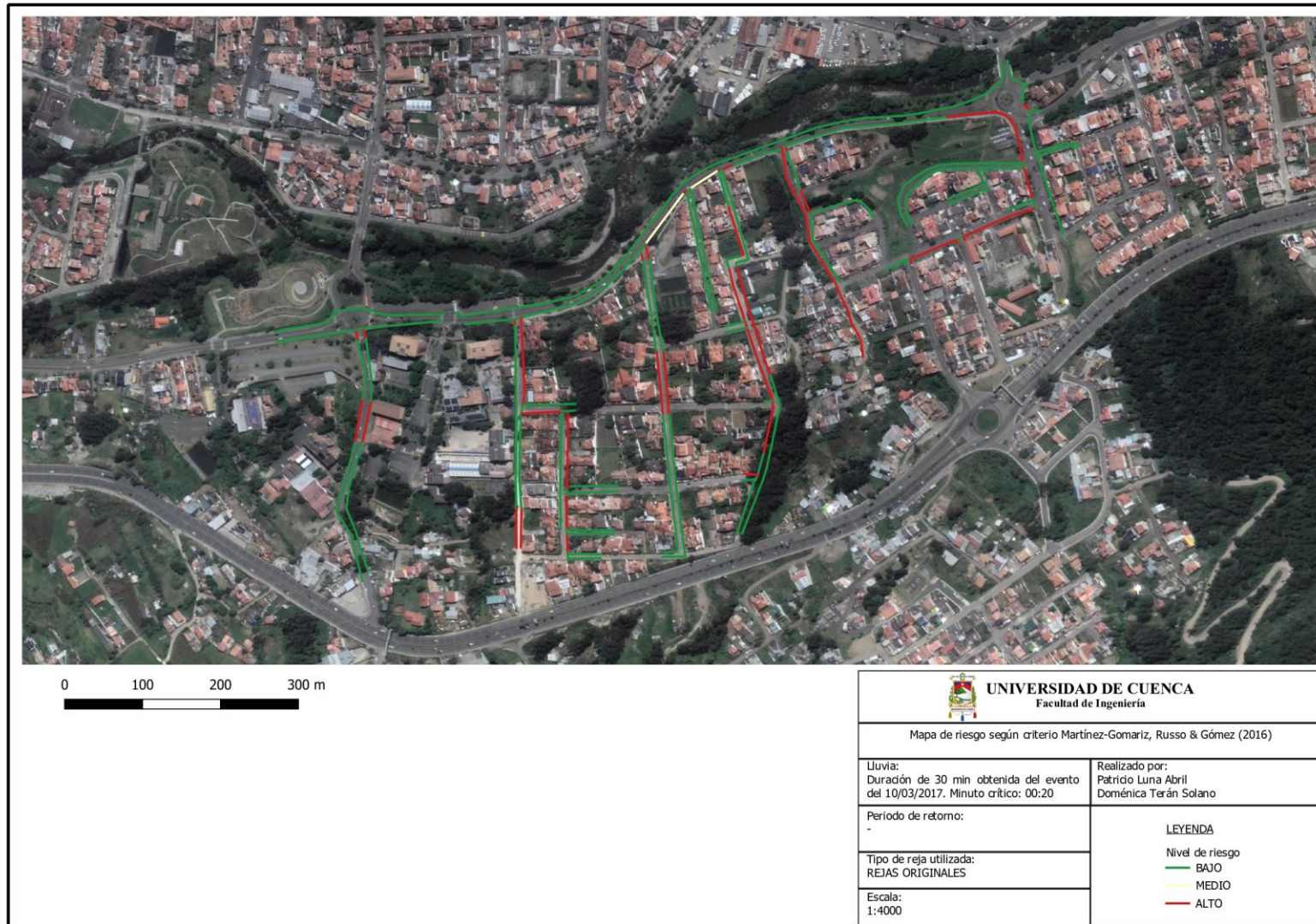
Apéndice D- 5. Mapa de riesgo según DEFRA (2006) - Simulación original con evento de 1 hora



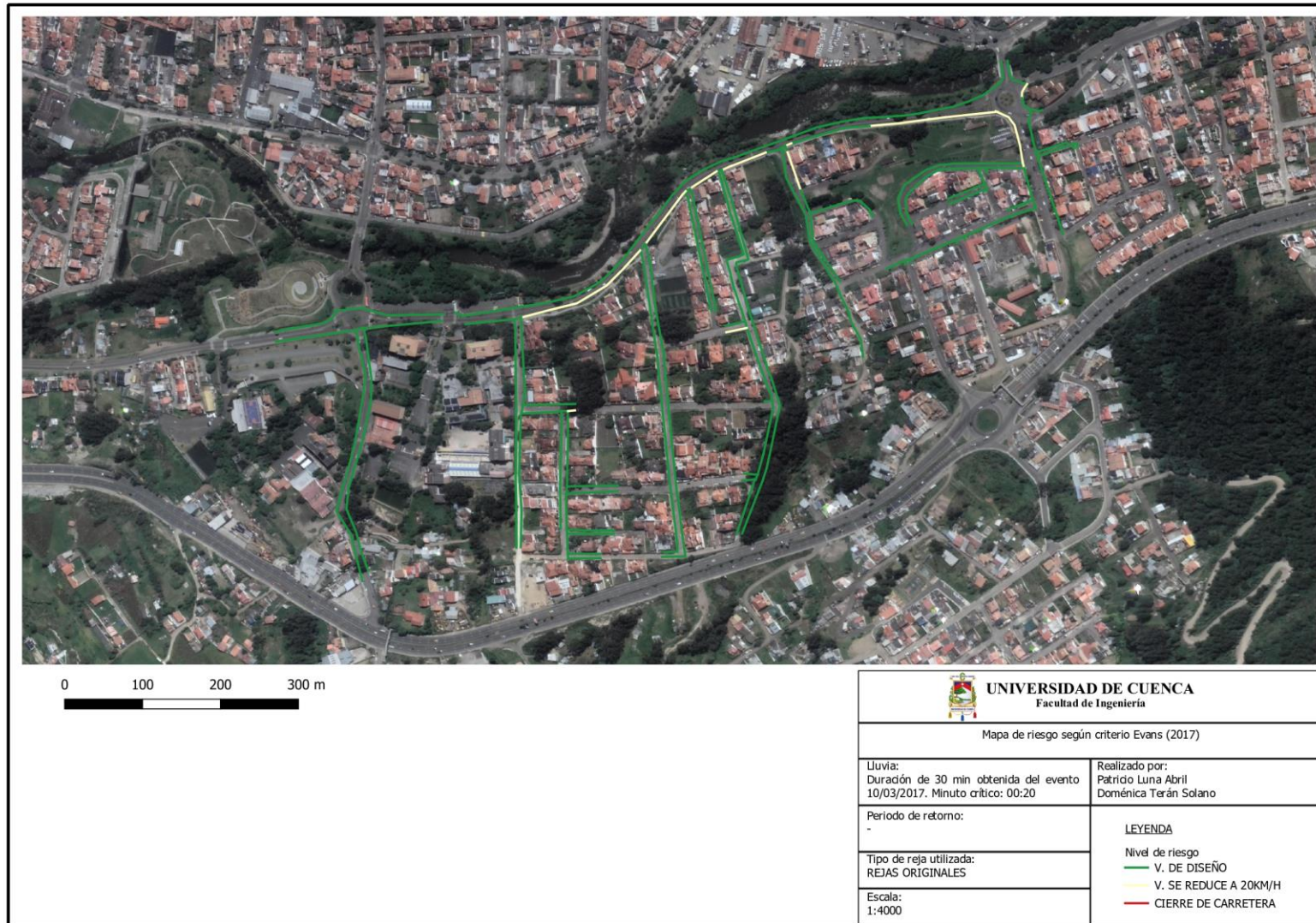
Apéndice D- 6. Mapa de calado - Simulación original con evento de 30 minutos



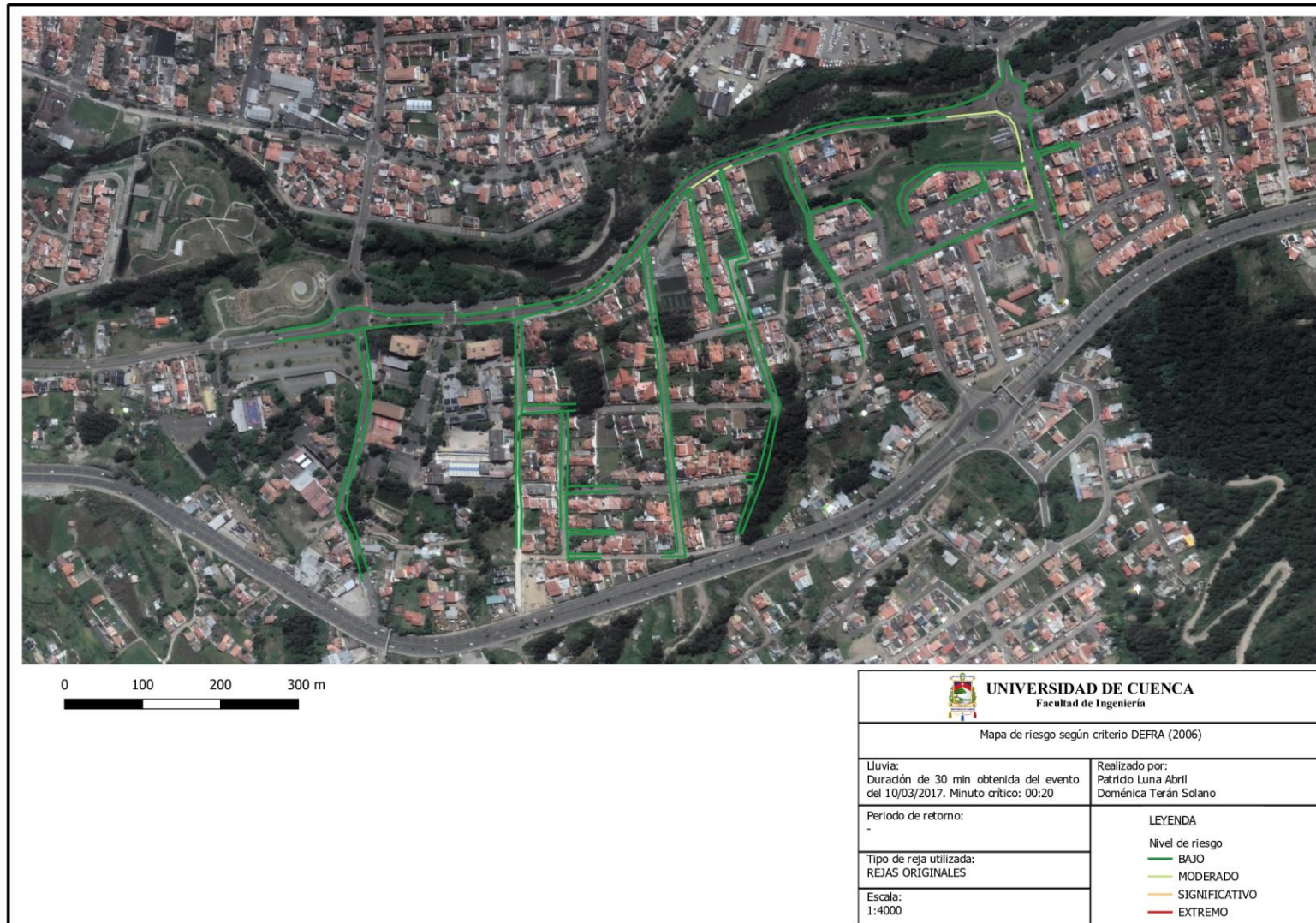
Apéndice D- 7. Mapa de velocidad - Simulación original con evento de 30 minutos



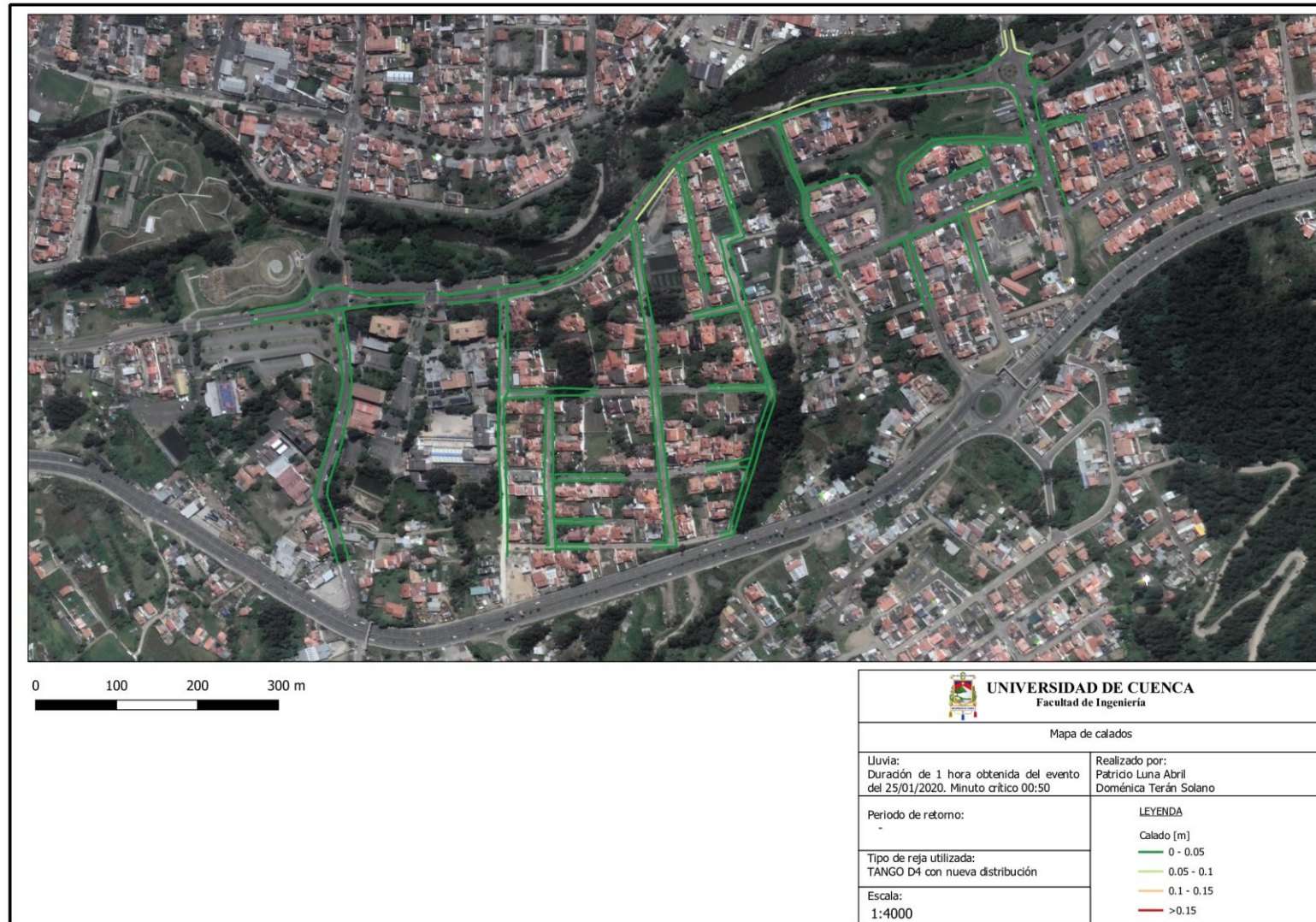
Apéndice D- 8. Mapa de nivel de riesgo según Martínez-Gomariz et al. (2016) - Simulación original con evento de 30 minutos



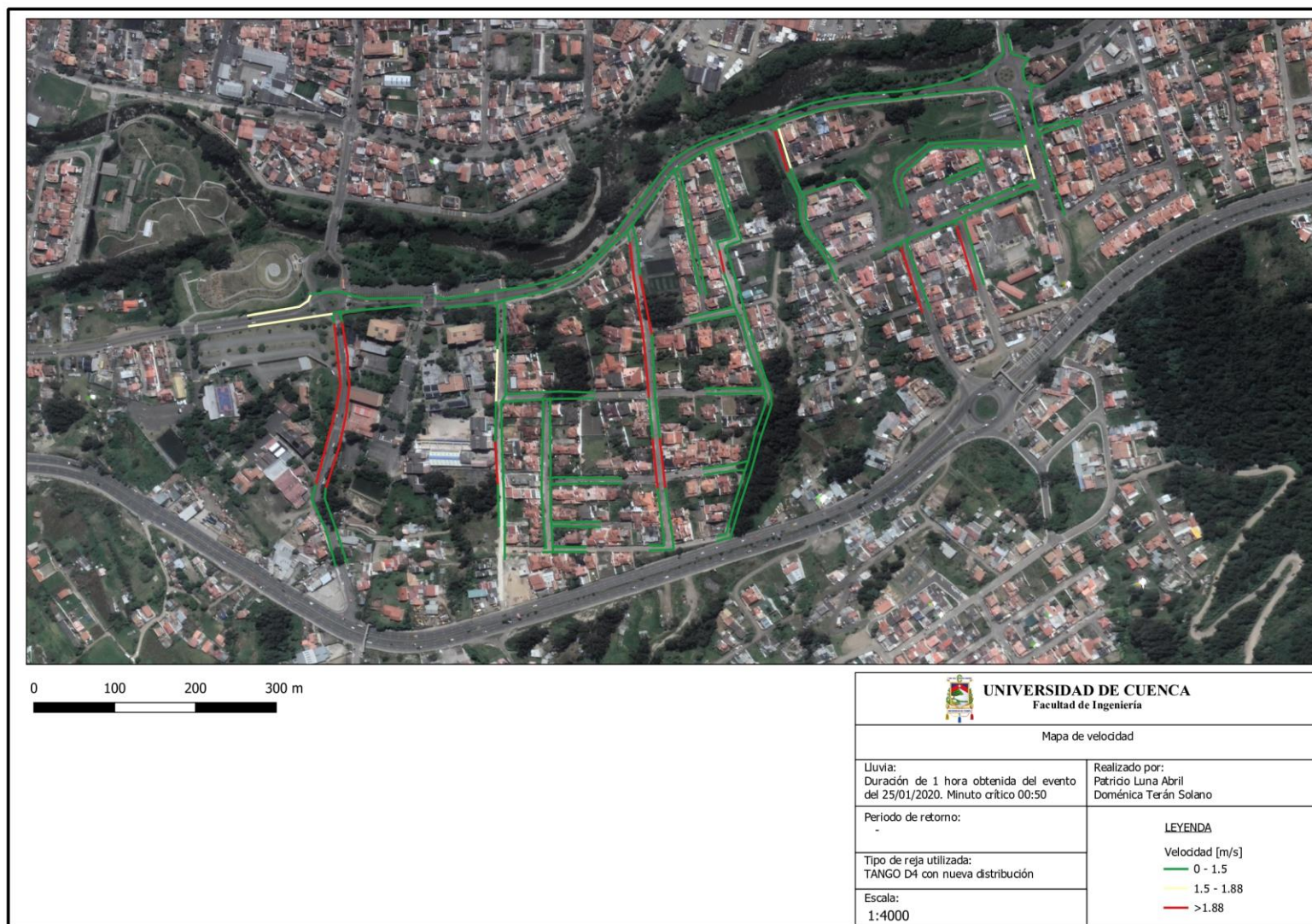
Apéndice D- 9. Mapa de nivel de riesgo según Evans (2017) - Simulación original con evento de 30 minutos



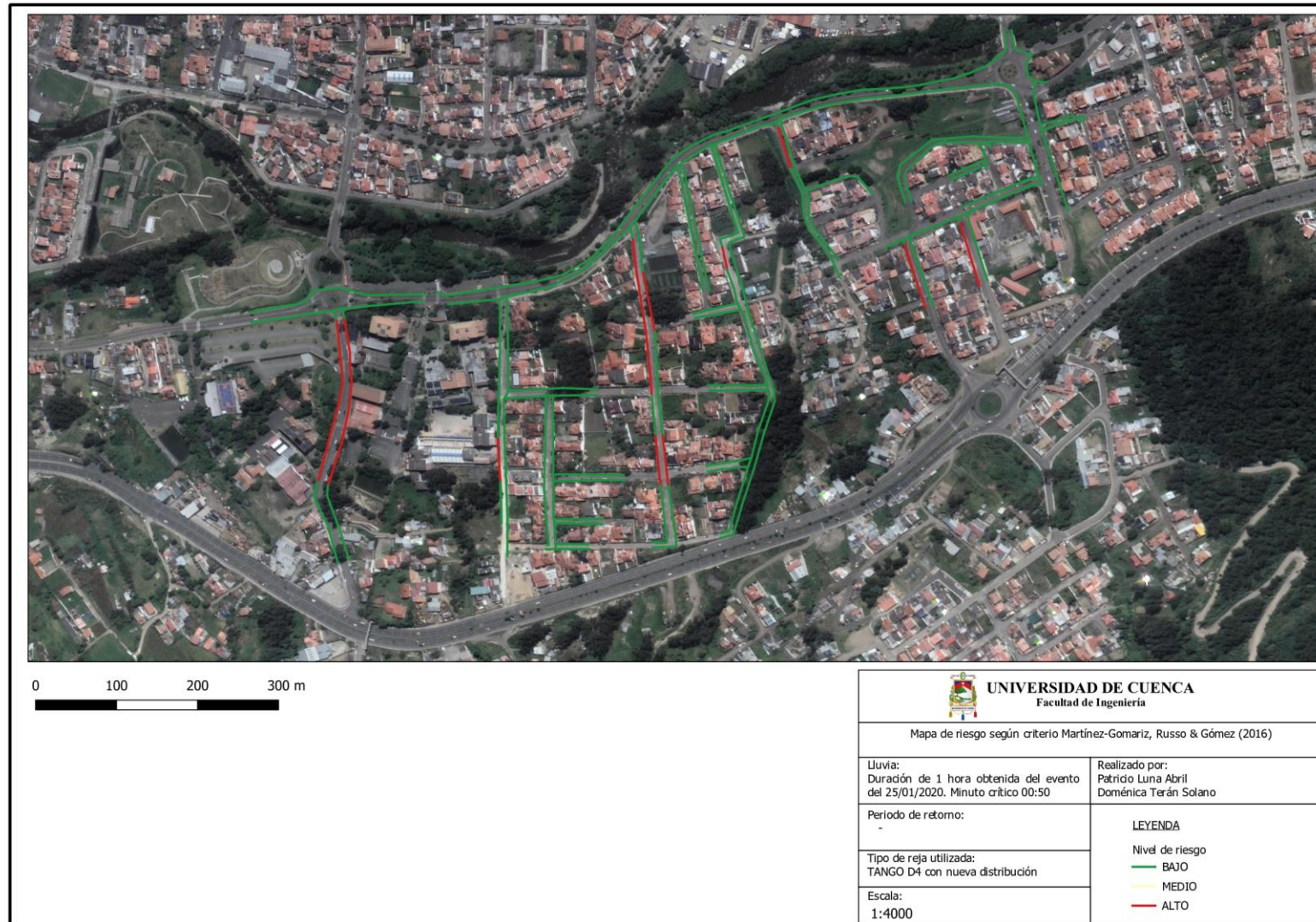
Apéndice D- 10. Mapa de nivel de riesgo según DEFRA (2006) - Simulación original con evento de 30 minutos



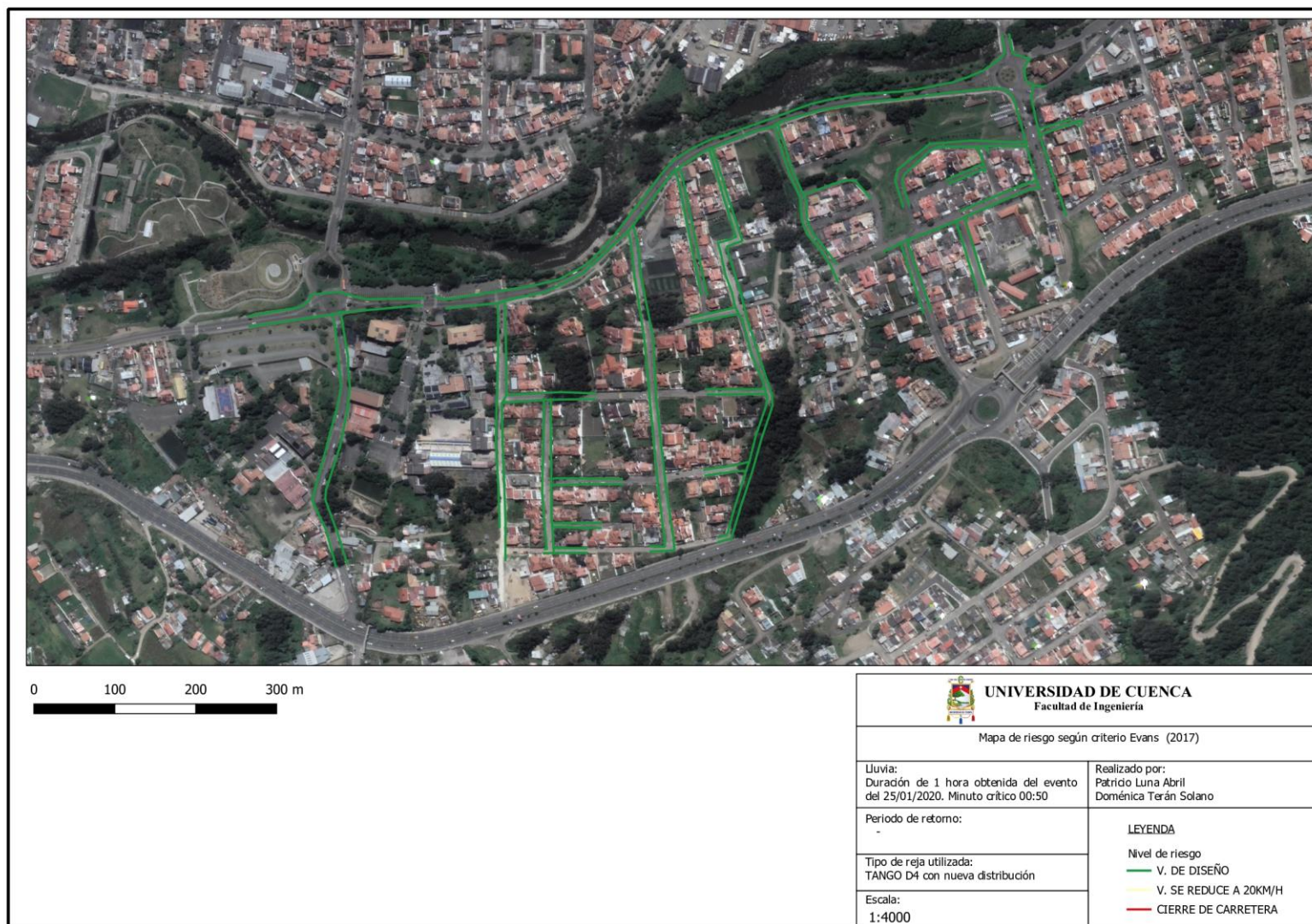
Apéndice D- 11. Mapa de calado - Simulación de propuesta con evento de 1 hora



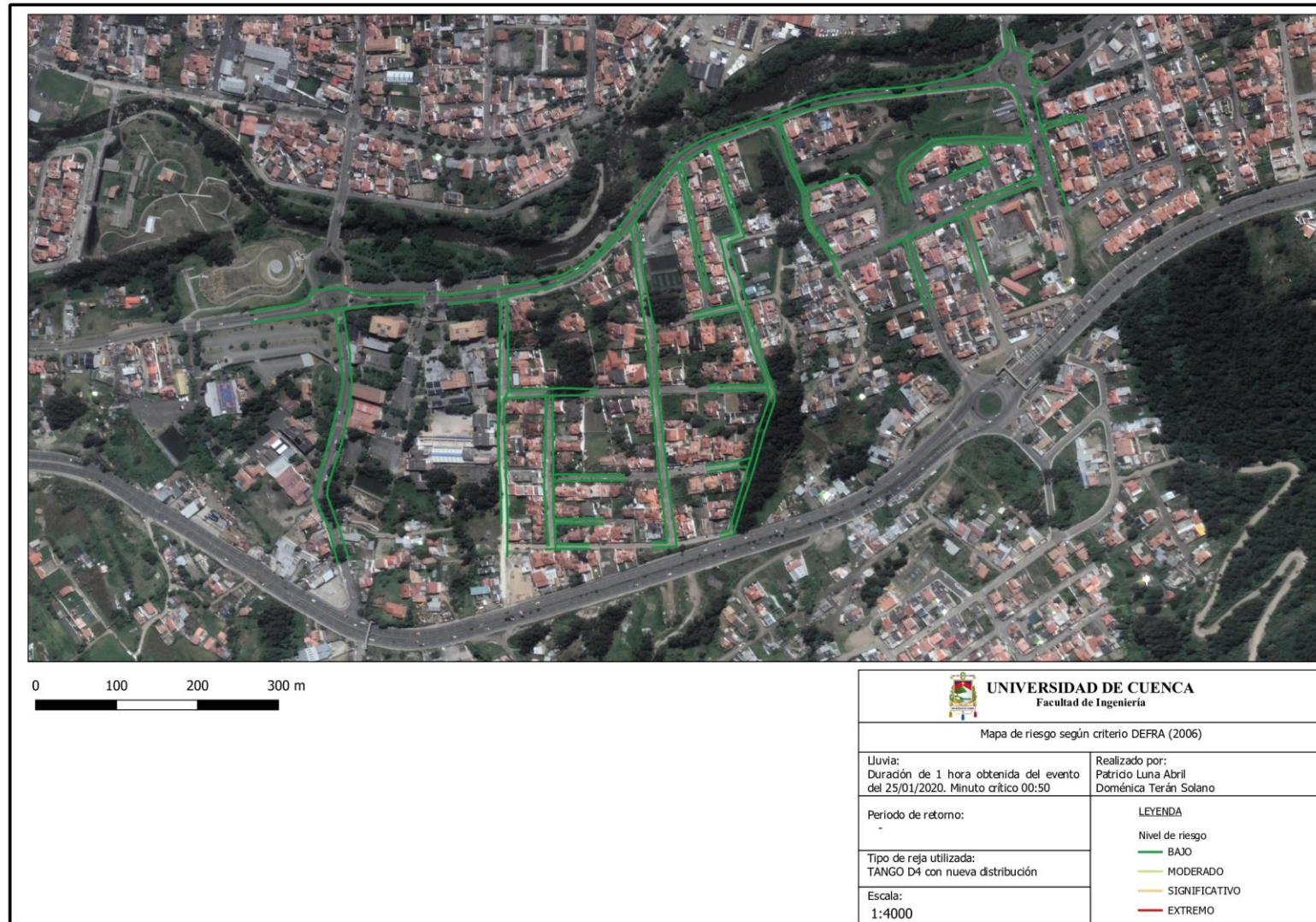
Apéndice D- 12. Mapa de velocidad - Simulación de propuesta con evento de 1 hora



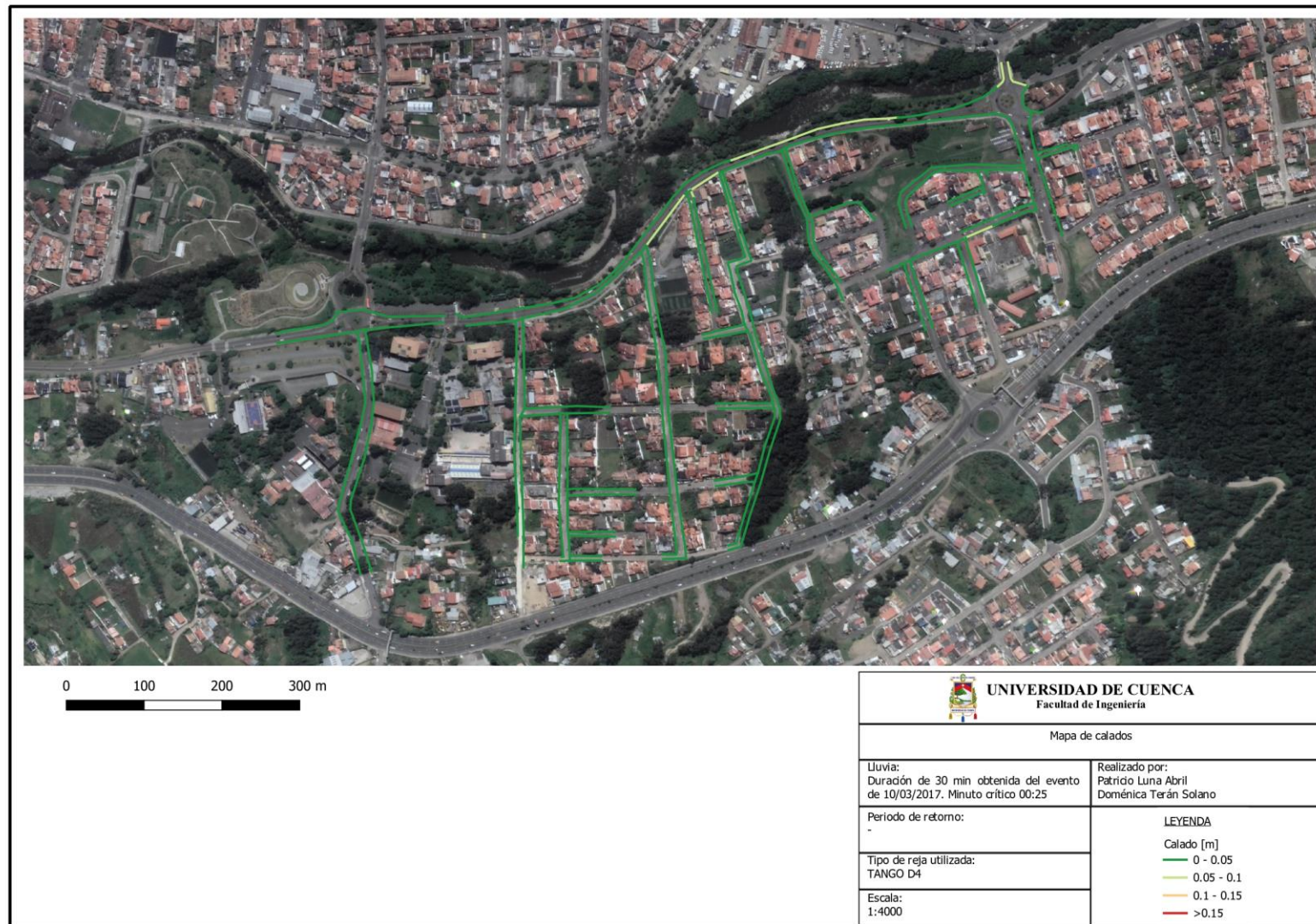
Apéndice D- 13. Mapa de nivel de riesgo según Martínez-Gomariz et al. (2016) - Simulación propuesta con evento de 1 hora



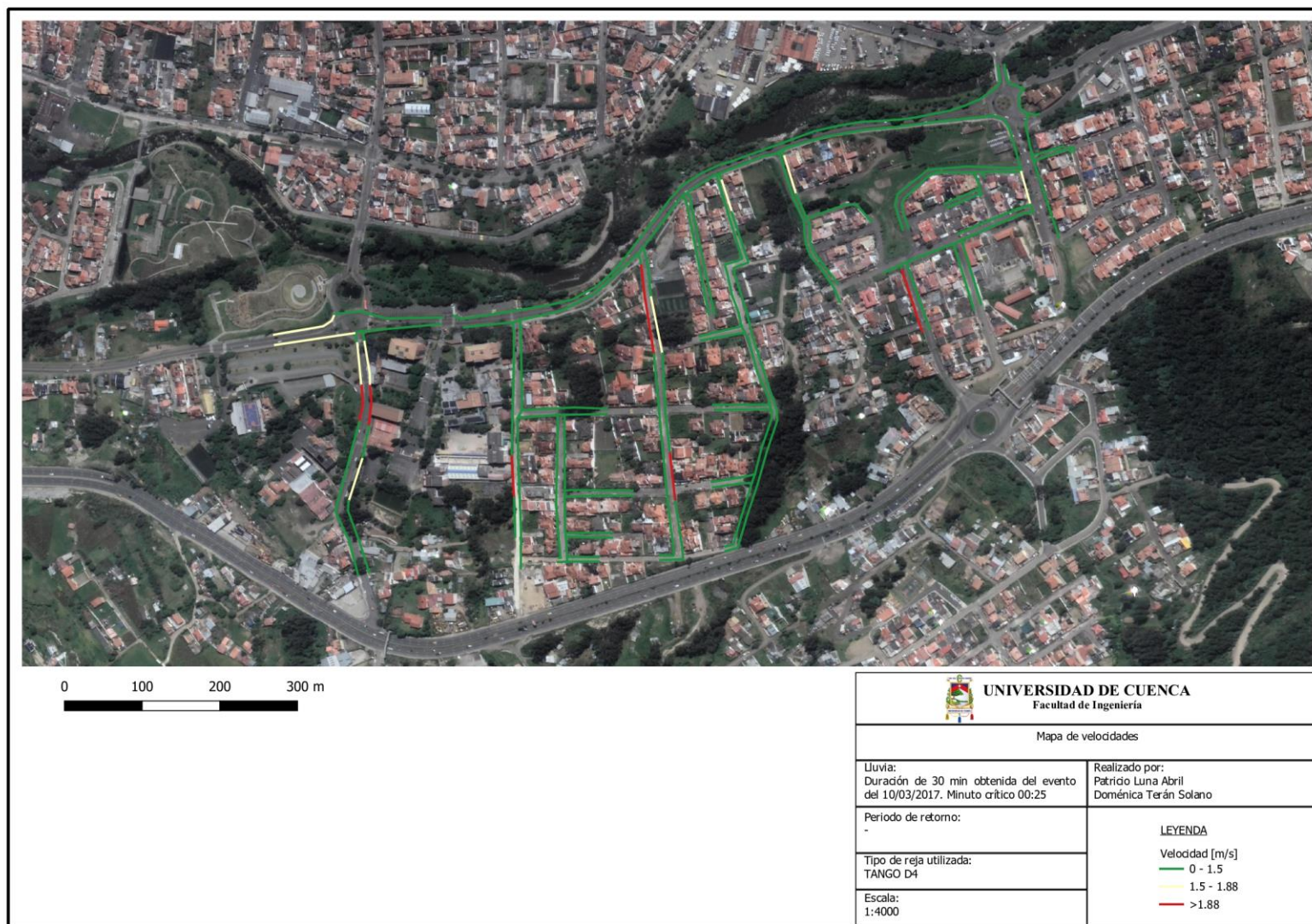
Apéndice D- 14. Mapa de nivel de riesgo según Evans (2017) - Simulación propuesta con evento de 1 hora



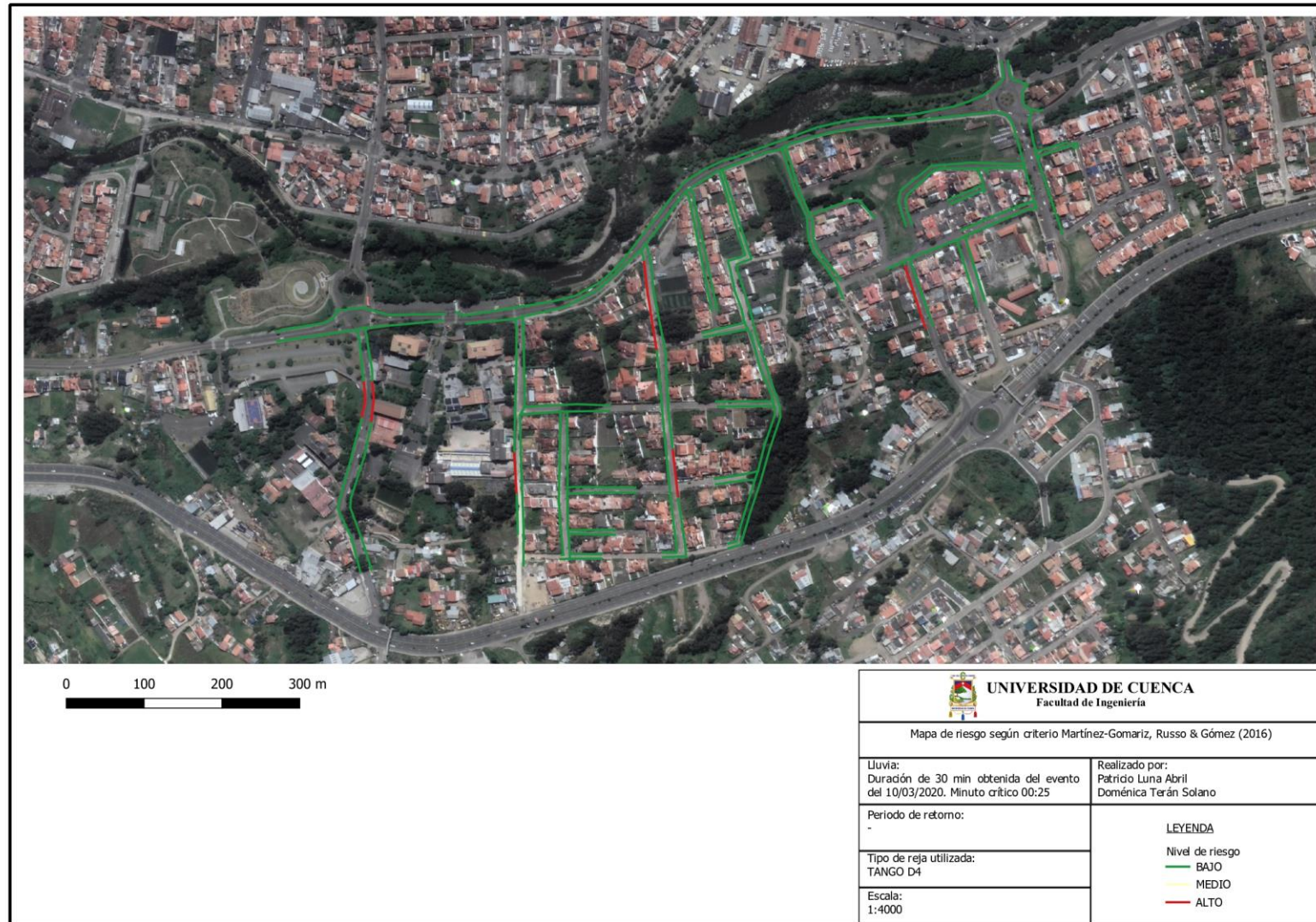
Apéndice D- 15. Mapa de nivel de riesgo según DEFRA (2006) - Simulación propuesta con evento de 1 hora



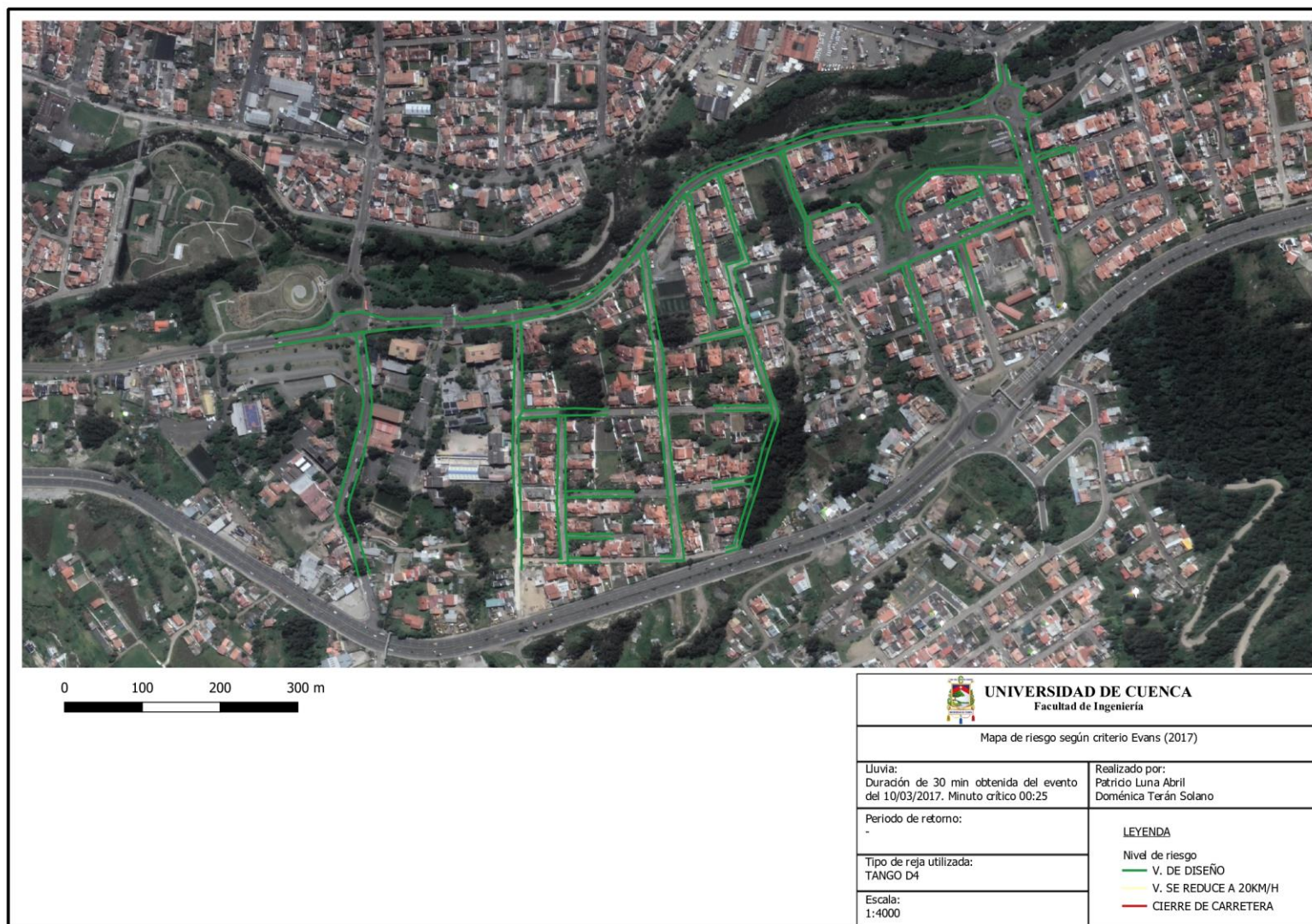
Apéndice D- 16. Mapa de calado - Simulación de propuesta con evento de 30 minutos



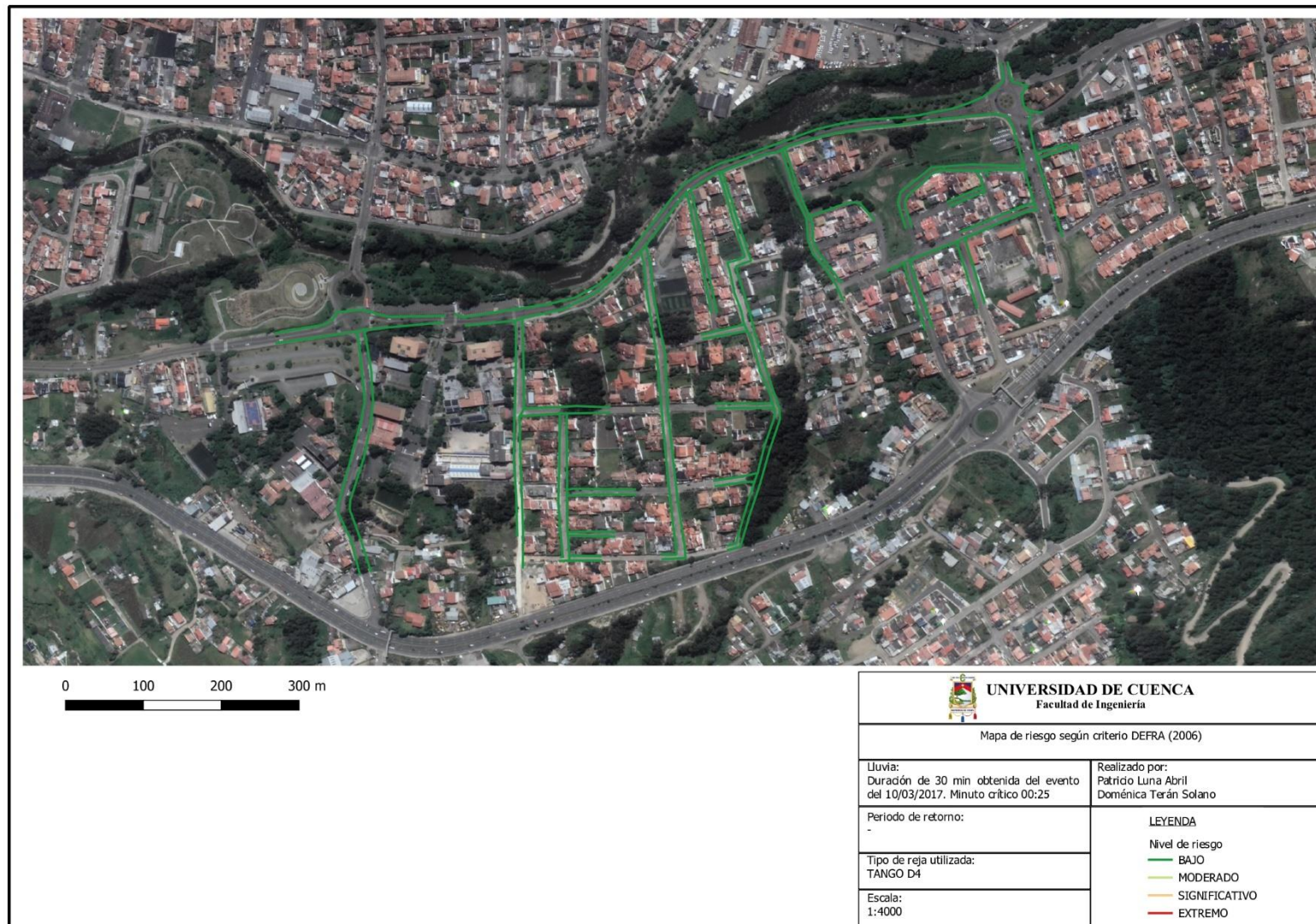
Apéndice D- 17. Mapa de velocidad - Simulación de propuesta con evento de 30 minutos



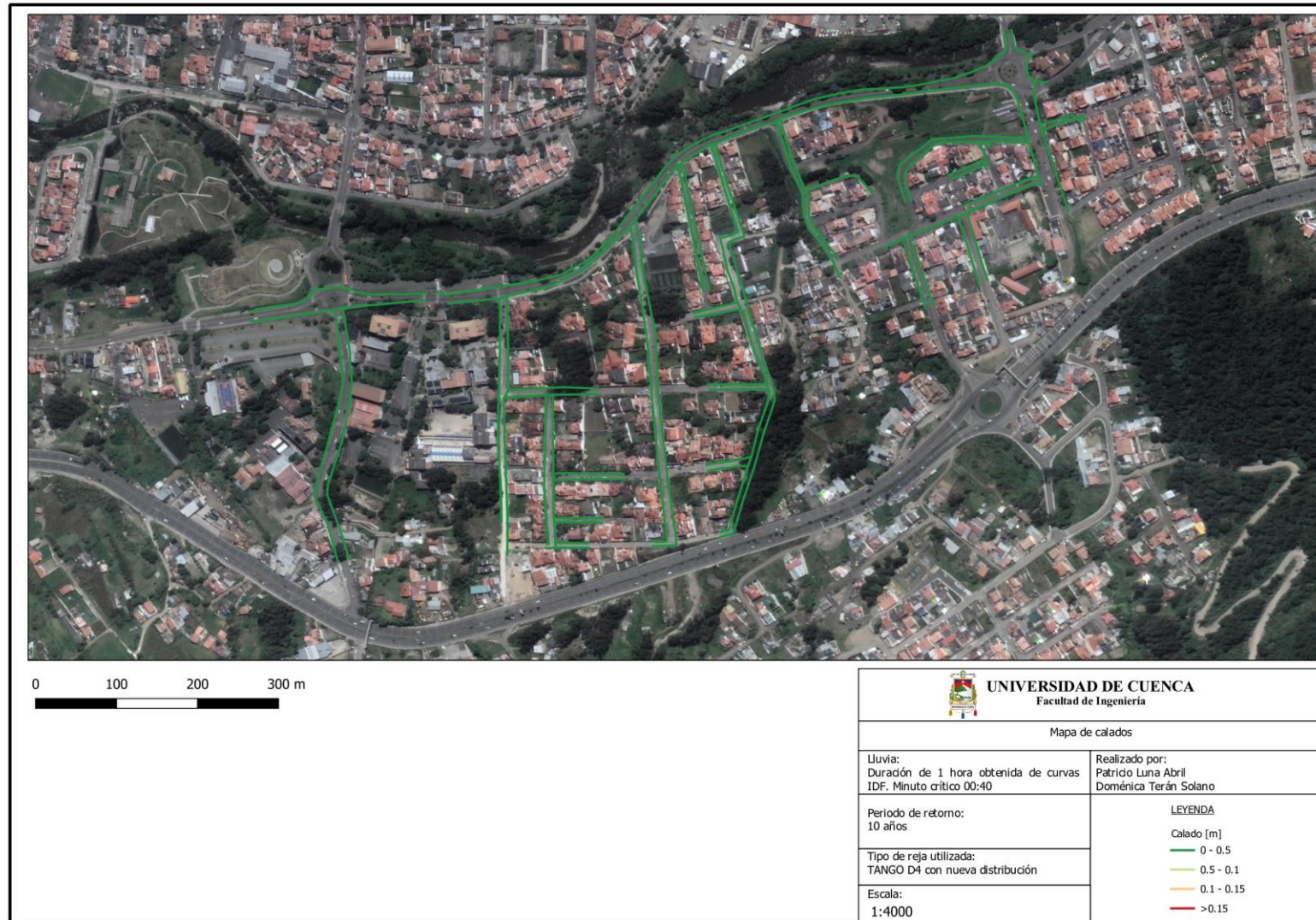
Apéndice D- 18. Mapa de nivel de riesgo según Martínez-Gomariz et al. (2016) - Simulación propuesta con evento de 30 minutos



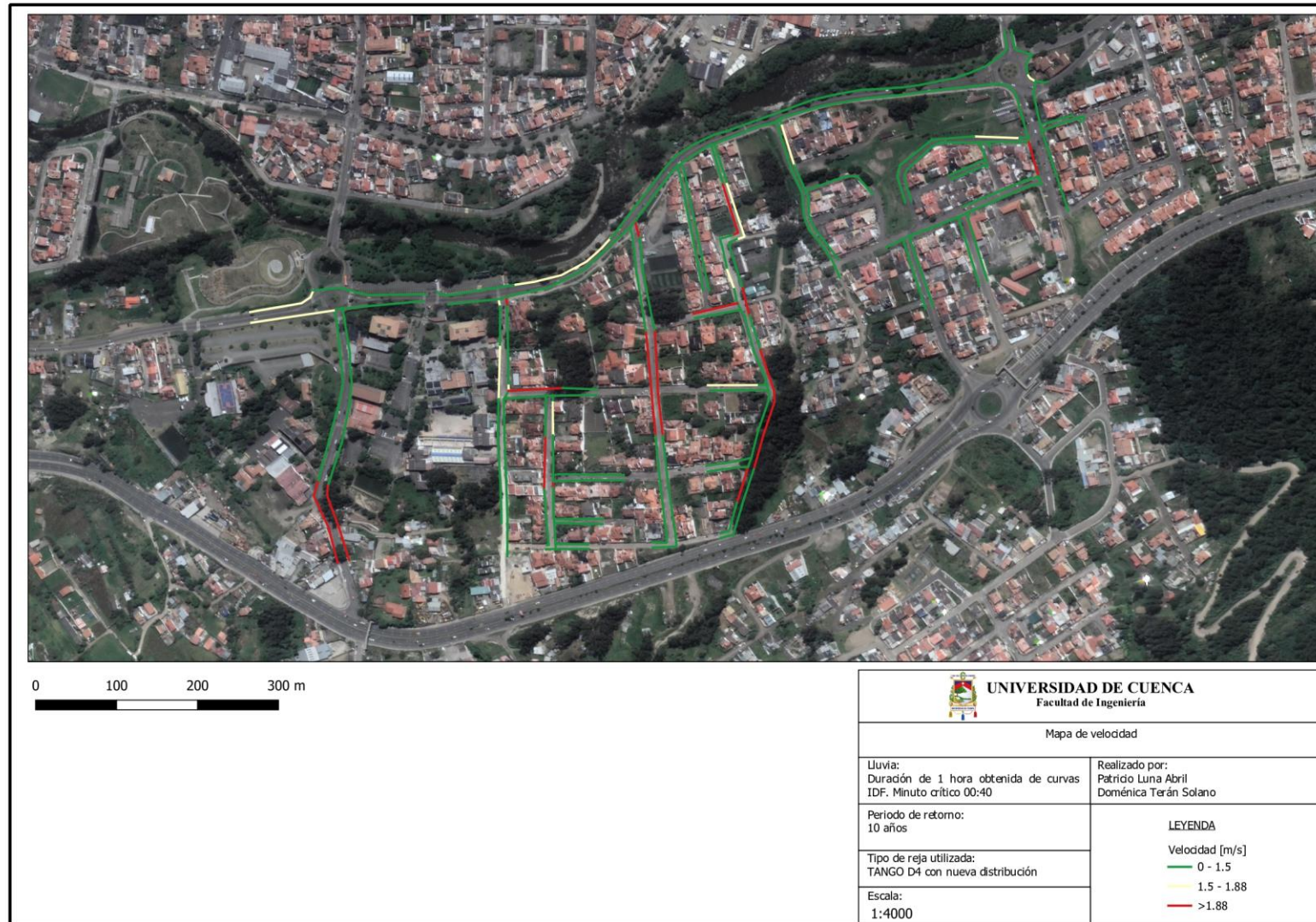
Apéndice D- 19. Mapa de nivel de riesgo según Evans (2017) - Simulación propuesta con evento de 30 minutos



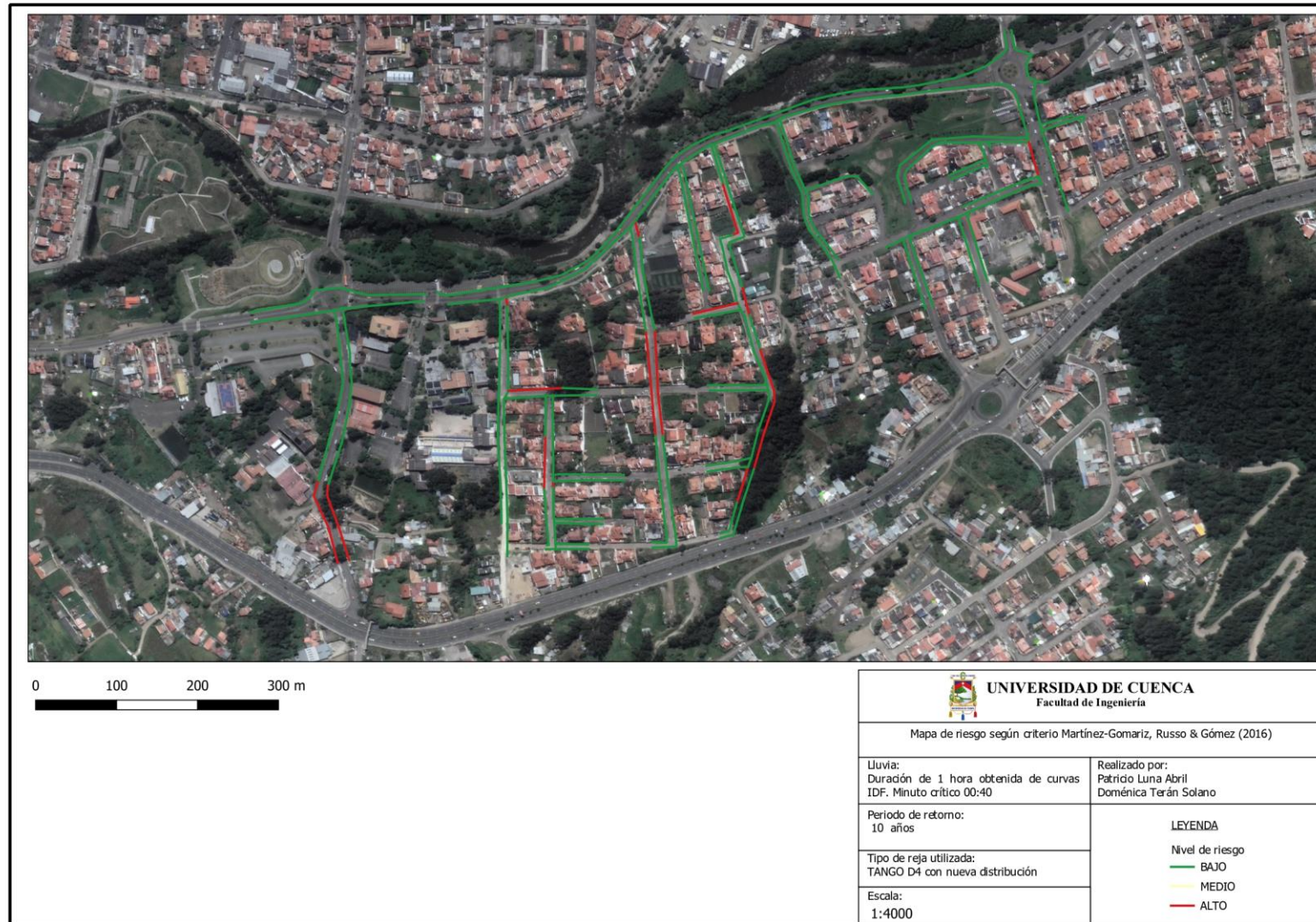
Apéndice D- 20. Mapa de nivel de riesgo según DEFRA (2006) - Simulación propuesta con evento de 30 minutos



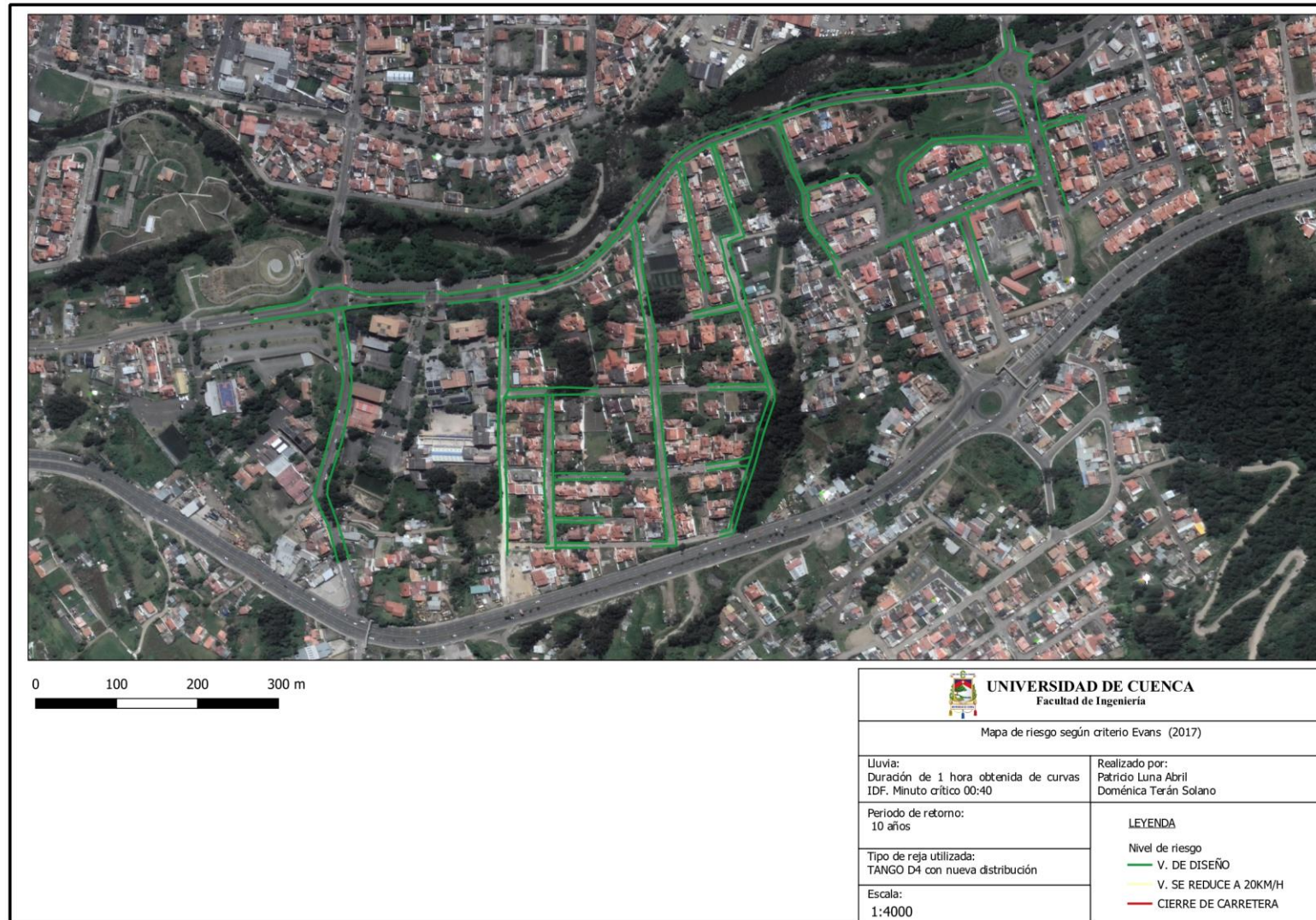
Apéndice D- 21. Mapa calados - Simulación propuesta con datos de curvas IDF 1 hora



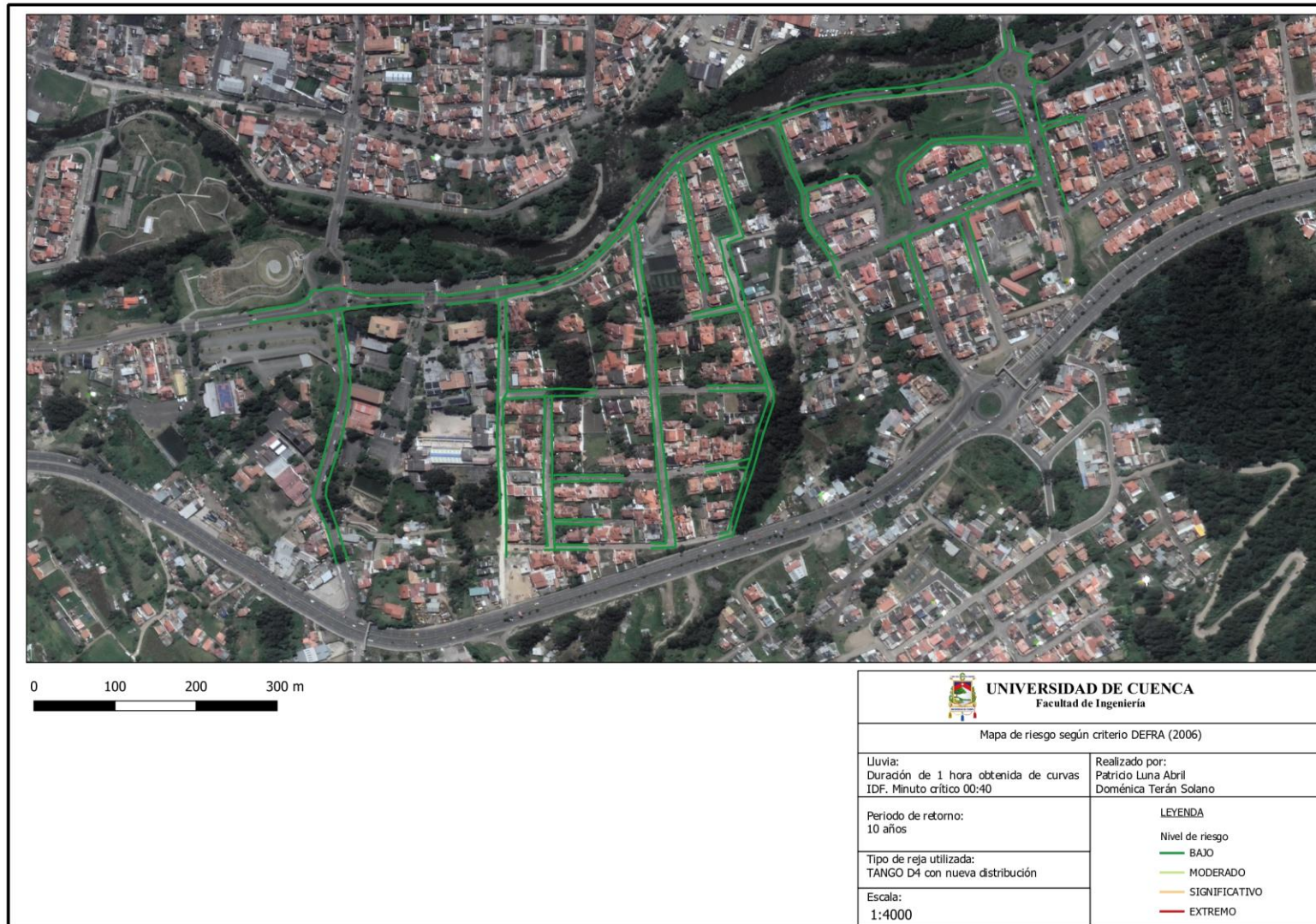
Apéndice D- 22. Mapa velocidades - Simulación propuesta con datos de curvas IDF 1 hora



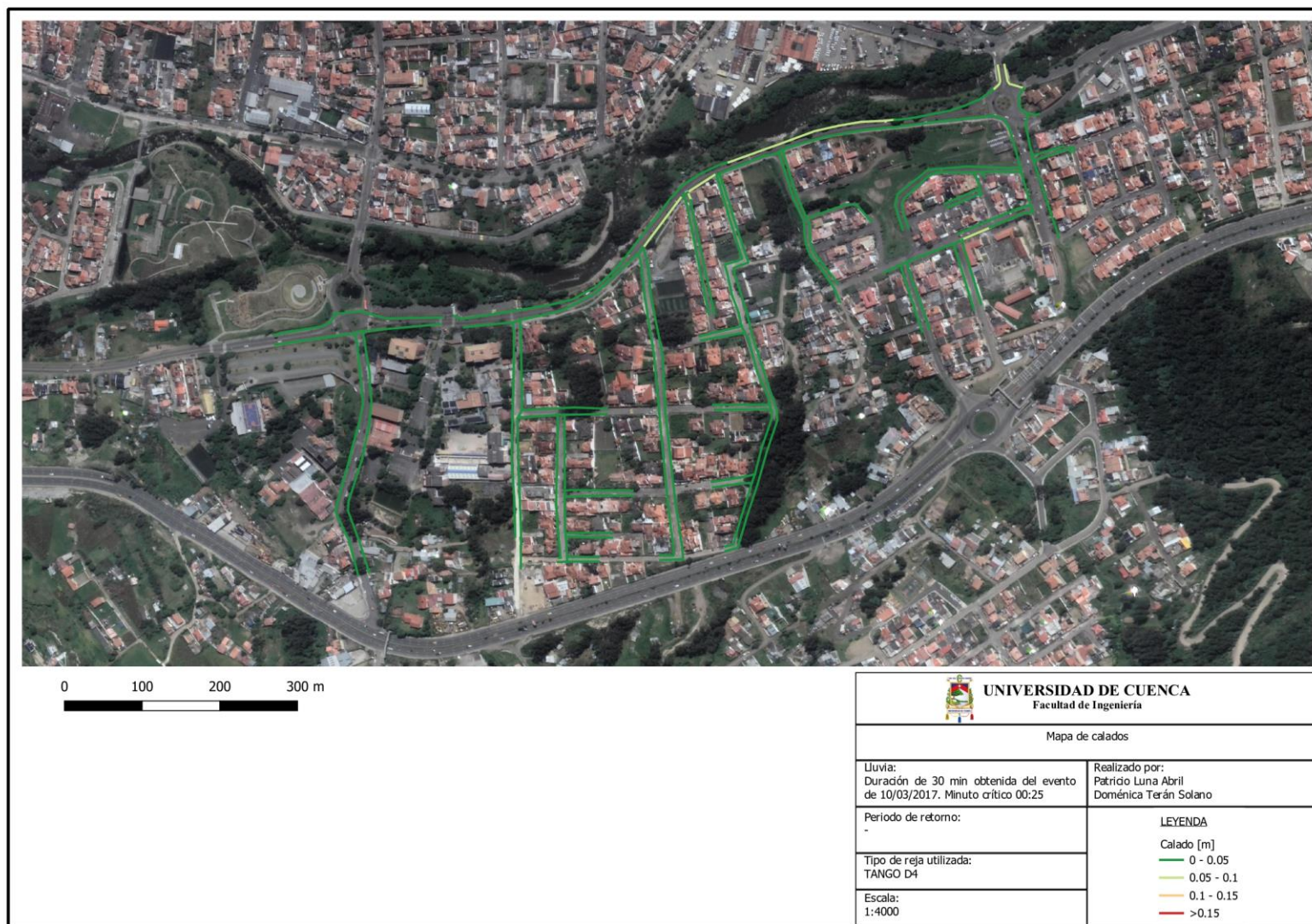
Apéndice D- 23. Mapa de nivel de riesgo según Martínez-Gomariz et al. (2016) - Simulación propuesta con datos de curvas IDF 1 hora



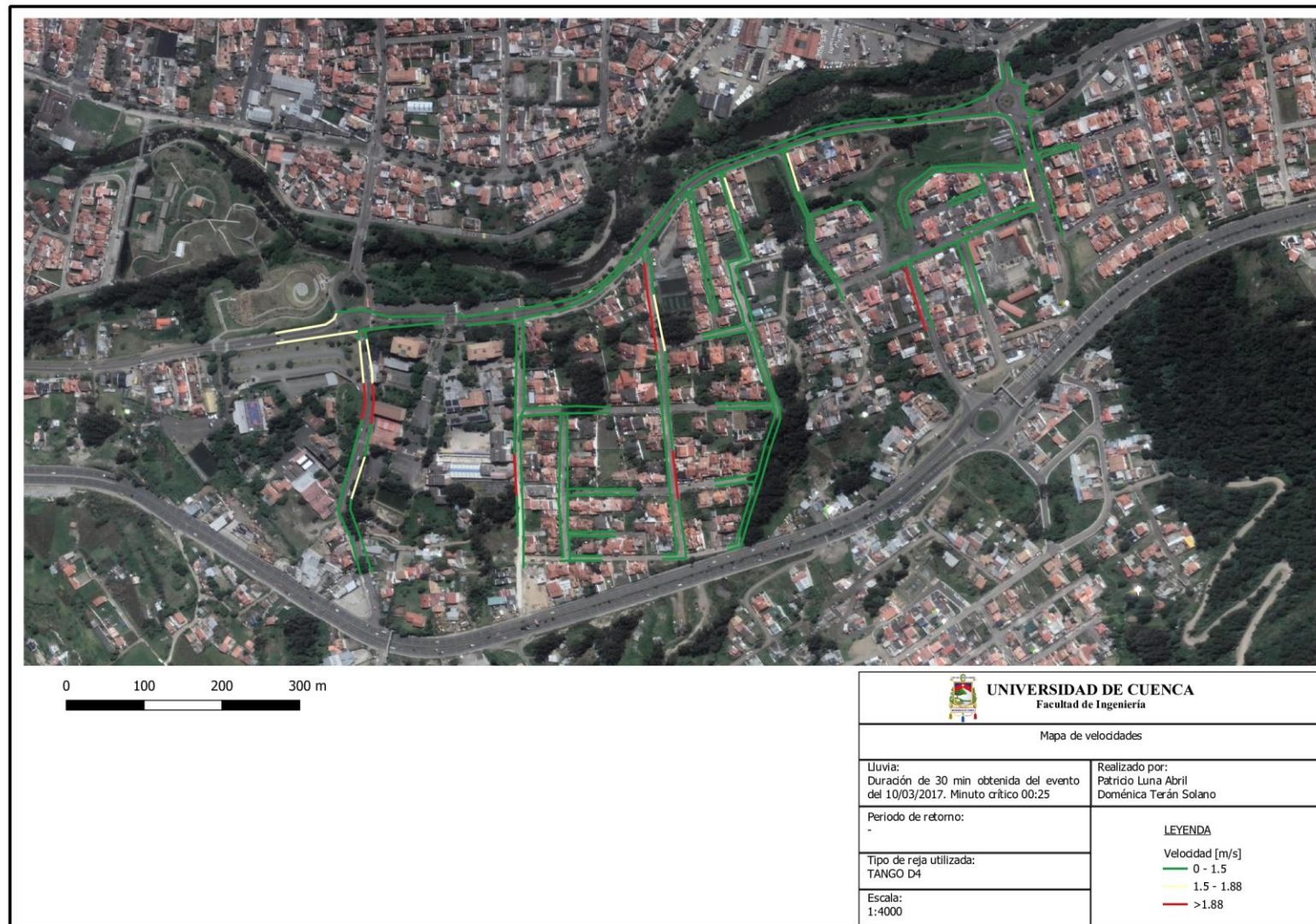
Apéndice D- 24. Mapa de nivel de riesgo según Evans (2017) - Simulación propuesta con datos de curvas IDF 1 hora



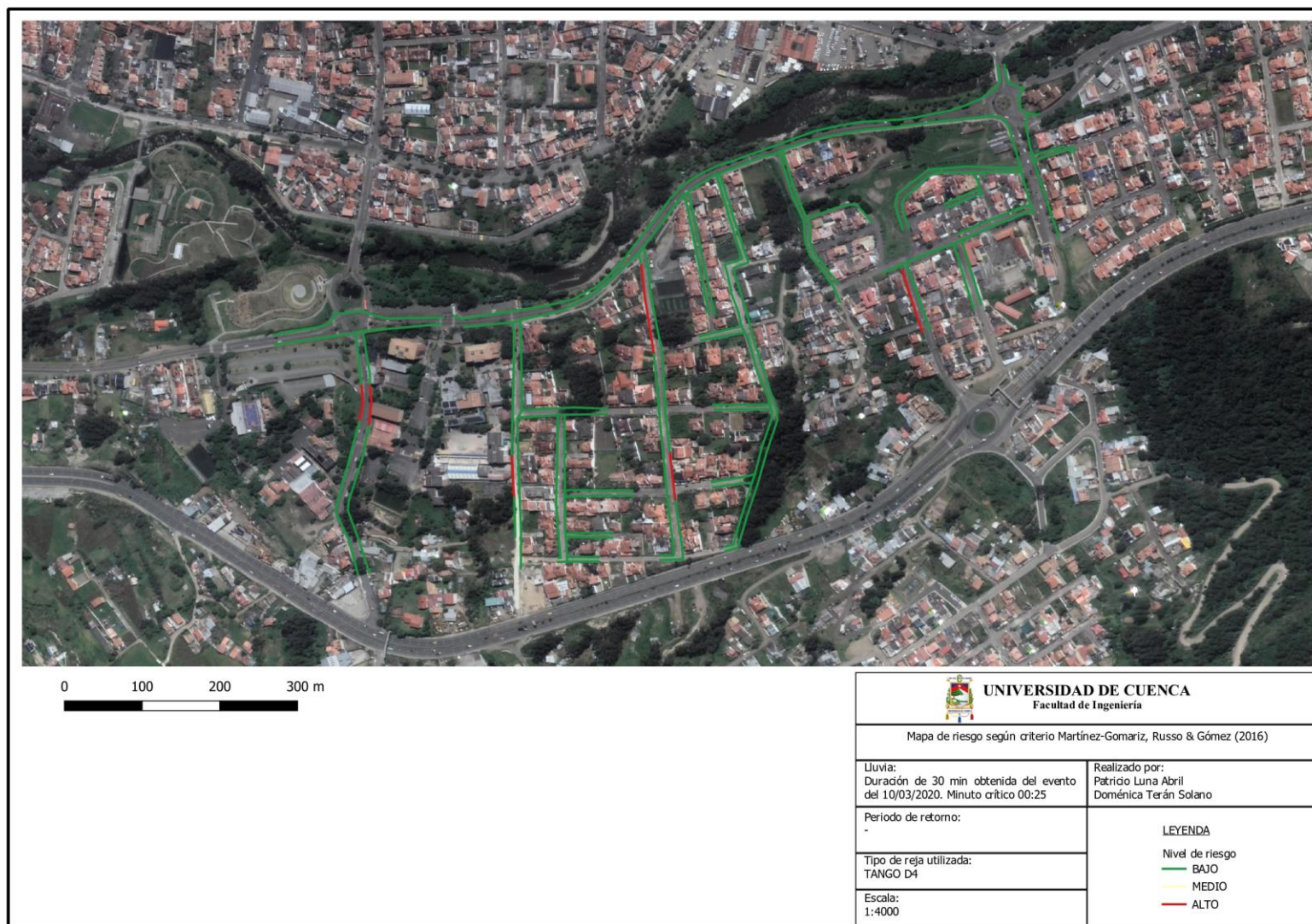
Apéndice D- 25. Mapa de nivel de riesgo según DEFRA (2006) - Simulación propuesta con datos de curvas IDF 1 hora



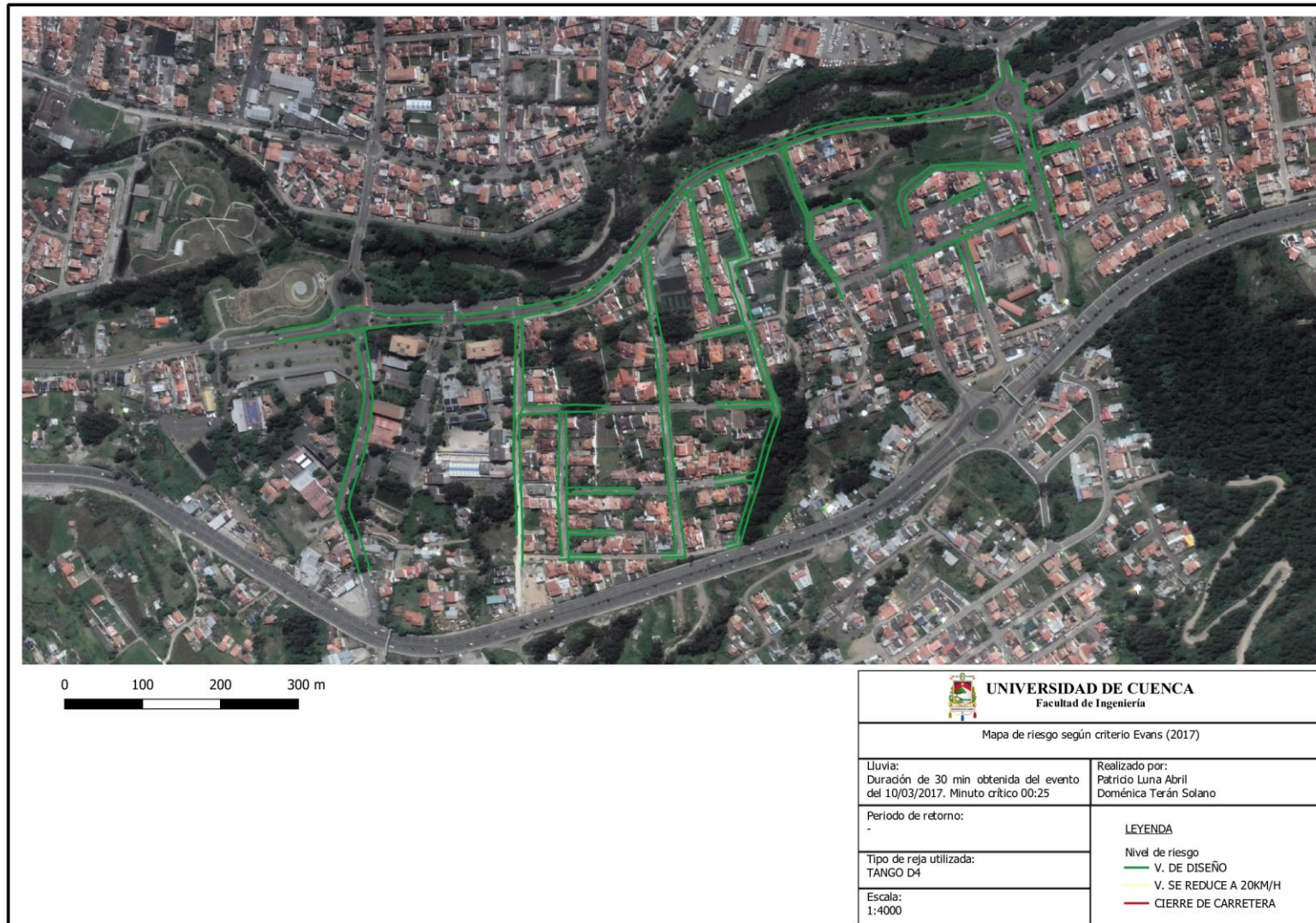
Apéndice D- 26. Mapa calados - Simulación propuesta con datos de curvas IDF 30 minutos



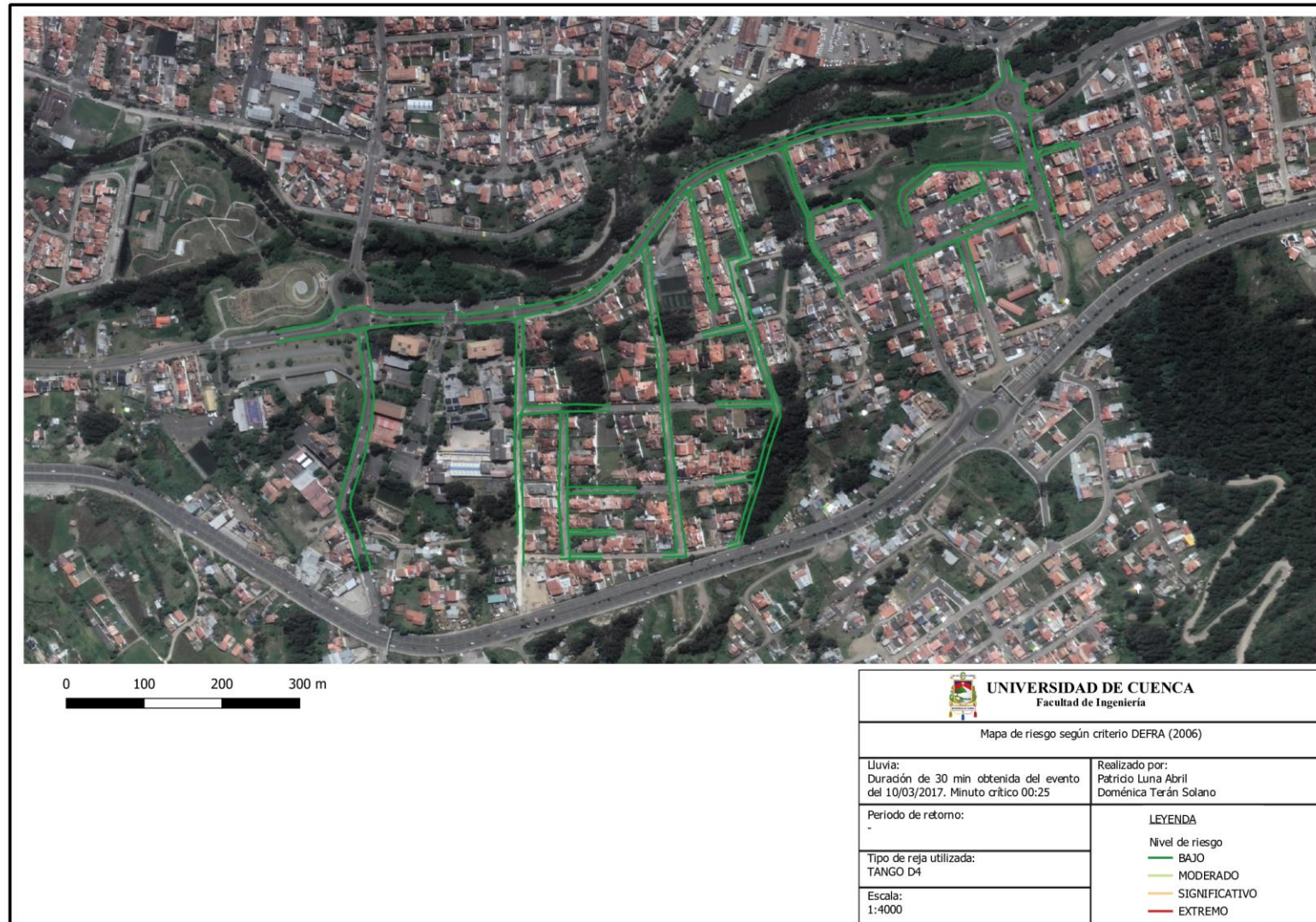
Apéndice D- 27. Mapa velocidades - Simulación propuesta con datos de curvas IDF 30 minutos



Apéndice D- 28. Mapa de nivel de riesgo según Martínez-Gomariz et al. (2016) - Simulación propuesta con datos de curvas IDF 30 minutos



Apéndice D- 29. Mapa de nivel de riesgo según Evans (2017) - Simulación propuesta con datos de curvas IDF 30 minutos



Apéndice D- 30. Mapa de nivel de riesgo según DEFRA (2006) - Simulación propuesta con datos de curvas IDF 30 minutos