Transformación Digital y Conocimiento /julio-diciembre 2026/ Vol. 4, - No. 2
**Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361**

# Eficiencia hidráulica y vulnerabilidad funcional de la red de alcantarillado pluvial en la zona urbana del Cantón Guamote, con alta pendiente y carga sedimentaria elevada

## *Self Regulated Learning in Children and Adolescents Hydraulic efficiency and functional vulnerability of the stormwater drainage network in the urban zone of canton Guamote, under steep-slope and high sediment-load conditions*

**RESUMEN**

La zona urbana del cantón Guamote (Chimborazo, Ecuador) elevadas, lluvias intensas y una red de alcantarillado pluvial de tubería PVC construida en 2017. Este estudio evalúa la eficiencia hidráulica y la vulnerabilidad funcional de esa red en cinco secciones de muestreo estratificadas por pendiente (una baja, dos medias y dos altas), con diámetros entre 350 y 1250 mm. Se reconstruyeron los caudales de diseño (Tr = 5 años) a partir de las hojas de cálculo del diseño 2016, se estimaron los de Tr = 10 años con un factor de crecimiento regional de 1.114 y se modeló la red de 104 tramos en EPA-SWMM con las áreas de aporte de las hojas de cálculo (verificadas con el GAD). Con Tr = 5 años, la relación Q/Qfull de las secciones osciló entre 0.43 y 0.83. Las hojas aplicaron intensidades distintas en los sectores Norte y Sur: la del Norte equivale a una intensidad diaria de 1.75 mm/h, coherente con las estaciones regionales (1.70 a 1.80 mm/h), y la del Sur a 0.44 mm/h, cuatro veces menor. Con la lluvia regional, el sector Norte no presentó inundación en Tr = 5 ni Tr = 10 años, mientras que el Sur inundó 15 y 17 nodos (2057 y 3156 m³); con un bloqueo sedimentario del 50 % el Norte pasó a 24 nodos inundados. La granulometría mostró arenas mal graduadas en cuatro secciones (d50 de 0.38 a 0.43 mm) y una arena bien graduada en la de menor pendiente (d50 de 1.26 mm). Con una gravedad específica de 2.65, el esfuerzo de corte de lecho de diseño superó el crítico en todas las secciones, pero en la de menor pendiente (6.5 Pa) solo 1.7 veces para la fracción gruesa (d84). El índice de vulnerabilidad funcional (IVF) preliminar clasificó esa sección como alta (0.74), tres secciones entre media y alta (0.42 a 0.50) y la de la Panamericana Sur como baja (0.10). Un modelo dinámico de colmatación (ecuación de Exner con transporte de Meyer-Peter y Müller) mostró que solo los tramos de pendiente menor de 1 % acumulan sedimento: en la sección de menor pendiente el bloqueo crece entre 0.04 % y 1.3 % del área por evento de diseño, según la concentración de aporte (250 a 1000 mg/L), y supera su valor crítico en menos de una temporada desde 500 mg/L. Con presupuestos por análisis de precios unitarios reajustados a 2026, la solución óptima fue la limpieza anual de pozos, sumideros y descargas con la corrección de la pendiente de esa sección (valor presente a 10 años de USD 152 599). Las lluvias diarias de 2026 de 50 mm o más no produjeron inundaciones observadas, lo que no basta para calibrar el modelo.

**PALABRAS CLAVE:** alcantarillado pluvial; vulnerabilidad funcional; sedimentación; autolimpieza; esfuerzo de corte de lecho; EPA-SWMM; Guamote.

**ABSTRACT**

The urban area of cantón Guamote (Chimborazo, Ecuador) combines steep slopes, intense rainfall and a PVC stormwater network built in 2017. This study assesses the hydraulic efficiency and functional vulnerability of that network at five sampling sections stratified by slope (one low, two medium and two high), with diameters from 350 to 1250 mm. Design flows (return period Tr = 5 years) were reconstructed from the 2016 design spreadsheets, Tr = 10 years flows were estimated with a regional growth factor of 1.114, and the 104-reach network was modelled in EPA-SWMM using the catchment areas of the design spreadsheets (confirmed with the municipal government). For Tr = 5 years the Q/Qfull ratio of the sections ranged from 0.43 to 0.83. The design spreadsheets applied different rainfall intensities in the North and South sectors: the North value is equivalent to a daily intensity of 1.75 mm/h, consistent with regional stations (1.70 to 1.80 mm/h), and the South value to 0.44 mm/h, four times lower. Under regional rainfall the North sector showed no flooding for Tr = 5 or 10 years, whereas the South flooded 15 and 17 nodes (2057 and 3156 m³); with 50% sediment blockage the North rose to 24 flooded nodes. Sediment was a poorly graded sand in four sections (d50 0.38 to 0.43 mm) and a well-graded sand in the lowest-slope section (d50 1.26 mm). With a specific gravity of 2.65, the design bed shear stress exceeded the critical value in all sections, but in the lowest-slope section (6.5 Pa) only 1.7 times for the coarse fraction (d84). The preliminary functional vulnerability index (IVF) ranked that section as high (0.74), three sections as medium to high (0.42 to 0.50) and the Panamericana Sur section as low (0.10). A dynamic siltation model (Exner equation with Meyer-Peter and Müller transport) showed that only reaches with slopes below 1% accumulate sediment: in the lowest-slope section blockage grows by 0.04% to 1.3% of the pipe area per design event, depending on the sediment supply (250 to 1000 mg/L), and exceeds its critical value within one season from 500 mg/L upward. With unit-price analyses updated to 2026, the optimal solution was annual cleaning of manholes, inlets and outfalls combined with a slope correction in that section (10-year present value of USD 152,599). Daily rainfall of 50 mm or more in 2026 caused no observed flooding, which is not enough to calibrate the model.

KEYWORDS: stormwater drainage; functional vulnerability; sedimentation; self-cleansing; bed shear stress; EPA-SWMM; Guamote

*TRANSFORMACIÓN DIGITAL Y CONOCIMIENTO*

*Recepción: 04/10 /2026*

*Aceptación: 18 /11/2026*

*Publicación: 31/12/2026*

*AUTOR/ES*

*Yautibug Bravo Miguel Ángel*
Castro Solórzano Fidel

*myautibug8646@uta.edu.ec*
*fidelcastro@uta.edu.ec*

*Universidad Técnica de Ambato*
Universidad Técnica de Ambato

*Ambato - Ecuador*

*CITACIÓN:*
*Yautibug, M. Castro, F.(2026). Eficiencia hidráulica y vulnerabilidad funcional de la red de alcantarillado pluvial en la zona urbana del Cantón Guamote, con alta pendiente y carga sedimentaria elevada* Revista InnovaSciT. *4 (2,). p. 1935 – 1971.*

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

## INTRODUCCIÓN

La zona urbana del cantón Guamote, en la Sierra Centro del Ecuador, enfrenta una combinación de topografía accidentada, lluvias de alta intensidad y un sistema de alcantarillado pluvial diseñado bajo criterios normativos hoy desactualizados. El resultado es visible en cada evento lluvioso de cierta magnitud: obstrucciones, sedimentación progresiva y puntos de inundación recurrentes.

La sedimentación es uno de los factores que más compromete la capacidad de conducción de estas redes. El bloqueo parcial por sedimentos y residuos sólidos puede elevar el volumen inundado hasta en un 105 % para períodos de retorno de apenas dos años (Olsson et al., 2025), mientras que el aumento de la impermeabilidad urbana incrementa la escorrentía de forma no lineal (Bibi et al., 2023). En Guamote, donde la pendiente alta acelera el arrastre de sedimentos y el mantenimiento de la red es escaso, ambos efectos se combinan con consecuencias que la población percibe de forma directa. La dinámica de los residuos y sedimentos urbanos ha sido señalada como un componente que debe incorporarse a la gestión de inundaciones (Franca et al., 2025), y su transporte dentro de colectores se ha abordado incluso con dinámica de fluidos computacional (Akabwai et al., 2026).

Herramientas como EPA-SWMM y HEC-RAS han demostrado su utilidad en cantones andinos con condiciones topográficas similares, permitiendo identificar tramos críticos y dimensionar propuestas de mejora con control de costos (Bermúdez Pacheco et al., 2022; Mendoza Cedeño et al., 2025; Anwer et al., 2024), así como identificar zonas de inundación en la sierra ecuatoriana (Vallejo-Vizhuete et al., 2024). A nivel de criterios de diseño, la literatura reciente cuestiona la suficiencia de la velocidad mínima convencional (0.75 m/s) como criterio de autolimpieza, y propone en su lugar el esfuerzo de corte de lecho y el número de Froude de partícula como indicadores más robustos frente a sedimentos cohesivos y no cohesivos (Bong, 2014; Kumar et al., 2024).

A partir de este panorama, el presente estudio evalúa la eficiencia hidráulica del sistema de alcantarillado pluvial de la zona urbana del cantón Guamote mediante modelación hidráulica computacional, con el propósito de proponer alternativas de mejora que reduzcan el riesgo de inundación y fortalezcan la resiliencia del cantón ante eventos de lluvia extrema.

Transformación Digital y Conocimiento /julio-diciembre 2026/ Vol. 4, - No. 2
Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

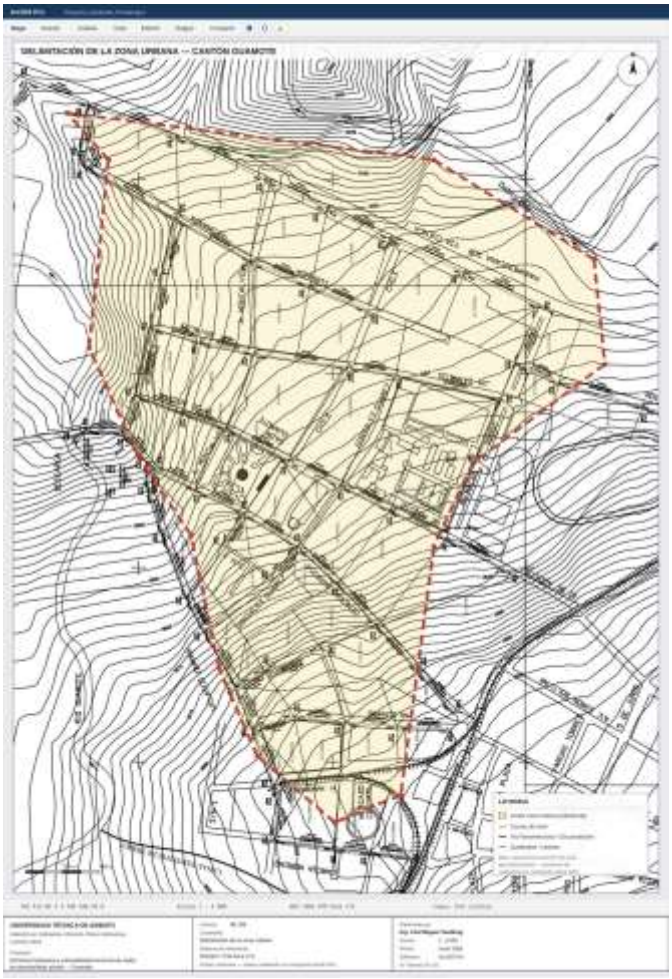
## MÉTODOS Y MATERIALES

### Área de estudio

La unidad de análisis es el sistema de alcantarillado pluvial de la zona urbana (cabecera cantonal) de Guamote, provincia de Chimborazo, con una extensión aproximada de 8 a 12 km de tuberías, pozos de revisión, sumideros y estructuras de descarga, según los planos disponibles en el GAD Municipal (Figura 1).

**Figura 1**.

*Delimitación de la zona urbana del cantón Guamote sobre la planimetría georreferenciada.*



### Tipo de investigación

El estudio es cuantitativo, aplicado y no experimental: se mide y modela el sistema existente, sin intervención artificial, combinando cuatro frentes de trabajo: revisión de los planos del proyecto e inspección de campo, ensayos de laboratorio para caracterizar sedimentos, análisis hidrológico para establecer los caudales de diseño, y modelación computacional con EPA-SWMM y HEC-RAS. Los resultados se contrastan con registros históricos de inundaciones del GAD Guamote y del SNGRE.

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

## Variables e indicadores

**Tabla 1.**

*Variables, indicadores e instrumentos del estudio*

| Variable | Indicadores clave | Instrumento |
|---|---|---|
| Eficiencia hidráulica | Q/Qfull; velocidad media (m/s); calado relativo (y/D) | EPA-SWMM; aforo en campo |
| Vulnerabilidad funcional | N.° de nodos inundados; volumen de desbordamiento ($m^3$) | EPA-SWMM; registros SNGRE |
| Carga sedimentaria | d50; Dgr; concentración volumétrica Cv | Muestreo y análisis granulométrico (ASTM) |
| Capacidad de autolimpieza | Número de Froude de partícula; esfuerzo de corte τo | Modelos empíricos; EPA-SWMM |
| Resiliencia del sistema | Reducción del volumen inundado (%); relación costo-beneficio | Comparación de escenarios pre/post |

## Recolección de información

Fase 1. Revisión de los planos de planimetría y de perfil del proyecto 2016 (diámetros, materiales, cotas y pendientes de la red) e inspección de campo del estado de las tuberías, los pozos y los sumideros; consulta al GAD Municipal sobre las áreas de aporte y el historial de inundaciones.

Fase 2. Obtención de series pluviométricas de al menos 30 años de las estaciones INAMHI de Guamote y Alausí, para la construcción de curvas IDF propias (Gumbel, Log-Pearson III) e hietogramas de diseño (método SCS, Normas EMAAP-Q, 2009) para Tr = 5, 10, 25 y 50 años. Mientras se completa este ajuste estadístico propio, se emplea como referencia preliminar la ecuación IDF de zona 33 (INAMHI, Estudio de Lluvias Intensas, 1999) ya utilizada en el diseño 2016 de la red vigente, complementada con un factor de crecimiento regional obtenido de estaciones pluviométricas cercanas (San Simón, San Pablo de Atenas) para estimar caudales en Tr = 10 años.

Fase 3. Muestreo de sedimentos en 5 tramos seleccionados por muestreo probabilístico estratificado según pendiente (baja: 0 a 2 %; media: 2 a 5 %; alta: > 5 %), topografía y características de tubería (diámetro, material, estado). Procesamiento en laboratorio mediante tamizado ASTM D422, peso específico y clasificación SUCS, para obtener d50, d84, Dgr y Cv.

Fase 4. Precipitación reciente. Para contrastar el comportamiento observado de la red con la lluvia, se descargaron del proyecto NASA POWER las series diarias de 2026 (1 de enero a 30 de octubre, en UTC) para el punto de coordenadas −1.935° de latitud y −78.7115° de longitud: la precipitación del producto satelital IMERG (resolución aproximada de 10 km) y la del reanálisis MERRA-2 corregido (aproximadamente 50 km). Son estimaciones y no mediciones en el sitio. Además, el autor registró la precipitación diaria con un pluviómetro

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

artesanal (botella plástica de paredes rectas con escala en milímetros) del 31 de octubre al 2 de noviembre de 2026, y documentó con fotografías el estado de pozos de revisión y de la estructura de descarga.

**Procesamiento y análisis estadístico**

Modelación con EPA-SWMM: construcción del modelo digital de la red con parámetros de subcuencas, canales y condiciones de borde; calibración con un evento de lluvia registrado y validación con un segundo evento independiente; simulación de cuatro escenarios de lluvia de diseño combinados con tres grados de bloqueo sedimentario (25 %, 50 % y 75 % de la sección transversal). Estos grados de bloqueo se emplearon como escenarios estáticos de sensibilidad; la evolución del bloqueo durante los eventos de lluvia se estimó con el modelo dinámico que se describe a continuación.

Modelación dinámica de la colmatación. Para sustituir el bloqueo fijo por una variable que evoluciona con la lluvia, se planteó un balance de sedimentos no permanente por tramo, con la misma estructura que el módulo de transporte cuasi no permanente de HEC-RAS: una serie de caudales, una función de capacidad de transporte y la ecuación de continuidad del lecho de Exner (1925). El volumen depositado en el tramo (Vd) cambia en cada paso de tiempo según $dVd/dt = (Qs,in - Qs,cap)/(1 - p)$, donde Qs,in es el aporte de arena desde aguas arriba, Qs,cap la capacidad de arrastre y $p = 0.40$ la porosidad del depósito; el depósito solo se erosiona cuando existe material acumulado. El bloqueo se expresa como $B = Vd/(L \cdot Afull)$, con L la longitud del tramo y Afull el área de la tubería. La capacidad se calculó con la fórmula de Meyer-Peter y Müller (1948), $qs = 8 \cdot (\theta - 0.047)^{1.5} \cdot \sqrt{((Gs - 1) \cdot g \cdot d^3)}$, multiplicada por el ancho del lecho, igual a la cuerda del depósito y con un mínimo igual a la cuerda a 5 % del diámetro. El sedimento se representó con dos clases, 84 % con el d50 y 16 % con el d84 de cada sección (Tabla 7). En cada paso se resolvió el tirante normal de Manning ($n = 0.011$) en la sección circular ocupada por un depósito de fondo plano, y el esfuerzo de lecho se calculó como $\tau = \gamma \cdot R \cdot J$, o como $\gamma \cdot R \cdot Sf$ cuando el caudal superaba la capacidad de la sección libre. El paso de cálculo fue de 10 s.

Cada evento se representó con el hietograma de bloques alternos de 60 min de la ecuación IDF de zona 33 ($Id = 1.75$ mm/h), trasladado con una media móvil de 12 min como en EPA-SWMM y escalado al caudal de diseño de cada tramo con un factor $f = P/42$, donde P es la lluvia diaria del evento y 42 mm la lluvia diaria equivalente a Id para Tr = 5 años. La temporada de lluvia se construyó con la serie IMERG de 2026 (1 de enero a 14 de septiembre, 1168 mm): 2 eventos de 53 mm ($f = 1.26$), 6 de 36 mm ($f = 0.86$), 10 de 25 mm ($f = 0.60$) y 75 de 8 mm ($f = 0.19$), número este último que completa el total acumulado, y se repitió durante 10 años. Como el informe de laboratorio no incluye la concentración de sedimento transportado (apartado 3.3), el aporte se trató como escenario, con concentraciones de arena de 250, 500 y 1000 mg/L. El modelo se aplicó a las cinco secciones y, con la granulometría de

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

S1 (la más gruesa), a los 104 tramos del diseño 2016. Para la cámara desarenadora de la alternativa D (apartado 3.6) se usó una eficiencia de retención ideal $\eta = \min(1, w_s \cdot A_s/Q)$, con la velocidad de caída $w_s$ de Ferguson y Church (2004) y el área en planta $A_s$ de la cámara.

Se optó por esta formulación porque HEC-RAS incorpora las redes de tuberías como componente en fase beta desde la versión 6.6, resueltas en una dimensión, mientras que su transporte de sedimentos 2D opera sobre las mallas de superficie, y no se identificó documentación que habilite el transporte de sedimentos dentro de los conductos (USACE-HEC, 2024). El cálculo se programó en Python y se verificó con los valores ya reportados: reproduce la capacidad a tubo lleno de la Tabla 5, el esfuerzo de lecho de la Tabla 8 y la fracción de bloqueo crítica (Bc) de la Tabla 14.

Evaluación económica de alternativas. Los costos se estimaron con los análisis de precios unitarios (APU) del Plan Maestro (GADMCG, 2016): el presupuesto del alcantarillado pluvial de junio de 2016, con 20 % de costos indirectos y sin IVA, y los rubros de limpieza de pozos (USD 18,70 por unidad) y de redes (USD 6,40 por metro) de su alternativa 1. Para la limpieza de la cámara desarenadora, que no tiene rubro en el Plan Maestro, se elaboró un APU con la cuadrilla y los jornales de 2016 y un rendimiento supuesto de 0.5 $m^3/h$. Las cantidades de obra se obtuvieron de las longitudes y cotas de las hojas de cálculo, con un ancho de zanja de D + 0.60 m. Los precios se actualizaron a septiembre de 2026 con la fórmula polinómica de reajuste del proyecto, los índices del INEC (2026) y el salario básico unificado de 2026 (USD 482; Ministerio del Trabajo, 2025), lo que dio un factor de 1.128. Cada combinación de alternativas se evaluó por su valor presente (VP) a 10 años con una tasa de descuento de 12 %, y su beneficio se midió como la reducción de la suma del IVF de las cinco secciones respecto de la situación actual, con un IVF dinámico en el que la capacidad y la resiliencia al bloqueo se calculan con el bloqueo medio que entrega el modelo de colmatación. La solución óptima se definió como la de menor VP que deja todas las secciones con IVF menor de 0.50 (vulnerabilidad media o baja), y se calculó además la relación costo-efectividad (USD por unidad de reducción del IVF).

Análisis de eficiencia hidráulica: cálculo por tramo de Q/Qfull, v/vfull y y/D. Como filtro preliminar de tamizado, se clasifican como deficientes los tramos con Q/Qfull > 1 o velocidad inferior a 0.6 m/s, representados en mapas temáticos SIG; este criterio de velocidad se emplea únicamente como primer barrido exploratorio, dado el volumen de tramos a revisar, mientras que la evaluación definitiva de la condición de autolimpieza en las 5 secciones de muestreo se realiza mediante el esfuerzo de corte de lecho y el número de Froude de partícula (apartado 3.4), consistente con el marco teórico adoptado en la Introducción (Bong, 2014; Kumar et al., 2024).

Análisis de vulnerabilidad funcional: cuantificación de nodos inundados, volumen de desbordamiento y tiempo de recuperación por escenario, y construcción del índice de

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

vulnerabilidad funcional (IVF) de cada tramo.

Análisis estadístico: comparación de escenarios mediante ANOVA y evaluación del desempeño del modelo mediante el coeficiente de eficiencia de Nash-Sutcliffe (NSE).

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

Esta sección presenta los resultados del estudio en dos niveles. Primero, se sistematiza la información secundaria disponible sobre la red de alcantarillado pluvial de la zona urbana del cantón Guamote, proveniente de la Memoria Técnica del Plan Maestro de Agua Potable, Alcantarillado Sanitario y Pluvial de la cabecera cantonal (GADMCG, 2016), que constituye la línea base documental más completa del sistema y sustenta el diagnóstico, así como parte de los parámetros hidrológicos normativos. Segundo, se reportan los resultados que dependen directamente del levantamiento de campo, la caracterización sedimentológica y la modelación hidráulica propias de esta investigación.

### Diagnóstico del estado actual de la red

La red de alcantarillado pluvial que opera actualmente en la cabecera cantonal de Guamote fue construida en 2017, en ejecución del Plan Maestro de Agua Potable, Alcantarillado Sanitario y Pluvial de la cabecera cantonal (GADMCG, 2016). El sistema previo, que este plan reemplazó, había sido construido más de tres décadas atrás por el entonces Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias (IEOS), sin proyección técnica a futuro y por tramos ejecutados según necesidades puntuales de cada barrio. El catastro de ese sistema previo, documentado en la Memoria Técnica del Plan Maestro, registró una cobertura de apenas el 40 % del área urbana consolidada mediante 16 ramales que sumaban 4250 metros de tubería de hormigón simple (200 a 1000 mm de diámetro), 320 pozos de revisión y 206 sumideros, y fue precisamente el diagnóstico que sustentó la decisión de reemplazo integral en 2017.

El sistema construido en 2017, actualmente en operación, consiste en dos redes independientes de tubería PVC (sectores Norte y Sur) que suman 10 358 metros, con diámetros entre 250 y 1250 mm, según el diseño detallado en el apartado 3.2. A la fecha de este estudio (2026), la red tiene por tanto alrededor de 9 años de antigüedad. No existe un catastro o diagnóstico funcional posterior a su construcción, por lo que el levantamiento de campo de las 5 secciones de muestreo de este estudio constituye la primera evaluación funcional documentada del sistema PVC desde su puesta en operación.

Esta distinción es relevante para el enfoque del estudio: no se trata de diagnosticar el deterioro acumulado de una infraestructura antigua, sino de establecer si un sistema técnicamente diseñado y relativamente reciente presenta ya señales de vulnerabilidad funcional (colmatación, reducción de capacidad, pérdida de funcionalidad en sumideros) a menos de una década de construido, en un contexto de pendiente alta y carga sedimentaria elevada. El catastro de 2016 del sistema antiguo (Tabla 2) se conserva como antecedente que documenta el problema que motivó el reemplazo, y como referencia del tipo de deterioro

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

funcional (pozos estructuralmente en buen estado, pero con sumideros mayoritariamente inoperantes por sedimento) que este estudio busca verificar si ya se está reproduciendo en la red nueva.

**Tabla 2.**

*Catastro 2016 del sistema de hormigón previo (reemplazado en 2017)*

| Componente | Valor catastrado 2016 | Observación |
|---|---|---|
| Cobertura del servicio | ≈ 40 % del área urbana | GADMCG (2016) |
| Ramales catastrados | 16 | Colector pluvial de hormigón |
| Longitud de red catastrada | 4250 m | Tubería de hormigón simple (HS) |
| Rango de diámetros | 200 a 1000 mm | Sección circular |
| Pozos: estado bueno | 210 (65.6 %) | Integridad estructural |
| Pozos: estado regular | 88 (27.5 %) | |
| Pozos: estado malo | 13 (4.1 %) | |
| Pozos: sin dato | 9 (2.8 %) | |
| Sumideros y rejillas catastrados | 206 unidades | 53.9 % no funcionaba pese a conservar rejilla |
| Antigüedad al momento del catastro | > 35 años | Construido por el IEOS |
| Puntos de descarga | 2 (río Guamote y río Chipo) | Sin tratamiento previo |

*Nota:* los valores corresponden al catastro documental de 2016 del sistema de hormigón previo y se presentan como antecedente que motivó el rediseño, no como condición actual de la red. Fuente: GADMCG (2016).

El catastro funcional detallado del sistema previo (Resumen de Catastros de Pozos y Sumideros, GADMCG, 2016) permite ir más allá del estado estructural. De los 320 pozos, el 45.0 % carecía de enlucido interior y el 35.3 % no disponía de escalera de acceso para inspección y mantenimiento. Más relevante para el enfoque de este estudio es el catastro de los 206 sumideros: solo el 46.0 % fue reportado como funcional al momento del levantamiento, mientras que el 53.9 % no funcionaba, a pesar de que el 89.8 % conservaba su rejilla y el 100 % conservaba la ceja de protección. Es decir, en el sistema antiguo la mayor parte de la infraestructura de captación superficial estaba físicamente presente pero funcionalmente inoperante por colmatación, y no por ausencia o colapso estructural de sus componentes. Verificar si este mismo patrón de falla funcional temprana se repite en la red PVC de 2017 es uno de los aportes centrales que las 5 secciones de muestreo de este estudio deben documentar. Una característica crítica del sistema, tanto en su configuración previa como en la actualmente construida, y directamente relevante para la vulnerabilidad funcional que aborda este estudio, es su condición de red combinada de facto: aunque el diseño contempla sistemas sanitario y pluvial separados, las conexiones domiciliarias no calificadas derivan en que ambos

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

subsistemas se mezclen en la práctica, incrementando el caudal circulante por las tuberías pluviales con aguas residuales y agravando el arrastre de sólidos y sedimentos hacia los puntos de descarga, ubicados en el río Guamote (intersección de las calles General Barriga y Rumiñahui) y en el río Chipo (cercano a la laguna de estabilización). Esta mezcla de flujos, sumada a la ausencia conocida de un programa de operación y mantenimiento, constituye el punto de partida para la evaluación de vulnerabilidad funcional que se desarrolla en el apartado 3.5.

**Parámetros hidrológicos y caudales de diseño**

Los parámetros hidrológicos normativos disponibles para la zona urbana de Guamote provienen de las curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF) del INAMHI correspondientes a la zona 33, empleadas en el diseño del Plan Maestro de 2016 y que constituyen la referencia oficial vigente para la cuenca. Para duraciones entre 5 y 23 minutos, la intensidad máxima se obtiene mediante la expresión I_TR = 170.39 · Id_TR · t^(-0.5052), mientras que para duraciones entre 23 y 1440 minutos se aplica I_TR = 515.76 · Id_TR · t^(-0.8694), donde I_TR es la intensidad máxima en mm/h para un período de retorno dado, Id_TR es la intensidad diaria correspondiente y t es la duración de la lluvia en minutos. El período de retorno de diseño adoptado en los estudios previos es de 5 años, con un tiempo de concentración de referencia de 12 minutos. La Memoria Técnica reporta un coeficiente de escorrentía ponderado de 0.40 calculado sobre un área de referencia de 60 ha (Tabla 3), pero las hojas de cálculo de los tramos aplican coeficientes de 0.80 en el sector Norte y de 0.55 en el sector Sur.

Para el cálculo de caudales, el método racional (Q = C·I·A / 0.36) constituye el procedimiento normativo de referencia, y los coeficientes de rugosidad de Manning adoptados en el diseño original son 0.015 para colectores de hormigón y 0.011 para tubería de PVC, valor consignado en las hojas de cálculo con el que se obtuvieron los Qfull de la Tabla 5 y que se adopta también en la modelación de este estudio. Los caudales de diseño de las 5 secciones de muestreo se reportan más adelante (Tabla 5) tal como fueron calculados en el diseño 2016; las áreas de aporte se verificaron con los planos del proyecto, como se describe más adelante, y el coeficiente de escorrentía se discute más adelante según el uso de suelo residencial de la zona.

El coeficiente de escorrentía ponderado de 0.40 reportado en la Memoria Técnica de 2016 se calculó sobre un área de referencia de 60 ha, combinando la fracción cubierta y de jardines de las viviendas con el tipo de superficie vial (pavimentada, lastrada o empedrada) y el terreno sin ocupar, como se resume en la Tabla 3. Este desglose por tipo de cobertura constituye el marco de referencia para recalcular el coeficiente ponderado en las áreas de aporte específicas de las 5 secciones de muestreo, en función del uso de suelo actual verificado en campo.

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

**Tabla 3.**

*Coeficiente de escorrentía ponderado reportado en la Memoria Técnica 2016*

| Zona | Área (ha) | C | A×C |
|---|---|---|---|
| Vivienda, 40 % cubierta | 7.60 | 0.90 | 6.84 |
| Vivienda, 60 % jardines | 11.40 | 0.25 | 2.85 |
| Calles pavimentadas | 3.00 | 0.85 | 2.55 |
| Calles lastradas | 10.00 | 0.40 | 4.00 |
| Calles empedradas | 18.00 | 0.30 | 5.40 |
| Terreno sin ocupar | 10.00 | 0.25 | 2.50 |
| Total / C ponderado | 60.00 | - | 0.40 |

*Nota:* GADMCG (2016).

Como referencia empírica adicional, las hojas de cálculo hidráulico del diseño 2016 (GADMCG) para los sectores Norte y Sur permiten caracterizar 104 tramos de tubería con sus respectivos caudales de diseño, diámetros, pendientes y velocidades. La Tabla 4 resume los estadísticos descriptivos de estos 104 tramos, que constituyen el universo de comparación disponible más completo para contrastar los resultados de las 5 secciones de muestreo de este estudio.

**Tabla 4.**

*Estadísticos descriptivos de los 104 tramos del diseño 2016*

| Variable | Mínimo | Máximo | Media (n = 104) |
|---|---|---|---|
| Diámetro D (mm) | 250 | 1250 | 565 |
| Pendiente J (‰) | 0.5 | 154.6 | 47.5 |
| Caudal de diseño Qp (l/s) | 1.9 | 2878.3 | 634.6 |
| Capacidad a tubo lleno Qfull (l/s) | 71.3 | 14 292.9 | 1935.8 |

Actualización de las áreas de aporte. Las áreas de aporte se verificaron con los planos de planimetría del proyecto 2016, cuya capa de áreas de aporte pluvial contiene 63 polígonos en el sector Norte y 94 en el Sur con su área rotulada. La suma geométrica de los polígonos (23.25 ha en el Norte y 95.12 ha en el Sur) coincide con el área consignada en el encabezado de las hojas de cálculo (23.29 y 96.00 ha), y el área rotulada de cada polígono coincide con su área geométrica (relación entre 0.996 y 1.011), salvo un rótulo del Sur con error de digitación (256 en lugar de 0.256 ha). En cambio, la suma de las áreas parciales que figuran en las filas de las hojas es de 14.89 ha en el Norte y 71.59 ha en el Sur, y las áreas acumuladas implican aportes totales de 25.31 y 147.53 ha, es decir, 9 % y 55 % más que el área del plano. La diferencia del

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

Sur se debe sobre todo a un aporte de 66.2 ha que las hojas incorporan en el pozo PP42 (calle 5 de Junio), sin que el plano contenga un polígono equivalente; el GAD Municipal confirmó que ese aporte de 66.2 ha en PP42 es correcto, y también confirmó las áreas de aporte de las hojas, incluida la diferencia de 9 % del Norte respecto del plano. Por ello, para la modelación se adoptaron las áreas acumuladas de las hojas, que representan la cuenca aportante real, y el total de los planos se empleó como escenario de comparación, con la distribución de las hojas escalada en cada sector (factores de 0.919 en el Norte y 0.645 en el Sur). La asignación automática de cada polígono al tramo más cercano no reproduce la distribución de las hojas (por ejemplo, deja la Panamericana prácticamente sin aporte) y por ello no se adoptó. El uso de suelo de la zona urbana es residencial, lo que es consistente con el coeficiente ponderado de 0.40 de la Memoria Técnica (viviendas con jardín y calles de distinto tipo) y menor que los 0.80 y 0.55 de las hojas, de modo que la modelación presenta los resultados con ambos valores. A partir de las calles límite de la zona de estudio confirmadas por el autor (García Moreno, Velasco Ibarra, Rumiñahui, Panamericana Sur vía a Cuenca y Av. Macas), se identificaron en las hojas de cálculo hidráulico del diseño 2016 los tramos representativos correspondientes a las 5 secciones de muestreo. La selección se ajustó para cubrir las tres categorías de pendiente definidas en la metodología (baja: 0 a 2 %; media: 2 a 5 %; alta: > 5 %): dado que la calle García Moreno atraviesa tanto el sector Norte (pendiente media) como el sector Sur (pendiente baja, cerca de la descarga), se tomó el tramo del sector Sur (pozo PP31) como sección S1, ya que ningún otro tramo de las calles límite confirmadas cae en el rango de pendiente baja. Con esto, las 5 secciones quedan estratificadas en 1 de pendiente baja, 2 de pendiente media y 2 de pendiente alta. En cuanto al material, las 5 secciones corresponden a tubería PVC, dado que la totalidad de la red vigente (construida en 2017) es de este material; no se dispone de tramos de hormigón del sistema previo que sigan en servicio, por lo que la estratificación por material definida en la metodología (apartado 2.4) no pudo aplicarse como variable independiente y queda documentada aquí como limitación. La Tabla 5 presenta el caudal de diseño para un período de retorno de 5 años (Tr = 5 años), tal como fue calculado en el diseño original.

**Tabla 5.**

*Secciones de muestreo y caudal de diseño del proyecto 2016 (Tr = 5 años)*

| Sección | Calle | Pozo | D (mm) | J (‰) | Categoría de pendiente | Q (l/s) | Qfull (l/s) | Q/Qfull | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| S1 | García Moreno | PP31 | 1250 | 1.8 | Baja (0.18 %) | 1734.2 | 2179.7 | 0.796 | 0.654 |
| S2 | Velasco Ibarra | PP106 | 400 | 70.0 | Alta (7.00 %) | 492.2 | 651.2 | 0.756 | 0.569 |
| S3 | Rumiñahui | PP132 | 600 | 26.8 | Media (2.68 %) | 963.2 | 1187.9 | 0.811 | 0.498 |
| S4 | Panamericana Sur (vía Cuenca) | PP166 | 700 | 73.8 | Alta (7.38 %) | 1277.7 | 2973.6 | 0.430 | 0.576 |

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

| Sección | Calle | Pozo | D (mm) | J (‰) | Categoría de pendiente | Q (l/s) | Qfull (l/s) | Q/Qfull | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| S5 | Av. Macas | PP153 | 350 | 39.8 | Media (3.98 %) | 284.6 | 343.9 | 0.828 | 0.569 |

Fuente: hojas de cálculo hidráulico del diseño 2016 (GADMCG).

Como verificación metodológica, se contrastaron los parámetros de intensidad que traen las hojas de cálculo del diseño 2016 con la ecuación de zona 33 (INAMHI, 1999). Las hojas aplican a todos los tramos la forma I = 170.39 · t^(-0.4279) · Id, con Id = 4 en el sector Norte e Id = 1 en el sector Sur, y expresan el resultado directamente en l/s/ha (para t = 12 min: 235.4 l/s/ha en el Norte y 58.8 l/s/ha en el Sur, es decir, 84.7 y 21.2 mm/h). El exponente −0.4279 difiere del −0.5052 de la ecuación INAMHI confirmada para duraciones de 5 a 23 minutos. Evaluadas con la ecuación INAMHI y expresadas en mm/h, esas intensidades equivalen a una intensidad diaria Id(5) ≈ 1.75 mm/h en el sector Norte y ≈ 0.44 mm/h en el sector Sur. El valor del Norte coincide con el regional de las estaciones San Simón (1.80 mm/h) y San Pablo de Atenas (1.70 mm/h), mientras que el del Sur es cerca de cuatro veces menor. Es decir, el diseño 2016 no aplicó una misma intensidad de lluvia en toda la red, y la del sector Sur es notablemente inferior a la regional. Para los cálculos propios de este estudio se adopta el exponente −0.5052 de la ecuación INAMHI y una intensidad diaria regional de 1.75 mm/h para Tr = 5 años y 1.95 mm/h para Tr = 10 años, promedios de las estaciones San Simón y San Pablo de Atenas. Este hallazgo se evalúa con el modelo en el apartado 3.4 y se retoma en la Discusión.

Para estimar el caudal de diseño en Tr = 10 años, se aplicó un factor de crecimiento regional calculado a partir de dos estaciones pluviométricas cercanas con información tabulada por período de retorno (INAMHI, Estudio de Lluvias Intensas, 1999): San Simón (Id_Tr=5 = 1.80 mm/h, Id_Tr=10 = 2.00 mm/h; factor 1.111) y San Pablo de Atenas (Id_Tr=5 = 1.70 mm/h, Id_Tr=10 = 1.90 mm/h; factor 1.118). La consistencia entre ambos factores (promedio 1.1144) permite aplicarlo sobre los caudales de Tr = 5 años ya reportados, dado que el caudal es proporcional a la intensidad para una misma área de aporte y coeficiente de escorrentía.

**Tabla 6.**

*Caudales de diseño estimados para Tr = 10 años*

| Calle | Q Tr = 5 (l/s) | Q Tr = 10 estimado (l/s) | Qfull (l/s) | Q/Qfull (Tr = 10) |
|---|---|---|---|---|
| García Moreno | 1734.2 | 1932.6 | 2179.7 | 0.887 |
| Velasco Ibarra | 492.2 | 548.5 | 651.2 | 0.842 |
| Rumiñahui | 963.2 | 1073.5 | 1187.9 | 0.904 |

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

| Calle | Q Tr = 5 (l/s) | Q Tr = 10 estimado (l/s) | Qfull (l/s) | Q/Qfull (Tr = 10) |
|---|---|---|---|---|
| Panamericana Sur | 1277.7 | 1423.9 | 2973.6 | 0.479 |
| Av. Macas | 284.6 | 317.2 | 343.9 | 0.922 |

*Nota:* con Tr = 10 años, las secciones de Rumiñahui y Av. Macas superan el 0.90 de utilización de su capacidad a tubo lleno, un antecedente relevante para el análisis de vulnerabilidad funcional del apartado 3.5.

Limitación metodológica: el valor del mapa de isolíneas de intensidad diaria del INAMHI (Estudio de Lluvias Intensas, 1999, Mapa N.° 3, Tr = 10 años) en la zona de Guamote (≈ 2.0 mm/h) es consistente con las estaciones San Simón y San Pablo de Atenas y con la intensidad equivalente del sector Norte del diseño 2016, pero no con la del sector Sur (≈ 0.44 mm/h). Para reportar la capacidad instalada se mantuvieron los valores del diseño 2016 tal como se usaron para dimensionar y construir la red vigente (Tablas 5 y 6), y el desempeño de la red frente a la lluvia regional se evaluó como un escenario independiente con el modelo (apartado 3.4). La lectura del mapa de isolíneas proviene de una imagen de baja resolución, por lo que el valor regional adoptado se apoya en las estaciones tabuladas.

**Caracterización de la carga sedimentaria**

Se tomó una muestra del sedimento depositado en el fondo del pozo de revisión de cada una de las 5 secciones de muestreo (PP31, PP106, PP132, PP166 y PP153), y se analizó granulométricamente por tamizado en el laboratorio (Informe N.° 032-G-2026, 22 de octubre de 2026). La Tabla 7 resume los diámetros característicos y los coeficientes de uniformidad (Cu) y curvatura (Cc) reportados, junto con el contenido de finos.

**Tabla 7.**

*Caracterización granulométrica del sedimento de fondo de pozo*

| Sección | Ubicación / pendiente | D (mm) | d50 (mm) | d84 (mm)* | Cu | Cc | Finos (%) | Clasificación SUCS† |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| S1 (PP31) | García Moreno Sur, 1.8 ‰ (baja) | 1250 | 1.258 | 4.47 | 11.21 | 1.04 | 0.00 | SW, arena bien graduada |
| S2 (PP106) | Velasco Ibarra, 70.0 ‰ (alta) | 400 | 0.376 | 2.90 | 5.53 | 0.69 | 0.71 | SP, arena mal graduada |
| S3 (PP132) | Rumiñahui, 26.8 ‰ (media) | 600 | 0.397 | 4.88 | 7.65 | 0.57 | 3.15 | SP, arena mal graduada |
| S4 (PP166) | Panamericana Sur, 73.8 ‰ (alta) | 700 | 0.407 | 4.88 | 10.55 | 0.23 | 2.23 | SP, arena mal graduada |
| S5 (PP153) | Av. Macas, 39.8 ‰ (media) | 350 | 0.431 | 2.48 | 9.00 | 0.29 | 6.33 | SP-SM, arena mal graduada con limo |

*Nota:* * El informe de laboratorio reporta D85 y no D84; el d84 se obtuvo por interpolación logarítmica lineal de la curva granulométrica de cada muestra. † El informe no emite clasificación SUCS; se asignó a partir de Cu, Cc y

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

porcentaje de finos. En S5 el símbolo dual es provisional hasta contar con los límites de Atterberg. Todas las secciones son de tubería PVC.

Fuente: Informe de laboratorio N.° 032-G-2026; ubicación, diámetro y pendiente del diseño 2016.

En las cinco muestras predomina la arena, con proporciones entre 80.3 % y 93.7 %, seguida de grava en las secciones S1 a S4 (14.3 %, 13.4 %, 16.6 % y 16.6 %, respectivamente) y de ausencia de grava en S5. El contenido de finos fue inferior al 7 % en todos los casos, y S1 no registró material que pasara el tamiz N.° 200. Las secciones S2 a S5, con pendientes entre 2.7 % y 7.4 %, presentaron un d50 muy similar (0.38 a 0.43 mm), mientras que la sección de menor pendiente (S1) presentó el material más grueso y la única gradación adecuada (Cu = 11.21; Cc = 1.04). Cuatro de las muestras (S2 a S5) incumplen el criterio de curvatura (Cc < 1), y S2 además el de uniformidad (Cu < 6), por lo que se clasifican como arenas mal graduadas.

El informe no incluye el peso específico de los sólidos (Gs), la densidad relativa ni los límites de Atterberg. Para el esfuerzo crítico de arrastre y el número de Froude de partícula se adoptó Gs = 2.65, valor de referencia de las arenas cuarzosas que no fue medido y se declara como supuesto, y una viscosidad cinemática del agua de 1.0 × 10^-6 m²/s. Como el informe de laboratorio no lo incluye, el número de gradación (Dgr) y la concentración volumétrica (Cv) no se calculan.

**Resultados de la modelación hidráulica (EPA-SWMM / HEC-RAS)**

Los valores de esta sección corresponden a las condiciones hidráulicas de diseño (capacidad instalada teórica) de las 5 secciones de muestreo, a contrastar con la condición actual verificada en campo, que puede diferir por el grado de sedimentación y el estado de conservación nueve años después de la construcción. La relación de tirante (y/D) se recalculó con la ecuación de Manning para sección circular parcialmente llena a partir de Q/Qfull, la relación v/vfull se obtuvo como (R/Rfull)^(2/3) para pendiente y rugosidad constantes, y el esfuerzo de corte de lecho como $\tau = \gamma \cdot R \cdot J$, con $\gamma = 9810$ N/m³, R el radio hidráulico del flujo y J la pendiente de la solera.

**Tabla 8.**

*Condiciones hidráulicas de diseño y esfuerzo de corte de lecho*

| Sección | Q/Qfull Tr = 5 | y/D hoja 2016 | y/D recalculado Tr = 5 | v/vfull Tr = 5 | τ Tr = 5 (Pa) | τ Tr = 10 (Pa) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| S1 (García Moreno) | 0.796 | 0.654 | 0.67 | 1.11 | 6.5 | 6.6 |
| S2 (Velasco Ibarra) | 0.756 | 0.569 | 0.65 | 1.10 | 79.1 | 81.5 |
| S3 (Rumiñahui) | 0.811 | 0.498 | 0.68 | 1.11 | 46.4 | 47.5 |
| S4 (Panamericana Sur) | 0.430 | 0.576 | 0.46 | 0.96 | 119.6 | 124.7 |
| S5 (Av. Macas) | 0.828 | 0.569 | 0.69 | 1.12 | 40.4 | 41.3 |

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

*Nota:* para Tr = 10 años se usaron los Q/Qfull de la Tabla 6. El y/D de la hoja de cálculo 2016 no es coherente con su propio Q/Qfull en S3 (0.498 frente a 0.68 esperado) ni en S4 (0.576 frente a 0.46); el recalculado difiere de él hasta 0.18 y modifica τ en menos de 20 %. Fuente: elaboración propia con datos del diseño 2016.

La sección S1 presenta un esfuerzo de corte de lecho de 6.5 Pa en Tr = 5 años, entre 6 y 18 veces menor que el de las demás secciones (40 a 120 Pa), y casi no varía al pasar a Tr = 10 años (6.6 Pa) porque su pendiente es de apenas 0.18 %. En las secciones S2 a S5 el esfuerzo de diseño supera 40 Pa, con el máximo en S4 (119.6 Pa), y las velocidades relativas se ubican alrededor de 1.1 veces la velocidad a tubo lleno, salvo en S4 (0.96), donde el flujo es menos profundo.

Con Gs = 2.65, el esfuerzo crítico de arrastre de cada fracción se calculó como $\tau c = \theta cr \cdot (Gs - 1) \cdot \gamma \cdot d$, con el parámetro de Shields crítico θcr de Soulsby y Whitehouse (1997), y el número de Froude de partícula como $Fr^* = u^*/\sqrt{((Gs - 1) \cdot g \cdot d)}$, con $u^* = \sqrt{(\tau/\rho)}$; $Fr^{*2}$ equivale al parámetro de Shields de la sección. El caudal crítico (Qc) es el que produce el esfuerzo τc en el colector. La Tabla 9 presenta los resultados para el d50 y el d84 de cada sección.

**Tabla 9.**

*Esfuerzo crítico, Froude de partícula y caudal crítico de arrastre (Gs = 2.65)*

| Sección | τ Tr = 5 (Pa) | τc d50 (Pa) | τ/τc d50 | Fr* d50 | τc d84 (Pa) | τ/τc d84 | Fr* d84 | Qc d84 (l/s) y % del Qd |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| S1 | 6.5 | 0.68 | 9 | 0.56 | 3.72 | 1.7 | 0.30 | 413 (23.8 %) |
| S2 | 79.1 | 0.21 | 386 | 3.61 | 2.15 | 36.9 | 1.30 | 0.1 (0.0 %) |
| S3 | 46.4 | 0.21 | 219 | 2.69 | 4.14 | 11.2 | 0.77 | 3.6 (0.4 %) |
| S4 | 119.6 | 0.22 | 555 | 4.26 | 4.14 | 28.9 | 1.23 | 0.7 (0.1 %) |
| S5 | 40.4 | 0.22 | 180 | 2.41 | 1.74 | 23.2 | 1.00 | 0.2 (0.1 %) |

*Nota:* τ calculado con el caudal de diseño (Tr = 5 años); Qc es el caudal que genera τ = τc para el d84 (Manning, n = 0.011); Qd es el caudal de diseño de la Tabla 5. Fuente: elaboración propia.

Con el caudal de diseño de Tr = 5 años, el esfuerzo de lecho supera el crítico en las cinco secciones, tanto para el d50 (τ/τc entre 9 y 555) como para el d84 (entre 1.7 y 36.9). La sección S1 es la de menor margen: su τ/τc para el d84 es de 1.7 y para mover esa fracción gruesa necesita un caudal de 413 l/s, el 23.8 % del caudal de diseño, mientras que en S2 a S5 basta menos del 0.5 %. Esto indica que la autolimpieza de S1 no está asegurada para los caudales frecuentes, que son menores que el de diseño, mientras que en las demás secciones el material se moviliza incluso con caudales muy pequeños. En S2 a S5 el Fr* del d84 es de 0.77 a 1.30, y en S1 es de 0.30. Sobre los mismos 104 tramos del diseño 2016 referidos en el apartado 3.2 es posible calcular, a título de línea base de diseño (no de condición actual verificada), la relación Q/Qfull, la velocidad de diseño y la relación de tirante y/D (Tabla 10), que sirven como marco de comparación para los resultados de la modelación propia.

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

**Tabla 10.**

*Línea base hidráulica de diseño de los 104 tramos (diseño 2016)*

| Variable | Mínimo | Máximo | Media (n = 104) |
|---|---|---|---|
| Q/Qfull | 0.013 | 0.894 | 0.485 |
| Velocidad de diseño Vd (m/s) | 1.02 | 7.99 | 4.06 |
| Calado (m) | 0.124 | 0.829 | 0.333 |
| y/D | 0.498 | 0.663 | 0.581 |

Modelación hidráulica en EPA-SWMM. Se construyó un modelo de la red completa (104 tramos y 112 nodos, 8 de ellos de descarga) con las cotas de terreno y de proyecto, longitudes y diámetros de las hojas de cálculo del diseño 2016, rugosidad de Manning de 0.011 y propagación por onda dinámica con paso de 5 s, con errores de continuidad inferiores a 0.3 % en todas las simulaciones. El aporte de cada tramo se obtuvo de las áreas acumuladas de las hojas (área acumulada menos la de los tramos afluentes; 25.3 ha en el Norte y 147.5 ha en el Sur, apartado 3.2), con una variante en la que se escalaron al total de los planos (23.25 y 95.12 ha), afectadas por el coeficiente de escorrentía de cada sector (0.80 Norte y 0.55 Sur) y tratadas como superficie impermeable. Las coordenadas de los pozos provienen de los planos (WGS84, UTM zona 17S).

Se simularon tres tipos de lluvia. La primera reproduce el diseño 2016: un bloque de 60 min con la intensidad que las hojas asignan a t = 12 min en cada sector. Las otras dos son escenarios regionales con la ecuación IDF de zona 33 y un hietograma de bloques alternos de 60 min (paso de 5 min), con una intensidad diaria de 1.75 mm/h para Tr = 5 años y 1.95 mm/h para Tr = 10 años, promedios de las estaciones San Simón y San Pablo de Atenas. En todos los casos la lluvia se trasladó 12 min (media móvil) para representar el tiempo de concentración de las subcuencas. Para cada escenario regional se aplicó además un bloqueo sedimentario uniforme de 0, 25, 50 y 75 % del área transversal de todos los tramos, representado con sección circular rellena. Como verificación, los caudales máximos simulados con la lluvia de diseño y las áreas de las hojas se compararon con los caudales de las hojas de cálculo en los tramos con Q > 5 l/s (n = 103): NSE = 0.985 (0.996 en el Norte y 0.978 en el Sur), $R^2$ = 0.996 y una relación mediana Qsimulado/Qdiseño de 1.03. Este resultado mide la concordancia del modelo con el cálculo de diseño y no constituye una calibración con eventos observados.

**Tabla 11.**

*Desempeño de la red por escenario de lluvia, áreas de aporte y bloqueo sedimentario*

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

| Escenario | Áreas | Bloqueo (%) | Norte: nodos inundados | Norte: volumen (m³) | Sur: nodos inundados | Sur: volumen (m³) | Tramos con Qmáx > Qfull |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Réplica del diseño 2016 | Hojas | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 |
| Regional Tr = 5 años | Hojas | 0 | 0 | 0 | 15 | 2057 | 26 |
| Regional Tr = 5 años | Hojas | 25 | 5 | 62 | 22 | 5296 | 6 |
| Regional Tr = 5 años | Hojas | 50 | 24 | 952 | 28 | 8885 | 1 |
| Regional Tr = 5 años | Hojas | 75 | 36 | 2700 | 40 | 14068 | 0 |
| Regional Tr = 10 años | Hojas | 0 | 0 | 0 | 17 | 3156 | 26 |
| Regional Tr = 10 años | Hojas | 25 | 9 | 193 | 22 | 6813 | 6 |
| Regional Tr = 10 años | Hojas | 50 | 26 | 1332 | 30 | 10730 | 1 |
| Regional Tr = 10 años | Hojas | 75 | 38 | 3207 | 40 | 16235 | 0 |
| Regional Tr = 5 años, C = 0.40 | Hojas | 0 | 0 | 0 | 9 | 652 | 24 |
| Regional Tr = 5 años, C = 0.40 | Hojas | 25 | 0 | 0 | 17 | 2232 | - |
| Regional Tr = 5 años, C = 0.40 | Hojas | 50 | 1 | 3 | 22 | 5047 | - |
| Regional Tr = 10 años, C = 0.40 | Hojas | 0 | 0 | 0 | 10 | 963 | - |
| Regional Tr = 10 años, C = 0.40 | Hojas | 25 | 0 | 0 | 18 | 3160 | - |
| Regional Tr = 10 años, C = 0.40 | Hojas | 50 | 2 | 24 | 22 | 6240 | - |
| Réplica del diseño 2016 | Planos | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Regional Tr = 5 años | Planos | 0 | 0 | 0 | 9 | 411 | 21 |
| Regional Tr = 10 años | Planos | 0 | 0 | 0 | 9 | 640 | 24 |

*Nota:* "-" indica valor no calculado; los escenarios con C = 0.40 usan ese coeficiente en ambos sectores. Se considera nodo inundado el que pierde más de 1 m³. "Hojas" usa las áreas acumuladas de las hojas de cálculo (adoptadas) y "Planos" el total de los planos con la distribución de las hojas (comparación). Con bloqueo, el número de tramos con Qmáx > Qfull disminuye porque el agua se pierde por inundación aguas arriba. Fuente: elaboración propia (EPA-SWMM).

Con la lluvia de diseño del propio proyecto la red no presenta inundación con ninguna de las dos versiones de áreas. Con la lluvia regional y las áreas de las hojas, el sector Norte no se inunda en Tr = 5 ni en Tr = 10 años, mientras que el sector Sur inunda 15 nodos con Tr = 5 años (2057 m³) y 17 con Tr = 10 años (3156 m³), y 26 tramos superan su capacidad a tubo lleno en ambos casos (Tabla 11). Con las áreas de los planos, que no incluyen las 66.2 ha de PP42, la inundación del Sur baja a 9 nodos (411 y 640 m³), lo que muestra que ese aporte explica cerca de 80 % del volumen inundado. El resultado es coherente con el hallazgo del apartado 3.2: la intensidad de diseño del Sur es cuatro veces menor que la regional. Con el coeficiente uniforme de 0.40, que corresponde al uso residencial y al valor ponderado de la Memoria Técnica, el Norte no se inunda sin bloqueo y el Sur inunda 9 nodos con Tr = 5 años (652 m³) y 10 con Tr

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

= 10 años (963 m³), es decir, cerca de un tercio del volumen obtenido con los coeficientes de las hojas, aunque la red del Sur sigue inundándose. Con 25 % de bloqueo el Sur inunda 17 y 18 nodos (2232 y 3160 m³), y con 50 % el Norte empieza a inundarse (1 y 2 nodos; 3 y 24 m³). El resultado depende, por tanto, en gran medida del coeficiente adoptado.

El bloqueo sedimentario es el factor que más afecta al sector Norte: con Tr = 5 años pasa de 0 nodos inundados sin bloqueo a 5 (62 m³) con 25 %, a 24 (952 m³) con 50 % y a 36 (2700 m³) con 75 %, es decir, una red sin problemas con la lluvia regional se vuelve vulnerable con una pérdida moderada de sección. En el Sur, el volumen de Tr = 5 años pasa de 2057 m³ a 14 068 m³ con 75 % de bloqueo. La Tabla 12 muestra el comportamiento de las cinco secciones de muestreo sin bloqueo.

**Tabla 12.**

*Q/Qfull y y/D máximos simulados en las secciones de muestreo*

| Sección | Réplica diseño: Q/Qfull | Réplica diseño: y/D | Regional Tr = 5: Q/Qfull | Regional Tr = 5: y/D | Regional Tr = 10: Q/Qfull | Regional Tr = 10: y/D |
|---|---|---|---|---|---|---|
| S1 (García Moreno Sur) | 1.00 | 0.51 | 2.24 | 0.80 | 2.30 | 0.82 |
| S2 (Velasco Ibarra) | 0.78 | 0.65 | 0.72 | 0.61 | 0.80 | 0.66 |
| S3 (Rumiñahui) | 0.86 | 0.69 | 0.78 | 0.65 | 0.88 | 0.70 |
| S4 (Panamericana Sur) | 0.46 | 0.41 | 0.42 | 0.39 | 0.47 | 0.41 |
| S5 (Av. Macas) | 0.87 | 0.86 | 0.80 | 0.84 | 0.89 | 0.87 |

*Nota:* Q/Qfull con Qfull a flujo uniforme (n = 0.011). Elaboración propia (EPA-SWMM).

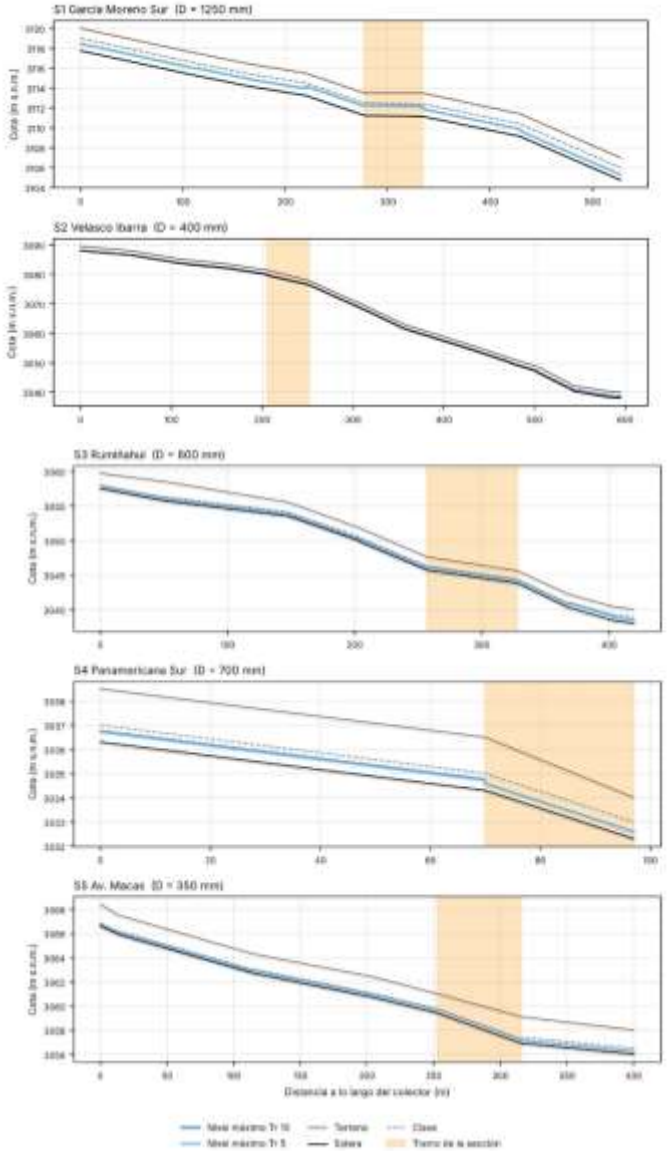
Las secciones del Norte (S2 a S5) reproducen Q/Qfull y y/D cercanos a los del diseño, y las más cargadas son S5 (Av. Macas, y/D de 0.84 a 0.87) y S3 (Rumiñahui), en línea con la Tabla 6. La sección S1, del sector Sur, recibe de 2.2 a 2.3 veces su capacidad a flujo uniforme con y/D de 0.80 a 0.82; un valor de Q/Qfull mayor que 1 con tubo no lleno solo es posible con un gradiente hidráulico superior a la pendiente de la solera (1.8 ‰), y debe leerse como una señal de sobrecarga del colector del Sur más que como un caudal de capacidad. La geometría de la descarga del Sur en el modelo fue revisada.

Perfiles de las secciones. La Figura 2 presenta el perfil longitudinal de cada sección con el terreno, la solera, la clave del tubo y el nivel máximo del agua simulado con la lluvia regional de Tr = 5 y 10 años (áreas de las hojas, sin bloqueo). En S2 a S5 el agua circula con tirantes bajos y sin sobrecarga. En S1 el tramo de muestreo tiene una pendiente de solera de 1.8 ‰ y está entre un tramo aguas arriba de 35 ‰ y otro aguas abajo de 21 ‰; esa cuña de baja pendiente entre colectores empinados es coherente con que S1 sea la sección de menor esfuerzo de lecho y de menor capacidad de arrastre, y con que en el modelo reciba un caudal superior a su capacidad a flujo uniforme, ya que el flujo llega con alta energía a un tramo de menor capacidad.

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

**Figura 2**

*Perfiles longitudinales de los colectores de las secciones de muestreo (S1 a S5), con el nivel máximo simulado con lluvia regional de Tr = 5 y 10 años.*




Capacidad de transporte de fondo. Con el esfuerzo de lecho de diseño (Tr = 5 años) y el d50 de cada sección, la fórmula de Meyer-Peter y Müller (θcr = 0.047) da en S1 un parámetro de Shields de 0.32 y una capacidad de arrastre de 2.0 × 10^-4 m²/s, equivalente a unos 20 m³/día de arena en todo el ancho del flujo. En S2 a S5 el parámetro de Shields es de 5.8 a 18, fuera del rango de validez de la fórmula, y sus valores (110 a 1230 m³/día) solo indican que el flujo transporta la arena sin dificultad. Estos valores corresponden a un caudal constante; la evolución del depósito durante los eventos se obtuvo con el modelo dinámico descrito en el apartado 2.5.

Colmatación dinámica. La Tabla 13 resume la tasa de colmatación por evento y el bloqueo acumulado en S1, y la Figura 3 muestra su evolución en 10 temporadas. En S2 a S5 el modelo no acumula sedimento en ningún escenario, ni siquiera con 1500 mg/L: el esfuerzo de lecho supera el crítico del d84 desde caudales muy pequeños, y lo que se deposita en la cola de

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

cada hidrograma se remueve en el evento siguiente. En S1, en cambio, el bloqueo crece con cada evento. Con 250 mg/L la tasa es pequeña (0.04 % del área en el evento de diseño) y el bloqueo se estabiliza entre 2 % y 3 %, por debajo de su Bc de 7.8 %. Con 500 mg/L el evento de diseño deposita 0.43 % del área, el tramo alcanza Bc después de 85 eventos (0.92 temporadas), supera 25 % en la cuarta temporada y oscila alrededor de 36 % al cabo de 10 años. Con 1000 mg/L alcanza Bc en 32 eventos y 25 % antes de completar la primera temporada. Los eventos pequeños (f = 0.19) depositan proporcionalmente más que los grandes, porque su esfuerzo de lecho queda cerca del crítico, mientras que los mayores de cada temporada erosionan parte del depósito, lo que produce el perfil en diente de sierra de la Figura 3. El umbral de concentración a partir del cual S1 supera Bc se ubica entre 250 y 400 mg/L (con 400 mg/L el bloqueo llega a 20 % en 10 años).

En la red completa, con la granulometría de S1, el modelo acumula sedimento (más de 0.5 % del área por temporada) en 8, 9 y 12 de los 104 tramos para 250, 500 y 1000 mg/L, con una longitud de 483, 511 y 703 m (8 % a 11 % de los 6354 m calculados). Son tramos de pendiente igual o menor de 0.76 % (hasta 1.03 % con 1000 mg/L): el de S1 en la García Moreno Sur, cinco tramos de la calle S/N 18 (pendientes de 0.05 % a 0.19 %), uno en la calle Chile y dos en la J. M. Plaza. En consecuencia, los escenarios de bloqueo uniforme de la Tabla 11 son conservadores para los tramos de pendiente media y alta, y el bloqueo se concentra en un grupo pequeño de tramos que puede identificarse.

Sensibilidad. Con un ancho mínimo de lecho de 2 % o 10 % del diámetro (en lugar de 5 %), el bloqueo de S1 al final de la primera temporada pasa de 9.5 % a 9.6 % y 8.6 % con 500 mg/L, y de 1.1 % a 1.9 % y 0.5 % con 250 mg/L. Con 40 órdenes aleatorios de los eventos, la mediana fue de 9.8 % (percentil 90 de 9.9 %), frente a 9.5 % con el orden creciente adoptado. El resultado depende sobre todo de la concentración de aporte, que no se midió.

**Tabla 13.**

*Tasa de colmatación por evento y bloqueo acumulado en el tramo S1, y tramos de la red con depósito*

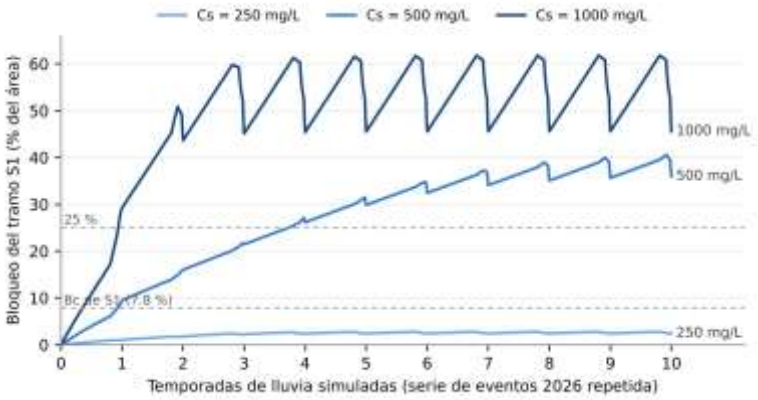
| Cs de arena (mg/L) | ΔB por evento, f = 0.19 (%) | ΔB, f = 0.60 (%) | ΔB, f = 0.86 (%) | ΔB, f = 1.00 (%) | ΔB, f = 1.26 (%) | B al final de la 1.ª temporada (%) | B medio en 10 años (%) | Eventos hasta Bc | Tramos con depósito (n; m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 250 | 0.016 | 0.009 | 0.020 | 0.036 | 0.075 | 1.1 | 2.2 | No se alcanza | 8; 483 |
| 500 | 0.087 | 0.248 | 0.361 | 0.429 | 0.572 | 9.5 | 26.7 | 85 | 9; 511 |
| 1000 | 0.249 | 0.759 | 1.095 | 1.281 | 1.646 | 29.2 | 48.5 | 32 | 12; 703 |

*Nota:* ΔB es el bloqueo, en porcentaje del área de la tubería, que deja un evento sobre lecho limpio; f es el factor de caudal pico respecto del de diseño (f = 1.26 corresponde a los 53 mm de lluvia diaria de 2026). B medio considera los 930 eventos de 10 temporadas sin limpieza. Bc de S1 = 7.8 %. Los valores de B mayores de 60 % quedan fuera del rango tabulado del modelo y son indicativos. En S2 a S5 el bloqueo es nulo en todos los escenarios. Fuente: elaboración propia.

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

**Figura 3.**

*Evolución del bloqueo del tramo S1 durante 10 temporadas de lluvia, sin limpieza, para tres concentraciones de aporte de arena.*




Contraste con la precipitación reciente. En 2026, la serie diaria de IMERG (1 de enero a 14 de septiembre, pues el producto no tiene valores posteriores en la descarga) acumula unos 1168 mm, con 18 días de 20 mm o más y 8 de 30 mm o más. Los dos días más lluviosos fueron el 25 de febrero (53.7 mm) y el 13 de enero (52.2 mm), seguidos del 2 de febrero (34.5 mm) y el 11 de febrero (33.4 mm); la fecha corresponde al día UTC, que termina a las 19:00 hora local. Estos dos máximos superan la lluvia diaria equivalente a la intensidad de diseño de Tr = 5 años (1.75 mm/h, es decir, unos 42 mm en 24 h) y se acercan a la de Tr = 10 años (1.95 mm/h, unos 47 mm). Según la información del autor, no hubo inundaciones en el casco urbano en esas dos fechas. Este hecho es coherente con la ausencia de inundación simulada en el Norte sin bloqueo, y con el buen estado de las tuberías, los pozos y los sumideros observado, pero no valida el modelo: una lluvia de 50 mm repartida en 24 horas es mucho menos intensa que el aguacero de 60 min de los escenarios, y el valor de IMERG es un promedio de unos 10 km. La correlación diaria entre IMERG y MERRA-2 es de solo 0.28 y sus totales difieren, por lo que estos datos solo establecen el orden de magnitud de la lluvia. Con la información disponible no se puede descartar la inundación del Sur con lluvias breves e intensas. Las lecturas propias del pluviómetro artesanal fueron de 12 mm el sábado 31 de octubre, 20 mm el domingo 1 de noviembre y 1 mm el 2 de noviembre de 2026 (hasta las 20:00), es decir, 33 mm en tres días con un máximo diario de 20 mm, menos de la mitad de la lluvia diaria equivalente a Tr = 5 años. Son totales diarios, sin información de intensidad, de un instrumento no certificado. Según la información del autor, no hubo encharcamientos ni inundaciones en el casco urbano en esas fechas, lo que es coherente con que la lluvia máxima diaria de 20 mm sea menor que la de diseño.

Respecto de la autolimpieza, solo la sección S1 queda con un margen reducido ($\tau/\tau c$ del d84 de 1.7); en las demás, el esfuerzo de lecho supera con amplitud el crítico incluso con caudales muy inferiores al de diseño (Tabla 9). El modelo dinámico confirma esta lectura: de

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

las cinco secciones, solo S1 acumula sedimento.

**Vulnerabilidad funcional de la red**

El índice de vulnerabilidad funcional (IVF) resume en un valor entre 0 y 1 la probabilidad de que un colector deje de cumplir su función de drenaje, ya sea por falta de capacidad, por acumulación de sedimento o por su sensibilidad a la pérdida de sección. Se calculó para las cinco secciones de muestreo como IVF = Σ wi · Vi, donde Vi es el valor normalizado de cada variable (0 es condición favorable y 1 es condición crítica) y wi su peso. Variables y normalización. (1) Capacidad: V = (Q10/Qfull − 0.5)/0.5, acotado entre 0 y 1, con Q10/Qfull la relación del caudal de Tr = 10 años (Tabla 6) respecto a la capacidad a tubo lleno; 0.5 representa una reserva holgada y 1.0 un colector sin reserva. (2) Autolimpieza: V = 1 − (τ/τc − 1)/(5 − 1), acotado entre 0 y 1, con τ/τc del d84 de la Tabla 9; un cociente de 1 es el umbral de movimiento y de 5 o más se considera autolimpieza segura. (3) Resiliencia al bloqueo: V = 1 − Bc/0.5, donde Bc es la fracción del área transversal que el sedimento puede ocupar antes de que la capacidad iguale el caudal de Tr = 10 años (sección circular rellena, mismo n); un Bc de 0.5 o más equivale a V = 0. (4) Estado estructural: según la inspección y el registro fotográfico del autor (Figura 5), las tuberías están íntegras, sin roturas ni deformaciones, y los pozos tienen tapa y rejilla de sumidero, pero los pozos muestran lodo y sedimento acumulado en el fondo, los sumideros tienen basura y la estructura de descarga presenta acumulación de residuos sólidos. Como las fotografías no se asociaron a una sección específica, se asignó a todas el mismo valor V = 0.4 (estructura íntegra con obstrucción moderada), por lo que esta variable no diferencia entre secciones. Los umbrales de normalización (0.5, 5 y 0.5) y el valor de la variable estructural son criterios del autor y se someten a validación con el GAD Municipal.

Ponderación. Los pesos se obtuvieron con el proceso analítico jerárquico (AHP; Saaty, 1980) mediante una matriz de comparación por pares de las cuatro variables, con la escala 1 a 9: capacidad y autolimpieza son igual de importantes (1), ambas se consideran moderadamente más importantes (2) que la resiliencia al bloqueo y que el estado estructural, y estas dos son equivalentes entre sí (1). La justificación es que la capacidad y la autolimpieza son las dos funciones que definen un colector pluvial (evacuar el caudal y no acumular sedimento) y se cuantifican con datos de diseño y laboratorio, mientras que la resiliencia al bloqueo y el estado estructural son indicadores de segundo orden: el primero deriva del mismo caudal de Tr = 10 años y el segundo se mide en campo. Los pesos resultantes son 0.333, 0.333, 0.167 y 0.167, con razón de consistencia de 0.

**Tabla 14.**

*Variables normalizadas y pesos del índice de vulnerabilidad funcional*

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

| Variable | Peso AHP | S1 | S2 | S3 | S4 | S5 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Capacidad (Q10/Qfull) | 0.333 | 0.77 | 0.68 | 0.81 | 0.00 | 0.84 |
| Autolimpieza (τ/τc d84) | 0.333 | 0.82 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Resiliencia al bloqueo (Bc) | 0.167 | 0.85 | 0.78 | 0.87 | 0.22 | 0.89 |
| Estado estructural | 0.167 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |

*Nota:* valores normalizados Vi (0 favorable, 1 crítico). Q10/Qfull de S1 a S5: 0.887, 0.842, 0.904, 0.479 y 0.922. Elaboración propia

Resultados. La Tabla 15 presenta el IVF y su clasificación en cuatro niveles (baja < 0.25; media 0.25 a 0.50; alta 0.50 a 0.75; muy alta ≥ 0.75), y la Figura 4 los ubica en la red. La sección S1 (García Moreno Sur) resulta de vulnerabilidad alta (0.74) por la combinación de poca reserva de capacidad (Q10/Qfull de 0.89), autolimpieza insuficiente (τ/τc del d84 de 1.7) y alta sensibilidad al bloqueo. Las secciones S5 (0.50), S3 (0.48) y S2 (0.42) quedan entre media y alta (S5 en el límite), impulsadas por la capacidad y el bloqueo (una pérdida de sección del 7 al 11 % ya iguala el caudal de Tr = 10 años), y S4 (Panamericana Sur) es de vulnerabilidad baja (0.10) por su gran reserva de capacidad.

**Tabla 15.**

*Índice de vulnerabilidad funcional por sección y sensibilidad a los pesos*

| Sección | IVF base | Clase | Pesos equitativos | Capacidad dominante | Autolimpieza dominante | Bloqueo dominante | Estructural dominante |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| S1 (García Moreno Sur) | 0.74 | Alta | 0.71 | 0.72 | 0.73 | 0.74 | 0.65 |
| S2 (Velasco Ibarra) | 0.42 | Media | 0.47 | 0.51 | 0.37 | 0.53 | 0.45 |
| S3 (Rumiñahui) | 0.48 | Media | 0.52 | 0.58 | 0.42 | 0.59 | 0.50 |
| S4 (Panamericana Sur) | 0.10 | Baja | 0.15 | 0.12 | 0.12 | 0.17 | 0.20 |
| S5 (Av. Macas) | 0.50 | Alta | 0.53 | 0.60 | 0.43 | 0.61 | 0.51 |

*Nota:* pesos de los escenarios de sensibilidad (capacidad, autolimpieza, bloqueo, estructural): equitativos 0.25 cada uno; en cada escenario dominante la variable señalada pesa 0.40 y las demás 0.20. Fuente: elaboración propia.

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

**Figura 4.**

*Índice de vulnerabilidad funcional de las secciones de muestreo sobre la red pluvial de Guamote (coordenadas UTM WGS84, zona 17S).*




Registro fotográfico. La Figura 5 muestra el estado de pozos de revisión y de la estructura de descarga. Las tuberías y los pozos están íntegros y conservan sus tapas, pero en los pozos se observa lodo oscuro y sedimento acumulado en el fondo, que reduce la altura útil bajo la tubería de salida y en algún caso cubre parte de ella, y en la descarga se acumula una cantidad apreciable de residuos sólidos (plásticos, envases y bolsas). Esta evidencia respalda la plausibilidad de los escenarios de bloqueo parcial de 25 a 50 % empleados en la modelación y el uso de la resiliencia al bloqueo como variable del IVF, aunque no permite estimar el porcentaje de obstrucción de cada tramo. El modelo dinámico indica que en los tramos de pendiente media y alta la arena no permanece en la tubería, lo que es coherente con que el lodo observado se acumule sobre todo en el fondo de los pozos, donde la velocidad se reduce, y en los tramos de baja pendiente.

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

**Figura 5.**

*Estado de pozos de revisión (arriba y abajo a la izquierda) y de la estructura de descarga (abajo a la derecha): lodo y sedimento en el fondo de los pozos y residuos sólidos en la descarga. Registro del autor, 2026.*



Sensibilidad. Con los cinco esquemas de pesos alternativos, el orden de las secciones no cambia (correlación de Spearman de 1.00 con la base en los cinco casos); S1 se mantiene como la más vulnerable (alta, 0.65 a 0.74) y S4 como baja (0.10 a 0.20), mientras que S2, S3 y S5 oscilan entre media y alta (0.37 a 0.61). La clasificación de esas tres secciones depende de los pesos y debe interpretarse como un intervalo, no como un valor puntual.

Alcance. Con solo cinco secciones, el IVF es una herramienta de priorización y no un modelo estadístico. El estado estructural se asignó de forma uniforme a partir de un registro fotográfico general, y el índice no se calibró con eventos de inundación documentados. Los umbrales de normalización y los pesos son propuestos por el autor y no se validaron con el GAD Municipal.

IVF dinámico. Cuando la capacidad y la resiliencia al bloqueo se calculan con el bloqueo medio de 10 temporadas que entrega el modelo de colmatación (apartado 3.4), el IVF de S1 sube de 0.74 a 0.77 con 250 mg/L y a 0.84 (muy alta) con 500 y 1000 mg/L, mientras que el de S2 a S5 no cambia, porque esos tramos no acumulan sedimento. Este IVF dinámico es el que se usa para comparar las alternativas en el apartado 3.6.

**Comparación de alternativas de mejora**

Como referencia comparativa, el Plan Maestro de 2016 evaluó dos alternativas específicas para el sistema pluvial de Guamote. La alternativa 1 planteaba mantener la red actual mediante limpieza y desinfección de redes, pozos y colectores existentes y mejoramiento de las descargas, con un presupuesto de USD 36 882,25. La alternativa 2 planteaba el reemplazo integral de redes, pozos de revisión, colectores y descargas mediante un sistema nuevo separado del sanitario, con un presupuesto de USD 509 108,84 (trabajos preliminares: USD 8807,18; colocación de tuberías y pozos de revisión: USD 415 041,26; estructuras de descarga: USD 1802,35; trabajos complementarios: USD 81 098,04; costos ambientales: USD 2360,00). Se seleccionó la alternativa 2 por razones técnicas, operativas y ambientales,

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

principalmente la imposibilidad de separar de forma confiable los subsistemas sanitario y pluvial dado el estado de las conexiones domiciliarias.

El diseño de la alternativa seleccionada dividió la red nueva en dos sectores independientes, Norte y Sur, con tubería de PVC en los diámetros y longitudes de la Tabla 16. Estas cantidades constituyen la referencia de capacidad instalada (Qfull por diámetro) frente a la cual deben contrastarse los caudales de diseño del apartado 3.2 y los resultados de la modelación hidráulica del apartado 3.4.

**Tabla 16.**

*Longitudes de tubería PVC por diámetro y sector (diseño 2016)*

| Diámetro PVC (mm) | Long. Sector Norte (m) | Long. Sector Sur (m) |
|---|---|---|
| 250 | 463.16 | 1547.15 |
| 300 | 450.81 | 1439.18 |
| 350 | 403.76 | - |
| 400 | 942.94 | 748.98 |
| 450 | - | 92.62 |
| 500 | 1139.93 | 185.32 |
| 600 | 317.08 | 175.93 |
| 650 | - | 67.18 |
| 700 | 96.99 | 67.18 |
| 800 | 35.55 | 98.40 |
| 900 | 16.11 | 128.72 |
| 1000 | - | 55.29 |
| 1250 | - | 1885.57 |
| Total | 3866.33 | 6491.52 |

*Nota:* GADMCG (2016). El signo "-" indica que no hay tubería de ese diámetro en el sector.

Este diseño de 2016 (10 358 m en total entre ambos sectores) es un antecedente técnico útil, pero corresponde a un rediseño integral basado en los criterios normativos generales descritos en el apartado 3.2, no en el índice de vulnerabilidad funcional específico de las 5 secciones que evalúa este estudio. La comparación de alternativas fundamentadas en los resultados propios de los apartados 3.4 y 3.5 (rehabilitación localizada de los tramos de mayor IVF, sistemas urbanos de drenaje sostenible en las secciones de mayor carga sedimentaria, como los revisados por Moreira Romero (2022), o rediseño puntual de secciones subdimensionadas) debe evaluarse según criterios técnicos (mejora en Q/Qfull y reducción del IVF), económicos y de factibilidad en el contexto de Guamote.

Alternativas propias. Con los resultados de los apartados 3.4 y 3.5 se evaluaron cuatro intervenciones sobre las secciones de mayor vulnerabilidad, con los criterios de mejora de la

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

relación Q10/Qfull, del cociente τ/τc del d84 (autolimpieza), del IVF y del bloqueo dinámico de S1, y con su costo estimado por APU (Tabla 18). Los valores se recalcularon con las mismas expresiones y umbrales del apartado 3.5.

Alternativa A: mantenimiento programado. Ataca el sedimento y los residuos observados en la Figura 5. Se separó en una línea base (M0), la limpieza anual de los 181 pozos, 396 sumideros y 3 descargas de la red, que lleva el estado estructural de 0.4 a 0.1 y reduce el IVF en 0.05 en todas las secciones (USD 12 236 al año), y dos modalidades de limpieza de conductos: A1, focalizada en los tramos donde el modelo dinámico acumula sedimento (511 m con 500 mg/L, con una limpieza adicional cuando S1 alcanza Bc; USD 7376 al año), y A2, la limpieza anual de toda la red (10 358 m; USD 74 786 al año), equivalente a la alternativa 1 del Plan Maestro aplicada a la red actual. En la modelación con la lluvia regional de Tr = 5 años, reducir el bloqueo uniforme de 50 % a 25 % disminuye los nodos inundados del Norte de 24 a 5 (de 952 a 62 m³) y los del Sur de 28 a 22 (de 8885 a 5296 m³). Con A1, el bloqueo medio de S1 baja de 26.7 % a 3.6 % (500 mg/L).

Alternativa B: corrección de la pendiente del tramo de S1. Aumentar la pendiente de solera de 1.8 ‰ a 10 ‰ eleva el τ/τc del d84 de 1.7 a 7.1 (autolimpieza asegurada, pues supera 5) y reduce el Q10/Qfull de 0.89 a 0.38, con lo que el IVF de S1 baja de 0.74 a 0.07 (0.02 con M0); el modelo dinámico no acumula sedimento en el tramo ni con 1500 mg/L. Con 5 ‰ el τ/τc es 4.0, aún por debajo de 5. Con las cotas de las hojas de cálculo, la corrección se logra bajando 0.47 m el pozo PP32, lo que reduce la pendiente del tramo siguiente (PP32 a PP33) de 21.1 ‰ a 16.2 ‰ sin afectar su autolimpieza, y obliga a reconstruir 152.1 m de colector de 1250 mm y el pozo PP32, que pasa a tener más de 3 m de profundidad. Su costo es de USD 83 462 (Tabla 18). La factibilidad depende de verificar en campo las interferencias con otros servicios en la calle García Moreno Sur. Alternativa C: aumento de diámetro en S3 y S5. Pasar S3 de 600 a 700 mm y S5 de 350 a 400 mm reduce el Q10/Qfull de 0.90 a 0.60 y de 0.92 a 0.65, y el IVF de 0.48 a 0.20 y de 0.50 a 0.25. El esfuerzo de lecho sigue superando con amplitud el crítico (τ/τc de 11 y 24). Su costo es de USD 23 499 (USD 15 102 en S3 y USD 8397 en S5) y su efecto es solo de capacidad: el modelo dinámico no registra depósito en esos tramos con o sin la ampliación.

Alternativa D: cámara desarenadora en la cabecera de S1. Se dimensionó para retener la arena con los caudales frecuentes: con la velocidad de caída del d50 de S1 (0.148 m/s; Ferguson y Church, 2004) y el caudal crítico de arrastre del d84 de 413 l/s (Tabla 9), el área en planta necesaria es de 2.8 m², y se adoptó una cámara de 3.0 × 1.5 m con una fosa de 0.8 m bajo la solera (3.6 m³ de almacenamiento) en reemplazo del pozo PP31. El modelo dinámico indica que retiene 88 % del aporte con 500 mg/L (14.7 m³ por temporada) y reduce el bloqueo medio de S1 de 26.7 % a 0.02 %. Su eficacia depende de la limpieza: con 250, 500 y 1000 mg/L se requieren 3, 5 y 9 vaciados por temporada. Cuesta USD 4425 de inversión y USD 574 al año

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

de limpieza (500 mg/L). No modifica la capacidad ni la autolimpieza de diseño de S1, por lo que su IVF estático se mantiene.

**Tabla 17.**

*Comparación de alternativas de mejora (valores de IVF recalculados)*

| Alternativa | Secciones | IVF antes → después | Efecto técnico | Costo (USD 2026, APU) | Factibilidad |
|---|---|---|---|---|---|
| A. Mantenimiento programado | Toda la red | S1 0.74 → 0.69; S2 0.42 → 0.37; S3 0.48 → 0.43; S4 0.10 → 0.05; S5 0.50 → 0.45 | Reduce inundación con bloqueo (Norte: 24 → 5 nodos con Tr 5) | M0: 12 236/año; A1: 7376/año; A2: 74 786/año | Alta |
| B. Pendiente a 10 ‰ | S1 | 0.74 → 0.07 | τ/τc 1.7 → 7.1; Q10/Qfull 0.89 → 0.38 | 83 462 | Media (bajar PP32 0.47 m) |
| C. Aumento de diámetro | S3, S5 | S3 0.48 → 0.20; S5 0.50 → 0.25 | Q10/Qfull 0.90 → 0.60 y 0.92 → 0.65 | 23 499 | Media |
| D. Desarenador en cabecera | S1 | S1 0.74 (sin cambio); bloqueo medio 26.7 % → 0.02 % | Retiene 88 % de la arena (14.7 m³ por temporada) | 4425 + 574/año | Alta |

*Nota:* costos por APU del Plan Maestro (GADMCG, 2016) reajustados a septiembre de 2026 (factor 1.128), sin IVA; los costos anuales de A1 y D corresponden a 500 mg/L. Fuente: elaboración propia.

Presupuestos por APU. La Tabla 18 presenta el presupuesto de cada alternativa, calculado con las cantidades de obra de los tramos y los precios unitarios del Plan Maestro, y su valor actualizado a 2026. La obra de mayor costo es la corrección de pendiente de S1, por el diámetro de 1250 mm, y la de menor costo la cámara desarenadora; entre los programas de mantenimiento, la limpieza anual de toda la red cuesta seis veces más que la línea base y diez veces más que la limpieza focalizada.

**Tabla 18.**

*Presupuesto referencial por análisis de precios unitarios (APU) de las alternativas*

| Alternativa | Rubros principales (cantidades) | Costo junio 2016 (USD) | Costo septiembre 2026 (USD) |
|---|---|---|---|
| B. Corrección de pendiente de S1 (1.8 → 10 ‰) | Excavación 741 m³; entibado 801 m²; tubería PVC 1250 mm 152.1 m; pozo h > 3.1 m 1 u; relleno compactado 526 m³; readoquinado de piedra 281 m² | 73 981 | 83 462 |
| C. Aumento de diámetro en S3 (600 → 700 mm) | Excavación 180 m³; tubería PVC 700 mm 71.1 m; relleno 144 m³; readoquinado 92 m² | 13 387 | 15 102 |
| C. Aumento de diámetro en S5 (350 → 400 mm) | Excavación 126 m³; entibado 252 m²; tubería PVC 400 mm 62.8 m; relleno 112 m³; readoquinado 63 m² | 7443 | 8397 |
| D. Cámara desarenadora en PP31 (3.0 × 1.5 m, fosa 0.8 m) | Excavación 35.7 m³; hormigón f'c = 210 kg/cm² 10.7 m³; acero 852 kg; 2 tapas y cercos HF | 3923 | 4425 |

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

| Alternativa | Rubros principales (cantidades) | Costo junio 2016 (USD) | Costo septiembre 2026 (USD) |
|---|---|---|---|
| M0. Limpieza de pozos, sumideros y descargas (por año) | 580 u × USD 18,70 | 10 846 | 12 236 |
| A1. Limpieza focalizada de conductos (por año, 500 mg/L) | 511 m × USD 6,40 × 2 limpiezas | 6538 | 7376 |
| A2. Limpieza de toda la red (por año) | 10 358 m × USD 6,40 | 66 291 | 74 786 |
| Vaciado de la cámara desarenadora (por limpieza) | 3.6 m³ × USD 28,26 (APU propio) | 102 | 115 |

*Nota:* precios unitarios del Plan Maestro (GADMCG, 2016) con 20 % de indirectos y sin IVA; ancho de zanja D + 0.60 m; superficie de piedra en la García Moreno Sur y de adoquín en la Rumiñahui y la Av. Macas (supuestas). Reajuste con la fórmula polinómica del proyecto (mano de obra 0.108; tubos de PVC 0.725; materiales pétreos 0.034; equipo y repuestos 0.043; otros 0.090) e índices del INEC de septiembre de 2026: factor 1.128. No incluye el retiro de la tubería existente. Fuente: elaboración propia.

Solución óptima. Se evaluaron 24 combinaciones: la línea base M0, que se mantiene en todas por ser una obligación operativa del GAD, combinada con ninguna, A1 o A2, y con la presencia o ausencia de B, C y D. La Tabla 19 resume las más representativas para 500 mg/L. Ninguna combinación sin la corrección de pendiente (B) cumple el criterio, porque S1 conserva un IVF de 0.69 a 0.79 aunque se limpie o se instale el desarenador: su vulnerabilidad proviene de la capacidad y la autolimpieza de diseño, y no solo del sedimento acumulado. La combinación de menor VP que cumple es M0 + B (USD 152 599; IVF máximo de 0.45, en S5), y es la misma con 250, 500 y 1000 mg/L, porque B elimina el depósito de S1 en los tres escenarios. Con USD 23 499 adicionales, M0 + B + C lleva S3 y S5 a vulnerabilidad baja (0.15 y 0.20) y ofrece la mejor relación costo-efectividad entre las combinaciones que cumplen (USD 113 791 por unidad de reducción del IVF). La limpieza de toda la red (A2) queda dominada en todos los casos: con B cuesta más del triple que M0 + B, y sin B no reduce el IVF de S1 por debajo de 0.69.

**Tabla 19.**

*Costo-efectividad de combinaciones de alternativas (500 mg/L, valor presente a 10 años)*

| Combinación | Inversión (USD) | Operación anual (USD) | VP 10 años (USD) | ΣΔIVF | USD por unidad de ΔIVF | IVF máximo (sección) | Cumple IVF < 0.50 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| M0 | 0 | 12 236 | 69 136 | 0.25 | 276 545 | 0.79 (S1) | No |
| M0 + D | 4425 | 12 810 | 76 805 | 0.35 | 218 685 | 0.69 (S1) | No |
| M0 + C | 23 499 | 12 236 | 92 635 | 0.78 | 118 708 | 0.79 (S1) | No |
| M0 + C + D | 27 924 | 12 810 | 100 303 | 0.88 | 113 778 | 0.69 (S1) | No |
| M0 + A1 | 0 | 19 612 | 110 811 | 0.31 | 361 182 | 0.73 (S1) | No |

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

| Combinación | Inversión (USD) | Operación anual (USD) | VP 10 años (USD) | ΣΔIVF | USD por unidad de ΔIVF | IVF máximo (sección) | Cumple IVF < 0.50 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Mo + B** | **83 462** | **12 236** | **152 599** | **1.02** | **150 019** | **0.45 (S5)** | **Sí (óptima)** |
| Mo + B + C | 106 961 | 12 236 | 176 097 | 1.55 | 113 791 | 0.38 (S2) | Sí |
| Mo + A1 + B | 83 462 | 18 787 | 189 612 | 1.02 | 186 407 | 0.45 (S5) | Sí |
| Mo + A2 | 0 | 87 022 | 491 693 | 0.30 | 1 640 137 | 0.74 (S1) | No |
| Mo + A2 + B + C | 106 961 | 87 022 | 598 655 | 1.55 | 386 839 | 0.38 (S2) | Sí |

*Nota:* VP con tasa de 12 % y 10 años, precios de septiembre de 2026 sin IVA. ΣΔIVF es la reducción de la suma del IVF dinámico de S1 a S5 respecto de la situación actual sin mantenimiento (2.35). Se muestran 10 de las 24 combinaciones evaluadas; con 250 y 1000 mg/L la combinación óptima es la misma. Elaboración propia.

Alternativa recomendada. Con estos resultados, se recomienda a la municipalidad la combinación Mo + B: limpieza anual de pozos, sumideros y descargas, y corrección de la pendiente del tramo de S1 a 10 ‰. Como el modelo dinámico identificó otros 8 tramos de baja pendiente con depósito (calle S/N 18, Chile y J. M. Plaza), que no forman parte de las secciones del IVF, conviene sumar la limpieza focalizada A1 en esos tramos (454 m), con lo que el VP sube a USD 189 612 con 500 mg/L (USD 169 990 con 250 mg/L y USD 284 304 con 1000 mg/L). Si el diseño de detalle descartara la corrección de pendiente, la segunda opción para S1 es la cámara desarenadora (D) con Mo y A1, que controla el depósito a menor costo, aunque deja a S1 en vulnerabilidad alta (0.69). La ampliación de diámetro (C) se justifica como segunda etapa si se adopta una lluvia de diseño mayor. Estos resultados dependen de la concentración de aporte, que debe medirse, y de los umbrales y pesos propuestos del IVF.

**Análisis estadístico**

Se emplea el coeficiente de eficiencia de Nash-Sutcliffe (NSE) para evaluar el desempeño del modelo hidráulico del apartado 3.4, interpretado con los umbrales de Moriasi et al. (2007): satisfactorio (0.50 a 0.65), bueno (0.65 a 0.75) y muy bueno (> 0.75). Los caudales simulados con la lluvia de diseño frente a los caudales de las hojas de cálculo del diseño 2016 dieron NSE = 0.985 (Norte 0.996 y Sur 0.978; n = 103 tramos), valor que corresponde a la categoría muy bueno. Como la referencia es el propio cálculo de diseño y no caudales observados, este indicador demuestra que el modelo reproduce el diseño y no valida su capacidad predictiva. Para este último fin se requiere un evento de lluvia registrado con aforo.

Con cinco secciones (n = 5) y una sola observación por sección, un ANOVA no es aplicable: no hay repetición dentro de los grupos que permita estimar la varianza del error, y el estadístico F carecería de grados de libertad residuales suficientes. Por ello, las diferencias entre secciones se describen con los valores de la Tabla 15 y su sensibilidad a los pesos, sin pruebas de hipótesis. No se dispone de caudales ni niveles observados, por lo que el NSE solo

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

se calculó contra el cálculo de diseño; la verificación con la lluvia de 2026 es cualitativa (sin inundación observada con lluvias diarias de hasta 54 mm). La calibración y la validación del modelo con un evento observado con aforo, y la aplicación de una prueba como ANOVA o Kruskal-Wallis con más pozos o tramos por estrato de pendiente, quedan como líneas futuras.

## DISCUSIÓN

Los resultados describen una red joven con poca reserva de capacidad en el sector Norte y insuficiente frente a la lluvia regional en el sector Sur. Con el caudal de diseño de Tr = 5 años, cuatro de las cinco secciones operan entre 0.72 y 0.83 de su capacidad a tubo lleno, y con Tr = 10 años S3 y S5 superan 0.90 (Tabla 6). El modelo muestra que ese margen estrecho tiene consecuencias cuando se pierde sección útil: con la lluvia regional de Tr = 5 años el Norte no se inunda sin bloqueo, pero con 25 % de bloqueo se inundan 5 nodos y con 50 % se inundan 24 (Tabla 11). Esto es coherente con lo reportado por Olsson et al. (2025), quienes encontraron que el bloqueo parcial por sedimentos y residuos puede elevar sustancialmente el volumen inundado incluso con períodos de retorno de dos años. El bloqueo se aplicó de forma uniforme en toda la red, por lo que los porcentajes son escenarios de sensibilidad y no una medición del estado actual, que debe verificarse en campo. El modelo dinámico de colmatación acota esos escenarios: el depósito se concentra en 8 a 12 tramos de pendiente menor de 1 %, y solo en ellos el bloqueo puede alcanzar valores de 25 % a 50 % con concentraciones de aporte de 500 mg/L o más, mientras que en los tramos de pendiente media y alta el bloqueo de la tubería tiende a cero.

El hallazgo más llamativo del análisis hidrológico es que el diseño 2016 no empleó una intensidad de lluvia única. Las hojas de cálculo aplican Id = 4 en el sector Norte e Id = 1 en el Sur con un exponente de −0.4279, distinto del −0.5052 de la ecuación INAMHI confirmada. Expresadas en la ecuación INAMHI, esas intensidades equivalen a una intensidad diaria de 1.75 mm/h en el Norte, coherente con las estaciones regionales (1.70 a 1.80 mm/h), y de 0.44 mm/h en el Sur, cuatro veces menor. El modelo confirma la consecuencia: con la lluvia regional, el Sur inunda 15 nodos en Tr = 5 años (2057 m³) y 17 en Tr = 10 años (3156 m³), y el Norte ninguno. La diferencia entre sectores no puede atribuirse con certeza a un error de transcripción o a una decisión de diseño, por lo que conviene consultar el expediente del diseño con el GAD. Además, el resultado es sensible a dos supuestos: al coeficiente de escorrentía (las hojas aplican 0.80 y 0.55, mayores que el 0.40 ponderado de la Memoria Técnica y que lo esperable en un uso residencial; con 0.40 la inundación del Sur baja de 2057 a 652 m³ con Tr = 5 años y de 3156 a 963 m³ con Tr = 10 años, sin desaparecer) y al aporte de 66.2 ha en PP42, que el GAD confirmó y que los planos no dibujan: sin él, el volumen del Sur sería de 411 m³.

En cuanto al sedimento, la composición arenosa de las cinco muestras (80 a 94 % de arena) indica que el material que se deposita en los pozos es no cohesivo, y por ello el esfuerzo de corte de lecho y el número de Froude de partícula son los indicadores adecuados de

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

autolimpieza frente al criterio de velocidad mínima (Bong, 2014; Kumar et al., 2024). El contraste entre S1 (6.5 Pa) y el resto (40 a 120 Pa) sugiere que la red transporta con facilidad la arena en los tramos de pendiente media y alta, y que la acumulación se concentra en el tramo bajo, cerca de la descarga; en S1, el caudal necesario para mover la fracción gruesa (413 l/s) es casi una cuarta parte del de diseño, de modo que los caudales frecuentes no la arrastrarían. Este resultado depende de que Gs = 2.65 sea un valor declarado y no medido. El modelo dinámico de transporte confirma esta lectura en el rango de concentraciones evaluado, aunque su magnitud depende del aporte de sedimento, que no se midió, y debe contrastarse con la inspección de campo; se apoya además en estudios de lavado de sedimentos en colectores como el de Montes et al. (2021). Los valores de 40 a 120 Pa implican además un riesgo de abrasión de la tubería y de las estructuras de las secciones de pendiente alta, que no se evaluó en este estudio.

El patrón de falla funcional temprana documentado en el sistema antiguo, con sumideros que no funcionaban a pesar de conservar la rejilla (GADMCG, 2016), junto con la condición de red combinada de facto, hace plausible que la red PVC enfrente un problema semejante, que el modelo traduce en vulnerabilidad al bloqueo. Verificarlo es el objeto del levantamiento de campo y del IVF, cuyo resultado preliminar (S1 alta, S4 baja y el resto entre media y alta) coincide con las señales hidráulicas y sedimentológicas anteriores. Que S1 sea a la vez la de menor autolimpieza y la de mayor IVF es coherente con la literatura sobre depósitos en colectores de baja pendiente (Bong, 2014; Kumar et al., 2024), pero se apoya en solo cinco secciones y en pesos propuestos por el autor.

En cuanto a las alternativas, la valoración por APU cambia la recomendación preliminar basada en costos relativos. La limpieza de toda la red, que el Plan Maestro de 2016 presupuestó para el sistema antiguo, resulta la opción menos eficiente cuando se aplica a la red actual, porque la mayor parte de su costo se destina a tramos que el modelo identifica como autolimpiantes. La inversión más eficaz es una obra localizada (la corrección de pendiente de S1), acompañada de un mantenimiento básico y focalizado. Como el beneficio se midió con el IVF y no con daños evitados, el análisis es de costo-efectividad y no un análisis beneficio-costo en sentido estricto; una valoración monetaria de los daños por inundación permitiría completarlo.

Limitaciones. Los valores hidráulicos de las secciones son de diseño y no de condición actual medida. El modelo se verificó contra el cálculo de diseño (NSE = 0.985) y de forma cualitativa con la lluvia de 2026, pero no se calibró con caudales observados, y no se ejecutó HEC-RAS 2D. Los datos de lluvia recientes son diarios y estimados por satélite, y faltan los de septiembre y octubre en IMERG. Los escenarios regionales se apoyan en una intensidad diaria de 1.75 y 1.95 mm/h obtenida de dos estaciones, con un hietograma de bloques alternos y una traslación de 12 min como representación del tiempo de concentración; el bloqueo se aplicó de

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

forma uniforme. Las áreas de aporte se tomaron de las hojas de cálculo, con una asignación espacial que no pudo reproducirse de forma automática, y el aporte de 66.2 ha en PP42, confirmado por el GAD, no aparece en el plano. El coeficiente de escorrentía se adoptó por uso residencial general y no por manzana, por falta de una capa de uso de suelo. El y/D de la hoja de cálculo 2016 no es coherente con su Q/Qfull en dos secciones, lo que obligó a recalcularlo. Las fotografías de pozos no se asociaron a una sección específica. El muestreo se limitó a un pozo por sección (5 muestras), el d84 es interpolado, Gs = 2.65 es un valor declarado y no hay límites de Atterberg. El estado estructural se valoró con una observación general y un mismo valor para todas las secciones; el IVF usa umbrales y pesos propuestos por el autor y se basa en cinco secciones. La estratificación por material no pudo aplicarse porque toda la red es de PVC. El modelo de colmatación es unidimensional por tramo, supone un depósito uniforme, un aporte de concentración constante que no se midió y una retención ideal en el desarenador, y no representa los pozos ni la cohesión del lodo. Por último, los costos se basan en precios unitarios de 2016 reajustados con índices generales, no incluyen el retiro de la tubería existente ni el IVA, y las superficies de rodadura se supusieron. Como líneas futuras, la medición de la concentración de sedimento en eventos reales permitiría calibrar el modelo de colmatación, y la incorporación de modelos que representen la red a escala de tubería (Chegini et al., 2025), del transporte de sedimentos en HEC-RAS cuando sus redes de tuberías lo admitan y de optimización del diseño (Fuentes Mariles et al., 2023) permitiría comparar alternativas de rediseño con criterios de autolimpieza.

## CONCLUSIONES

La red de alcantarillado pluvial de PVC construida en 2017 en la zona urbana de Guamote presenta, con los caudales del diseño 2016, relaciones Q/Qfull de 0.43 a 0.83 en las cinco secciones evaluadas (Tr = 5 años) y de hasta 0.92 con Tr = 10 años, es decir, una reserva de capacidad reducida en cuatro de ellas.

El diseño 2016 empleó intensidades distintas en los sectores Norte (equivalente a Id ≈ 1.75 mm/h, coherente con el valor regional) y Sur (≈ 0.44 mm/h, cuatro veces menor). Con la lluvia regional, el modelo en EPA-SWMM no mostró inundación en el Norte en Tr = 5 ni 10 años, pero sí en el Sur (15 y 17 nodos; 2057 y 3156 m³). El aporte de 66.2 ha en PP42, confirmado por el GAD y ausente en los planos, explica cerca de 80 % de ese volumen. Con el coeficiente de escorrentía de 0.40, propio del uso residencial, el Sur sigue inundándose (9 y 10 nodos; 652 y 963 m³), con menor volumen.

Un bloqueo sedimentario de 25 a 50 % de la sección convierte la red del Norte en una red con inundación (de 0 a 5 y 24 nodos con Tr = 5 años), lo que confirma que su margen de capacidad depende del mantenimiento. El modelo dinámico de colmatación muestra que ese bloqueo solo se desarrolla en los tramos de pendiente menor de 1 % (8 a 12 de 104): en S1 la tasa es de 0.04 % a 1.3 % del área por evento de diseño, según la concentración de aporte, y el

Doi: 10.70577/innovascit.v4i2.361

tramo supera su bloqueo crítico (7.8 %) en menos de una temporada con 500 mg/L o más, mientras que en S2 a S5 no se acumula sedimento.

El sedimento de fondo de pozo es una arena con 13 a 17 % de grava en cuatro de las cinco secciones y d50 entre 0.38 y 1.26 mm. La sección de menor pendiente (S1) es la única bien graduada y la de menor esfuerzo de corte de diseño (6.5 Pa frente a 40 a 120 Pa), por lo que concentra el mayor riesgo de depósito.

Con Gs = 2.65 (valor declarado), el esfuerzo de corte de diseño supera el crítico de arrastre en las cinco secciones, pero en S1 el margen para la fracción gruesa es de solo 1.7 veces. El IVF preliminar clasificó S1 como de vulnerabilidad alta (0.74), S5, S3 y S2 entre alta y media (0.50, 0.48 y 0.42) y S4 como baja (0.10), con un orden estable ante cambios de los pesos. La inspección mostró tuberías íntegras, pero con lodo y sedimento en los pozos y residuos sólidos en la descarga, por lo que la vulnerabilidad se origina en la capacidad, la autolimpieza y el bloqueo, y no en el deterioro de la infraestructura. Los datos de lluvia de 2026 (IMERG, 10 km, resolución diaria) incluyen dos días de más de 50 mm sin inundación observada en el casco urbano, lo que apoya la ausencia de falla en el Norte pero no basta para calibrar el modelo ni para descartar la inundación del Sur con lluvias cortas e intensas. Con costos por APU reajustados a 2026, la solución de menor costo que deja todas las secciones en vulnerabilidad media o baja es la limpieza anual de pozos, sumideros y descargas con la corrección de pendiente de S1 (VP a 10 años de USD 152 599; USD 189 612 si se añade la limpieza focalizada de los demás tramos de baja pendiente), resultado que no cambia con la concentración de aporte; la limpieza de toda la red resultó dominada. El modelo se verificó con el cálculo de diseño (NSE = 0.985), pero no se calibró con eventos observados, lo que queda como línea futura.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Akabwai, F., Masanja, V. G., Ddumba Lwanyaga, J., Semwogerere, T., & Keikara Muhumuza, A. (2026). Modelling flow and sediment transport in urban sewer systems using computational fluid dynamics: Case of Tororo Municipality, Eastern Uganda. International Journal of Mechanical Engineering.

Anwer, A. A., Soliman, A. H., & Radwan, H. G. (2024). Hydraulic-based optimization algorithm for the design of stormwater drainage networks. Applied Water Science, 14(6). https://doi.org/10.1007/s13201-024-02204-4

Bermúdez Pacheco, K. D., Coraisaca Pugo, J. R., & Ochoa García, S. A. (2022). Aplicación del software EPA SWMM para el análisis del diseño de un sistema de alcantarillado sanitario y pluvial, caso de estudio de la zona de Bullcay, cantón Gualaceo, provincia del Azuay.

Bibi, T. S., Reddythta, D., & Kebebew, A. S. (2023). Assessment of the drainage systems performance in response to future scenarios and flood mitigation measures using stormwater management model. City and Environment Interactions, 19. https://doi.org/10.1016/j.cacint.2023.100111

Bong, C. H. J. (2014). A review on the self-cleansing design criteria for sewer system.

Chegini, T., Li, H. Y., Yang, Y. C. E., Blöschl, G., & Leung, L. R. (2025). A scale-adaptive urban hydrologic framework: Incorporating network-level storm drainage pipes representation. Water Resources Research, 61(3). https://doi.org/10.1029/2024WR037268

Exner, F. M. (1925). Über die Wechselwirkung zwischen Wasser und Geschiebe in Flüssen. *Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften in Wien, Abteilung IIa*, 134, 165-204.

Ferguson, R. I., & Church, M. (2004). A simple universal equation for grain settling velocity. *Journal of Sedimentary Research*, 74(6), 933-937. https://doi.org/10.1306/051204740933

Franca, M. J., Cook, R., Pourzangbar, A., Xia, X., Valero, D., Vanzo, D., Bayón, A., & Wright, N. (2025). Why should urban debris dynamics be considered in urban flood management? Water Resources Research, 61(12). https://doi.org/10.1029/2025WR041574

Fuentes Mariles, Ó. A., Gracia Sánchez, J., Chompa Abarca, J. A., & De Luna Cruz, F. (2023). Prediseño de una red de drenaje pluvial urbana con algoritmos genéticos. Ingeniería Investigación y Tecnología, 24(3), 1-13. https://doi.org/10.22201/fi.25940732e.2023.24.3.021

GADMCG. (2016). Memoria técnica del Plan Maestro de Agua Potable, Alcantarillado Sanitario y Pluvial de la cabecera cantonal de Guamote. Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Guamote.

INAMHI. (1999). Estudio de lluvias intensas. Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología.

INEC. (2026). *Boletín técnico del Índice de Precios de la Construcción, septiembre 2026* (Boletín N.° 318). Instituto Nacional de Estadística y Censos. https://www.ecuadorencifras.gob.ec/indice-de-precios-de-la-construccion/

Kumar, S., Deshpande, V., Agarwal, M., & Rathnayake, U. (2024). Forecasting particle Froude number in non-deposition scenarios within sewer pipes through hybrid machine learning approaches. Results in Engineering, 22. https://doi.org/10.1016/j.rineng.2024.102320

Mendoza Cedeño, J. D., Sornoza Arteaga, E. J., & Palma Villavicencio, C. I. (2025). Evaluación hidráulica del sistema de alcantarillas pluviales utilizando el programa HEC-RAS: caso de estudio, sector La Pila, Manabí-Ecuador. 2, 285-302. https://doi.org/10.63415/saga.v2i4.291

Meyer-Peter, E., & Müller, R. (1948). Formulas for bed-load transport. En *Proceedings of the 2nd Meeting of the International Association for Hydraulic Structures Research* (pp. 39-64). IAHR.

Ministerio del Trabajo. (2025). *Acuerdo Ministerial MDT-2025-195: fijación del salario básico unificado para el año 2026*. Quito, Ecuador.

Montes, C., Ortiz, H., Vanegas, S., Kapelan, Z., Berardi, L., & Saldarriaga, J. (2021). Sediment transport prediction in sewer pipes during flushing operation. Urban Water Journal, 19(1), 1-14. https://doi.org/10.1080/1573062X.2021.1948077

Moreira Romero, Á. F. (2022). Sistemas de drenaje urbano sostenible. 7(7), 2051-2060. https://doi.org/10.23857/pc.v7i7

Moriasi, D. N., Arnold, J. G., Van Liew, M. W., Bingner, R. L., Harmel, R. D., & Veith, T. L. (2007). Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations. Transactions of the ASABE, 50(3), 885-900.

NASA POWER Project. (2026). Daily data: IMERG precipitation and MERRA-2 corrected precipitation, point at −1.935°, −78.7115° [Conjunto de datos]. NASA Langley Research Center. https://power.larc.nasa.gov/ (consultado el 30 de octubre de 2026).

Olsson, H., Mugume, S. N., & Sörensen, J. (2025). Modelling the effect of sediment and solid waste deposition on pluvial flood risk using in situ high-resolution rainfall and water level measurements. Water Science and Technology, 91(6), 757-782. https://doi.org/10.2166/wst.2025.039

Saaty, T. L. (1980). The analytic hierarchy process: Planning, priority setting, resource allocation. McGraw-Hill.

Soulsby, R. L., & Whitehouse, R. J. S. (1997). Threshold of sediment motion in coastal environments. En *Pacific Coasts and Ports '97: Proceedings of the 13th Australasian Coastal and Ocean Engineering Conference* (Vol. 1, pp. 145-150). Centre for Advanced

Engineering, University of Canterbury.

USACE-HEC. (2024). *HEC-RAS River Analysis System: Release notes, version 6.6*. U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center.

Vallejo-Vizhuete, D. P., Reyes-Zambrano, J. L., Tenesaca-Saca, M. E., & Alarcón-Loor, J. R. (2024). Modelación hidrológica e hidráulica para la identificación de zonas de inundación en la quebrada Las Abras, Riobamba. 7(14). https://doi.org/10.46296/ig.v7i14.0221

CONFLICTO DE INTERÉS:
Los autores declaran que no existen conflicto de interés posibles.

FINANCIAMIENTO

No existió asistencia de financiamiento de parte de pares externos al presente artículo.

NOTA:

El articulo no es producto de una publicación anterior