

TESIS DE MAESTRÍA

Análisis de los costos y la resiliencia de RDU optimizadas para diferentes topografías de terreno, caudales de entrada y rugosidad de las tuberías.

Viviana Carolina Chala Urueña

**Asesor
Juan Saldarriaga**



**UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL
BOGOTÁ D.C.
2024**

TABLA DE CONTENIDO

1	Introducción	1
2	Antecedentes	2
3	Formulación del Problema	4
4	Objetivos	6
4.1.	Objetivo General	6
4.2.	Objetivos Específicos	6
5	Justificación.....	7
5.	Marco teórico	8
5.1	Sistema Integrado de Drenaje Urbano	8
5.1.1	Historia	8
5.1.2	Concepto y componentes.....	9
5.2	Generalidades sobre el diseño hidráulico de los sistemas de alcantarillado	10
5.2.1	Ecuaciones de diseño.....	10
5.2.2	Restricciones de diseño	15
5.2.3	Funciones de costos.....	18
5.3	Metodología de diseño optimizado desarrollado en el CIACUA (UTOPIA)	24
5.3.1	Definición del problema	24
5.3.2	Selección del trazado.....	27
5.3.3	Diseño hidráulico.....	30
5.4	Resiliencia en redes de drenaje urbano.....	32
6.	Metodología	33
6.1.	Descripción de las herramientas empleadas.	35
6.1.1.	Xpress	35
6.1.2.	Python	36
6.1.3.	Eclipse.....	37
7.	Casos de Estudio	38
7.1.	Red Chicó Sur.....	39
7.2.	Red Cedritos	40

7.3.	Red Sabaneta.....	41
8.	Resultados	42
8.1.	Topología para el Diseño Óptimo (Trazado – Resultado Xpress)	43
8.2.	Diseño Optimizado	48
8.3.	Costos	57
9.	Análisis de resultados.....	60
9.1.	Análisis de Costos.....	60
9.1.1.	Variación de Topografía (Pendientes).....	60
9.1.2.	Variación de Topografía (Giro – Cambio de Inclinación)	62
9.1.3.	Variación de Caudales.....	63
9.1.4.	Variación de Rugosidades	65
9.2.	Análisis de Resiliencia.....	67
10.	Conclusiones	71
11.	Recomendaciones para trabajos futuros	73
12.	Referencias.....	74
13.	Anexos	77
	Anexo 1. Gráficas de Resultados Diseño Optimizado	77
	Anexo 1.1. Resultados Diámetro.....	77
	Anexo 1.2. Resultados Pendientes	80
	Anexo 1.3. Resultados Relación de Llenado.....	83
	Anexo 1.4. Resultados Número de Froude.....	86
	Anexo 1.5. Resultados Esfuerzo Cortante.....	89
	Anexo 1.6. Resultados Velocidad	92
	Anexo 2. Resultados Costos (Ecuación de Maurer).....	95
	Anexo 2.1. Resultados Chicó Sur.....	95
	Anexo 2.2. Resultados Cedritos	96
	Anexo 2.3. Resultados Sabaneta	97

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Sección transversal tubería fluyendo parcialmente llena. Tomado y modificado de Saldarriaga (2023).....	10
Figura 2. Parámetros de excavación. Tomado de: (López Sabogal & Saldarriaga, 2014).....	19
Figura 3. Diferencia entre grafos dirigidos y no dirigidos. Tomado de: (Duque et al., 2016).....	24
Figura 4. Red de alcantarillado. Tomado de:(Saldarriaga & Zambrano, 2019).....	25
Figura 5. Posible trazado de la red. Tomado de: (Saldarriaga & Zambrano, 2019).....	25
Figura 6. Esquema de los componentes para el diseño hidráulico de una tubería. Tomado de: (Duque et al., 2016).....	26
Figura 7. Tipos de tuberías y grafos para un tramo y una red de alcantarillado. Tomado de: (Duque et al., 2016).....	27
Figura 8. Posibles variables de decisión. Tomado de: (Duque et al., 2016)	28
Figura 9. Conjunto de nodos que pertenecen a un mismo pozo. Tomado de: (Duque et al., 2016)..	30
Figura 10. Esquema de solución hidráulica para una red. Tomado de: (Duque et al., 2016).....	31
Figura 11. Diagrama Utopía. Tomado de: (Saldarriaga, 2023).....	31
Figura 12 Diagrama de flujo para el desarrollo de la investigación. Fuente: Autor.....	34
Figura 13 Diagrama de flujo, metodología para el diseño optimizado. Fuente: Autor.	34
Figura 14. Icono e interfaz FICO Xpress.	35
Figura 15. Icono e interfaz Python.	36
Figura 16. Icono e interfaz Eclipse.....	37
Figura 17. Esquema uso de herramientas.....	37
Figura 18. Localización Red Chicó Sur. Tomado de: Google Earth.....	39
Figura 19. Localización Red Chicó Sur. Tomado de: Google Earth.....	40
Figura 20. Localización Red Sabaneta. Tomado de: Google Earth.	41
Figura 21. Resultados Topología – Caso de estudio: Chicó Sur. Fuente: Autor.....	44
Figura 22. Resultados Topología – Caso de estudio: Cedritos. Fuente: Autor.	45
Figura 23. Resultados Topología – Caso de estudio: Sabaneta. Fuente: Autor.	46
Figura 24. Resultados Topología Giro – Caso de estudio: Chicó Sur y Cedritos (Cambio Inclinación). Fuente: Autor.	47

Figura 25. Resultados (a) máximo diámetro y (b) pendiente promedio. Fuente: Autor.....	50
Figura 26. Resultados (a) máxima relación de llenado y (b) promedio número de Froude. Fuente: Autor.	53
Figura 27. Resultados (a) promedio esfuerzo cortante y (b) velocidad máxima. Fuente: Autor.....	56
Figura 28. Relación Costo - Número de Cámaras de Caída. (Aumento de Pendiente) Fuente: Autor.	57
Figura 29. Relación Costo - Número de Cámaras de Caída (Aumento de Caudal). Fuente: Autor..	58
Figura 30. Relación Costo - Número de Cámaras de Caída (Aumento de Rugosidad). Fuente: Autor.	59
Figura 31. Porcentajes variación de costos Chicó Sur (Variación en topografía). Fuente: Autor.....	60
Figura 32. Porcentajes variación de costos Cedritos (Variación en topografía). Fuente: Autor.	61
Figura 33. Porcentajes variación de costos Sabaneta (Variación en topografía). Fuente: Autor.	61
Figura 34. Resultados cambio de inclinación (Giro). Fuente: Autor.	62
Figura 35. Porcentajes variación de costos (Variación en la inclinación).....	63
Figura 36. %Variación Costos - Caudal – Chicó Sur. Fuente: Autor.....	63
Figura 37. %Variación Costos - Caudal – Cedritos. Fuente: Autor.	64
Figura 38. %Variación Costos - Caudal – Sabaneta. Fuente: Autor.	65
Figura 39. %Variación Costos - Rugosidad – Chicó Sur. Fuente: Autor.....	65
Figura 40. %Variación Costos - Rugosidad – Cedritos. Fuente: Autor.	66
Figura 41. %Variación Costos - Rugosidad – Sabaneta. Fuente: Autor.	66
Figura 42. Resultados Resiliencia – Variación Topografía. Fuente: Autor.....	68
Figura 43. Resultados Resiliencia – Variación Caudales de Entrada. Fuente: Autor.	69
Figura 44. Resultados Resiliencia – Variación Rugosidades. Fuente: Autor.	69
Figura 45. Resultados Resiliencia – Comparación Red no optimizada con Optimizada. Fuente: Autor.	70

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Propiedades geométricas de tubería fluyendo parcialmente llena. Tomado y adaptado de (David Butler, 2018) y (Saldarriaga & Aguilar, 2017)	11
Tabla 2 Profundidades a las cotas claves del colector. Tomado de: (Art. 139 RAS 2017).....	16
Tabla 3 Restricciones de Diseño. Tomado de: (RES 0330/2017).	17
Tabla 4. Restricciones propuestas por Li and Matthew (1990). Tomado de: (Li & Matthew, 1990)21	
Tabla 5. Características de los casos de estudio. Fuente: Autor.....	38
Tabla 6. Variaciones realizadas. Fuente: Autor.	42
Tabla 7. Costos sin alterar características. Fuente: Autor.	60
Tabla 8. Convenciones resultados Resiliencia. Fuente: Autor.	68

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1	11
Ecuación 2	11
Ecuación 3	11
Ecuación 4	11
Ecuación 5	12
Ecuación 6	12
Ecuación 7	12
Ecuación 8	12
Ecuación 9	12
Ecuación 10	13
Ecuación 11	13
Ecuación 12	14
Ecuación 13	14
Ecuación 14	14
Ecuación 15	18
Ecuación 16	18
Ecuación 17	18
Ecuación 18	18
Ecuación 19	19
Ecuación 20	19
Ecuación 21	20
Ecuación 22	20
Ecuación 23	20
Ecuación 24	21
Ecuación 25	22
Ecuación 26	22
Ecuación 27	27



Ecuación 28.....	29
Ecuación 29.....	29
Ecuación 30.....	29
Ecuación 31.....	29
Ecuación 32.....	32
Ecuación 33.....	32

1 INTRODUCCIÓN

El diseño de redes de drenaje urbano es fundamental para garantizar la adecuada gestión del agua residual/pluvial y minimizar los riesgos asociados con inundaciones y otros posibles problemas hídricos. Este proceso de diseño se enfrenta a diversos desafíos técnicos, entre los que destacan la influencia de la topografía, los caudales de entrada en los nodos y las rugosidades de las tuberías. Cada uno de estos factores desempeñan un papel crucial en la optimización y funcionamiento de las redes de drenaje.

La topografía determina la dirección y velocidad del flujo de agua, afectando directamente la ubicación, el diseño de las tuberías y otros componentes del sistema de drenaje. Una comprensión detallada de la topografía permite predecir mejor cómo se comportará el agua durante eventos de lluvia, lo cual es esencial para evitar inundaciones y asegurar que el agua se canalice de manera eficiente hacia las salidas designadas o cómo se comportará el agua ante un aumento considerable en la densidad poblacional de una zona.

Por otro lado, los caudales de entrada en los nodos representan los volúmenes de agua que ingresan a la red de drenaje en puntos específicos, generalmente influenciados por la precipitación y las características del área de captación. La correcta estimación y manejo de estos caudales es crucial para dimensionar adecuadamente las tuberías y evitar el desbordamiento de estas. Un análisis detallado de los caudales permite diseñar una red que pueda manejar tanto eventos de lluvia regulares como extremos sin comprometer su funcionalidad o eventos de aumentos de densidad poblacional.

Por último, las rugosidades de las tuberías son un factor que afecta al flujo de agua dentro del sistema de drenaje. Las características del material de las tuberías y su estado de mantenimiento determinan la fricción interna, lo cual puede influir en la capacidad de transporte y la eficiencia del sistema. Comprender cómo las rugosidades afectan el flujo permite seleccionar materiales y métodos de construcción que optimicen el rendimiento de la red de drenaje.

Para llevar a cabo esta investigación, se adopta un enfoque basado en el análisis de casos de estudio. Se empleará el software Utopía, ampliamente reconocido por su capacidad para diseñar sistemas optimizados de drenaje urbano, con el fin de evaluar distintos escenarios. A través de este enfoque, se podrá profundizar en la comprensión de cómo estos tres factores; la topografía, los caudales de entrada en los nodos y las rugosidades de las tuberías, influye en el diseño optimizado de redes de drenaje urbano.

2 ANTECEDENTES

El diseño optimizado de redes de drenaje urbano consiste en diseñar tuberías de costo mínimo como un problema de ruta más corta, donde el grafo subyacente modela las características de la tubería, tales como, el diámetro y la pendiente de cada tubería. El problema latente que se presenta en los diseños de la red de alcantarillado hace énfasis en determinar tanto el trazado como el diseño hidráulico de la red.

Consecuentemente, en el momento que se hace mención del trazado de la red, se hace referencia a la definición de sus tuberías iniciales y la dirección del flujo en cada una de las tuberías. Por otra parte, el problema de diseño hidráulico consiste en definir el diámetro y la pendiente de cada tubería de la red. Teniendo en cuenta lo anterior, y sin dejar a un lado el objetivo del diseño optimizado de redes de drenaje urbano, desde 1966, varios autores se han dedicado a diseñar metodologías para dar solución a la problemática expuesta, basados en diversos fundamentos y empleando gran variedad de herramientas y apoyos tecnológicos.

Los pioneros en establecer un fundamento y un enfoque de desarrollo fueron (Haith, 1966) y (Holland, 1966). Hait utilizó la programación dinámica para dividir una única tubería de alcantarillado en diferentes tramos, mientras que Holland, también empleando la programación dinámica, llevó a cabo una búsqueda aleatoria para encontrar el costo mínimo y así determinar la mejor solución para el sistema.

Posteriormente, (Kulkarni & Khanna, 1985) emplearon la ecuación de Hazen Williams modificada para analizar una red de alcantarillado bombeada, siguiendo la línea de investigación de sus predecesores que utilizaron programación dinámica. Luego, (Elimam et al., 1989) diseñó redes de alcantarillado mediante la linealización de los términos no lineales a tramos, empleando programación lineal y heurísticas. Seguidamente, (Li & Matthew, 1990) propusieron una metodología que resolvía los dos componentes del diseño óptimo de redes de alcantarillado utilizando el método de la dirección de búsqueda para la selección del trazado y la programación dinámica diferencial discreta para el diseño hidráulico.

En el 2009 (Pan & Kao, 2009), desarrollaron un híbrido entre algoritmos genéticos y *quadratic programming*. Luego, (Cisty, 2010), empezó a combinar las metodologías anteriormente desarrolladas y propuso un híbrido entre algoritmo genético y programación lineal. Posteriormente, (Haghighi et al., 2011), desarrollan un híbrido entre algoritmo genético e *integer programming*. En el 2014, (Haghighi & Bakhshipour, 2014) y (Palumbo et al., 2014) optan por diseñar redes de drenaje urbano partiendo de la decisión preliminar de establecer el diámetro de la tubería y la elevación del terreno, lo anterior es formulado a partir del uso de algoritmos genéticos. Antes de esto, (Swamee & Sharma, 2013) parten del

desarrollo del diseño óptimo sin linealizar la función objetivo ni las restricciones manteniendo fijas las longitudes y diámetros, empleando programación lineal/método *simplex*.

Actualmente,(Duque et al., 2020), bajo el fundamento de que las tuberías y pozos se modela con teoría de grafos y el problema se resuelve utilizando un algoritmo de camino (ruta) más corto, desarrolló por medio de programación dinámica y usando el algoritmo Bellman-Ford, una solución a la problemática. Luego, (Saldarriaga et al., 2021), mejora la metodología de Duque, al considerar la topografía y definición del trazado.

3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

A partir del estudio de los antecedentes, es importante destacar que se han presentado un gran número de soluciones al problema, pero no se ha llegado profundizar sobre el efecto que tiene el hecho de producir variaciones en las características del sistema, lo cual es clave a la hora de establecer los datos de entrada para el planteamiento del diseño optimizado.

Lo anterior, es trascendental puesto que minimiza el tiempo del diseñador a la hora de definir y establecer las características preliminares del sistema, debido a que, al lograr identificar el efecto que tiene cada una de las variaciones en el sistema de alcantarillado, se logra establecer aquellas características/parámetros en los cuales se debe guardar mayor atención y cuidado al realizar el diseño de la red de drenaje.

Adicionalmente, la investigación sobre el diseño optimizado de redes de drenaje urbano y específicamente el análisis de los efectos que trae realizar las variaciones en la topografía, densidad de viviendas, coeficientes de impermeabilidad y rugosidad de tuberías es relevante por las siguientes razones:

- **Prevención de inundaciones:** El diseño optimizado de redes de drenaje urbano es fundamental para prevenir catástrofes de desborde de agua en zonas urbanas. Las variaciones en las características que aborda el presente estudio pueden tener un impacto significativo en la capacidad de la red de drenaje para manejar el volumen de agua de lluvia y la velocidad de flujo, lo que tiene un gran impacto en el funcionamiento óptimo del sistema.
- **Mejora del diseño urbano:** El diseño optimizado de redes de drenaje urbano también puede tener un impacto en la planificación urbana y el diseño de la ciudad. Las variaciones en las características mencionadas pueden llegar a influir en la ubicación y el diseño de las estructuras urbanas, lo que puede tener un impacto significativo en la población del sector de estudio.

Además, es un tema importante para el área de recursos hídricos e hidroeinformática, dado que, el diseño optimizado de redes de drenaje urbano es fundamental para la gestión del agua y el medio ambiente. La hidroeinformática es una disciplina que utiliza herramientas y técnicas informáticas para analizar, modelar y gestionar los recursos hídricos. En este sentido, el diseño de redes de drenaje urbano requiere el uso de herramientas de hidroeinformática para analizar el comportamiento de los flujos de agua y evaluar el impacto de cada una de las variaciones en las características (topografía, densidad de viviendas, coeficientes de impermeabilidad, rugosidad de las tuberías).

Con base en los hechos expuestos anteriormente surge la necesidad de dar respuesta a la siguiente pregunta: ¿En qué medida los efectos de las variaciones en la topografía, la densidad de viviendas, los coeficientes de impermeabilidad y la rugosidad de las tuberías influyen en el diseño optimizado de las redes de drenaje urbano?

El llevar a cabo variaciones en los parámetros topográficos, densidad de viviendas, coeficientes de impermeabilidad y rugosidad de las tuberías, presenta un efecto en el diseño optimizado de las redes de drenaje urbano; particularmente, repercuten en la capacidad de la red para gestionar el volumen al interior de la red, la velocidad de flujo y la distribución espacial de los flujos de agua en el área, lo que puede afectar la eficiencia y la eficacia del sistema de drenaje en términos de la resiliencia del sistema, la reducción de los impactos ambientales y la topología de la red.

4 OBJETIVOS

4.1. Objetivo General

- Entender la influencia de la topografía, los caudales de entrada en los nodos y las rugosidades de las tuberías en los diseños optimizados de las redes de drenaje urbano.

4.2. Objetivos Específicos

- Identificar los efectos que tienen las variaciones en la topografía, caudal de entrada en los nodos y rugosidad de las tuberías en los diseños optimizados de las redes de drenaje.
- Analizar los resultados en términos de los costos y la resiliencia de las redes de drenaje urbano estudiadas.
- Definir los cambios que se presentan en los costos y la resiliencia, de acuerdo con la tipología de cada red de estudio.

5 JUSTIFICACIÓN

La presente investigación se enfoca en la necesidad de examinar detalladamente la influencia de la topografía, los caudales de entrada en los nodos y los materiales de las tuberías en los diseños optimizados de las redes de drenaje urbano. Este análisis es esencial para desarrollar diseños eficientes que no solo minimicen el costo asociado, sino que también maximicen la viabilidad de la construcción de infraestructuras de drenaje urbano.

La optimización no solo tiene un impacto directo en la economía de los proyectos, sino que también garantiza una funcionalidad óptima y una mayor durabilidad de las redes de alcantarillado, lo que a su vez se traduce en beneficios a largo plazo para las comunidades urbanas. Al considerar cuidadosamente factores específicos tales como lo son la topografía, los caudales de entrada en cada nodo y los materiales de las tuberías durante la fase de diseño, se puede mejorar significativamente en obtener sistemas de drenaje urbano de mínimo costo y a su vez resilientes, lo que resulta en un uso más efectivo de los recursos disponibles y en una reducción de los riesgos asociados con fallos estructurales.

La relevancia de este estudio radica en su potencial para contribuir al aumento de la cobertura del servicio de alcantarillado, especialmente en áreas urbanas en desarrollo. Al obtener diseños óptimos de mínimo costo, se facilita la implementación de proyectos de alcantarillado en comunidades que enfrentan restricciones financieras significativas. Además, al reducir los costos asociados a la construcción y mantenimiento de estas redes, se incrementa la viabilidad económica de los proyectos, lo que permite destinar recursos adicionales a la expansión y mejora del servicio de alcantarillado.

Asimismo, la investigación en esta área puede generar conocimientos valiosos para los planificadores urbanos, ingenieros civiles y autoridades gubernamentales, al proporcionar herramientas y enfoques innovadores para abordar los desafíos relacionados con el diseño y la implementación de sistemas de alcantarillado eficientes y sostenibles. En última instancia, esta investigación aspira a suministrar un marco sólido para la toma de decisiones en el diseño y la implementación de infraestructuras de alcantarillado, con el objetivo final de mejorar la calidad de vida de las poblaciones urbanas y promover un desarrollo urbano sostenible.

5. MARCO TEÓRICO

5.1 Sistema Integrado de Drenaje Urbano

5.1.1 Historia

La gestión del flujo de agua en condiciones de lluvia y aguas residuales ha sido una preocupación desde hace mucho tiempo. El Imperio Minoico, que floreció alrededor del 3000 a.C. en la isla de Creta, desarrolló sistemas elaborados de drenajes y tuberías de piedra y terracota que transportaban aguas residuales sanitarias, escorrentía de techos y escorrentía superficial. Además, los minoicos también idearon formas de recolectar agua de lluvia y mantenerla pura para su uso posterior. La antigua ciudad de Jerusalén, que data de alrededor del 1000 a.C., utilizaba un sistema de alcantarillado separado en algunas partes de la ciudad.

Los sistemas de drenaje urbano han sido una parte importante de la infraestructura urbana durante siglos. En la antigua Roma, se construyó un sistema de cloacas para drenar las aguas residuales y la lluvia de la ciudad. El sistema de cloacas de Roma, conocido como la Cloaca Máxima, fue uno de los primeros sistemas de drenaje urbano del mundo y se considera un logro impresionante de la ingeniería romana (Burian & Edwards, 2002). Desde entonces, los sistemas de alcantarillado se han desarrollado y mejorado, y hoy en día, son una parte esencial de la infraestructura urbana.

Después de la época romana, los sistemas de drenaje sufrieron un retroceso y las urbanizaciones estaban establecidas en torno a cuerpos de agua, por lo que los sistemas de drenaje no eran una necesidad. Conforme crecían dichas civilizaciones, se construían canales abiertos que no solo eran usados para evacuar las aguas lluvias, sino que en éstos se depositaban desechos de las casas, principalmente de las cocinas. Sin embargo, en época seca, se acumulaban las basuras y se generaban problemas de olores, para lo cual la solución fue cubrir los canales. A pesar de esto, la falta de mantenimiento de dichas estructuras de conducción conllevó a que los problemas fueran peores, la falta de planificación y mantenimiento de los sistemas de drenaje en la época post-romana generó problemas de salubridad y olores en las ciudades, lo que evidencia la importancia de la gestión del flujo de agua en condiciones de lluvia para mantener la calidad de los recursos hídricos urbanos (Burian et al., 1999).

A lo largo de la evolución de los sistemas de drenaje, se identifican nueve factores fundamentales que han influido en su desarrollo, tal como han señalado (Burian & Edwards, 2002). Estos factores incluyen mejoras en la calidad de los materiales de las tuberías, en los métodos de construcción y en las prácticas de mantenimiento. Además, se destaca la

importancia de permitir la evacuación de desechos sanitarios a través de los sistemas de drenaje y la creciente comprensión de la complejidad de dichos sistemas.

Un aspecto significativo en esta evolución es el debate constante entre la implementación de sistemas de drenaje separados o combinados, así como la correlación entre problemas de salubridad, infecciones y la calidad de los sistemas de drenaje y las aguas. La incorporación de tratamientos para las aguas residuales, los avances en hidrología urbana y el progreso tecnológico en el ámbito de la computación también han sido factores determinantes.

A mediados del siglo XIX, de acuerdo con el recuento histórico presentado por (Chiarito et al., 2018) el método racional fue desarrollado por Mulvaney en 1850, cuya propuesta se fundamenta en que dada una cuenca de área A con un tiempo de concentración Tc , si se produce una lluvia P con duración $D = Tc$, el caudal generado en el punto de salida será el máximo, ya que estará aportando toda la cuenca. El método plantea una proporcionalidad entre el caudal máximo, la intensidad de lluvia y el autor lo expresa como: $Q = C \cdot i \cdot A$.

Finalmente, la creciente conciencia sobre el impacto ambiental ha influido en la dirección y enfoque de los sistemas de drenaje, abriendo el camino para estrategias más sostenibles y eficaces en el manejo del flujo de agua en condiciones de lluvia. Estos hitos históricos muestran que se han desarrollado diversas estrategias a lo largo de la historia para abordar el problema del flujo de agua residual y/o pluvial (Burian et al., 1999).

5.1.2 Concepto y componentes

Un sistema integrado de drenaje urbano es una infraestructura y enfoque planificado que aborda de manera holística la gestión de aguas pluviales y residuales en áreas urbanas. Su objetivo principal es manejar de manera eficiente el flujo de agua en diferentes condiciones climáticas, minimizando los impactos negativos en el entorno urbano y mejorando la calidad de vida de los residentes. Este tipo de sistema considera la interconexión de diversas soluciones y componentes para lograr una gestión sostenible y efectiva del agua.

En un sistema integrado de drenaje urbano, se combinan enfoques tradicionales de gestión de aguas pluviales con métodos más modernos y sostenibles. Esto puede incluir la utilización de técnicas de drenaje sostenible, como la captura y reutilización de aguas pluviales, la creación de áreas verdes permeables, la instalación de techos verdes y la implementación de pavimentos permeables. Además, estos sistemas consideran la relación entre las aguas pluviales y las aguas residuales, optimizando la infraestructura existente para prevenir inundaciones, minimizar la contaminación y reducir la carga en las plantas de tratamiento de aguas.

Con el fin de alcanzar los objetivos de los Sistemas Integrados de Drenaje Urbano, que incluyen la recolección y el tratamiento de aguas para su descarga en cuerpos receptores con un nivel de calidad que no impacte negativamente los usos aguas abajo. Estos sistemas están conformados por tres elementos fundamentales: redes de drenaje, plantas de tratamiento de aguas residuales (PTAR) y el propio cuerpo receptor.

5.2 Generalidades sobre el diseño hidráulico de los sistemas de alcantarillado

5.2.1 Ecuaciones de diseño

5.2.1.1 Propiedades geométricas de las tuberías fluyendo parcialmente llenas

Previo a enfatizar en cada una de las ecuaciones de diseño, es necesario identificar las propiedades geométricas de las tuberías de alcantarillado, además, cabe destacar que este tipo de tuberías se encontraran fluyendo en una condición parcialmente llena. Por lo cual, en la Figura 1, se presenta la sección transversal de una tubería fluyendo parcialmente llena con la ubicación de cada una de sus propiedades geométricas, otorgando así un punto de referencia visual esencial para el posterior análisis y aplicación de las ecuaciones de diseño.

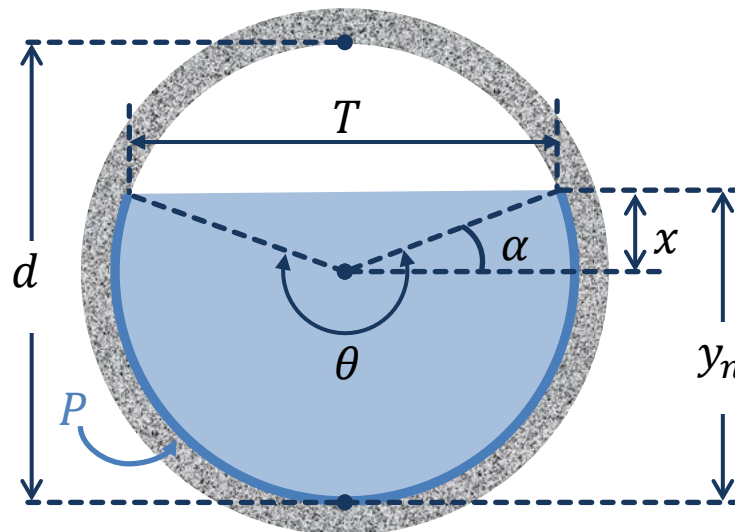


Figura 1. Sección transversal tubería fluyendo parcialmente llena. Tomado y modificado de Saldarriaga (2023)

En la Tabla 1 se presentan las diferentes propiedades geométricas que se deben determinar para el diseño, la cual se encuentra debidamente clasificada entre el nombre de la propiedad, la simbología, la descripción y las respectivas unidades en sistema internacional. Cada una

de estas propiedades son fundamentales para poder aplicar las ecuaciones de diseño y con base en estos resultados establecer los diámetros y pendientes que cumplan con todas las restricciones hidráulicas.

Tabla 1. Propiedades geométricas de tubería fluyendo parcialmente llena. Tomado y adaptado de (David Butler, 2018) y (Saldarriaga & Aguilar, 2017)

Propiedad Geométrica	Símbolo	Descripción	Unidades (SI)
Profundidad de Flujo	y_n	Nivel del agua por encima de la cota batea	[m]
Diámetro	d	Diámetro de la tubería	[m]
Ángulo	θ	Ángulo formado entre el centro de la tubería y la superficie libre	[rad]
Área Mojada	A	Área mojada de la sección transversal	[m ²]
Perímetro Mojado	P	Fración del perímetro del flujo que está en contacto con el canal	[m]
Radio Hidráulico	R	Relación entre área y perímetro mojados	[m]
Ancho de la Superficie	T	Ancho del flujo en la superficie libre del agua	[m]
Profundidad Hidráulica	D	Área por unidad de ancho en la superficie libre del agua	[m]

Una vez identificada cada una de las propiedades geométricas. A continuación, se presentan las ecuaciones con las cuales se pueden determinar cada una de ellas:

- Ángulo (θ)

$$\theta = \pi + 2 \operatorname{sen}^{-1} \left(\frac{y_n - d/2}{d/2} \right)$$

Ecuación 1

- Área Mojada (A)

$$A = \frac{1}{8}(\theta - \operatorname{sen}\theta)d^2$$

Ecuación 2

- Perímetro Mojado (P)

$$P = \frac{1}{2}\theta d$$

Ecuación 3

- Radio Hidráulico (R)

$$R = \frac{A}{P} = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{\operatorname{sen}\theta}{\theta} \right) d$$

Ecuación 4

- Ancho de la Superficie (T)

$$T = d \cos \left(\text{sen}^{-1} \left(\frac{y_n - d/2}{d/2} \right) \right)$$

Ecuación 5

- Profundidad Hidráulica (D)

$$D = \frac{A}{T} = \frac{(\theta - \text{sen } \theta)d}{d \cos \left(\text{sen}^{-1} \left(\frac{y_n - d/2}{d/2} \right) \right)}$$

Ecuación 6

Algunas propiedades hidráulicas relacionadas con las propiedades geométricas son: Número de Froude (Fr), Número de Reynolds (Re) y Esfuerzo Cortante (τ_0). Las ecuaciones se presentan a continuación:

- Número de Froude (Fr)

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gD}}$$

Ecuación 7

Donde:

Fr = Número de Froude [Adimensional]
 v = Velocidad del agua [m/s]
 g = Aceleración de la gravedad [m²/s]
 D = Profundidad hidráulica [m]

- Número de Reynolds (Re)

$$Re = \frac{4Q\rho}{\pi d\mu}$$

Ecuación 8

Donde:

Re = Número de Reynolds [Adimensional]
 Q = Caudal [m³/s]
 ρ = Densidad del agua [kg/m³]
 μ = Viscosidad dinámica del agua [Pa s]

- Esfuerzo Cortante (τ_0)

$$\tau_0 = \gamma RS$$

Ecuación 9

Donde:

τ_0 = Esfuerzo cortante [N/m²]
 γ = Peso específico del agua [N/m³]
 R = Radio hidráulico [m]
 S = Pendiente [m/m]

5.2.1.2 Ecuación de Chezy

En 1769 el ingeniero Antoine Chézy desarrolló lo que podría considerarse como una de las primeras ecuaciones para el flujo uniforme.

$$v = c \sqrt{RS} \quad \text{Ecuación 10}$$

Donde:

R = El radio hidráulico [m]

S = La pendiente de la línea de energía [-]

c = Factor de resistencia de flujo (C de Chézy) [-]

5.2.1.3 Ecuación de diseño de alcantarillado (Manning)

En 1889 el ingeniero Robert Manning propuso una ecuación empírica que se emplea comúnmente en el cálculo de canales abiertos cuando se encuentran en estado de flujo uniforme. A continuación, se describe la ecuación:

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{Ecuación 11}$$

Donde:

R = El radio hidráulico [m]

S = La pendiente de la línea de energía [-]

n = Coeficiente de rugosidad de Manning [-]

A pesar de que esta fórmula sea ampliamente empleada en canales abiertos, no se recomienda su aplicación en tuberías de alcantarillado. Esto se debe a que la ecuación de Manning fue desarrollada para modelar el flujo turbulento hidráulicamente rugoso (FTHR), mientras que los materiales utilizados en las tuberías actuales tienden a ser muy lisos. Como resultado, los flujos que se observan en estas tuberías caen fuera del rango de validez de esta ecuación, como señala (Saldarriaga & González, 2022).

5.2.1.4 Ecuación de Darcy Weisbach y Colebrook White

En el contexto actual, conviene resaltar que la ecuación más relevante para evaluar las pérdidas debido a la fricción en conductos es la ecuación de Darcy-Weisbach. Esta fórmula se fundamenta en principios físicos sólidos y se encuentra ampliamente adoptada, en gran parte debido a su incorporación de las leyes de Newton para el movimiento y las teorías de capa límite de Prandtl. Una característica adicional es su aplicabilidad tanto en situaciones de flujo a presión como en flujos en canales abiertos (Saldarriaga, 2020).

$$h_f = f \frac{l v^2}{d 2g}$$

Ecuación 12

Donde:

- v = Velocidad de flujo [m/s]
- d = Diámetro [m]
- l = Longitud [-]
- g = Aceleración de la gravedad [m/s²]
- f = Factor de fricción [-]

Al establecer la conexión entre la ecuación de Chézy y la ecuación de Darcy-Weisbach, es factible sustituirlas en la ecuación implícita de Colebrook-White (Ecuación 13), que se utiliza para calcular el coeficiente de fricción. Este proceso da como resultado la obtención de la Ecuación 14 de velocidad.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k_s}{3.7d} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{f}} \right)$$

Ecuación 13

$$v = -2 \sqrt{8gRS} \log_{10} \left(\frac{k_s}{14.8R} + \frac{2.51v}{4R \sqrt{8gRS}} \right)$$

Ecuación 14

Donde:

- k_s = La rugosidad absoluta de la tubería [m]
- R = Radio hidráulico [m]
- S = La pendiente de la línea de energía [-]
- g = Aceleración de la gravedad [m/s²]
- ϑ = La viscosidad cinemática del agua [m²/s]

La ecuación destinada al cálculo de la velocidad de flujo se presenta de manera explícita y se apoya en fundamentos físicos sólidos, incorporando tanto la ecuación de Colebrook-White como la ecuación de Darcy-Weisbach. Es importante destacar que la Ecuación 13 mantiene su validez a lo largo de toda la gama de turbulencia, lo que implica que su utilidad abarca tanto el Flujo Turbulento Hidráulicamente Liso como el Flujo Turbulento Hidráulicamente Rugoso, tal como se menciona (López Sabogal & Saldarriaga, 2014).

Cabe destacar que para el desarrollo de esta tesis se hará uso únicamente de la ecuación de Darcy-Weisbach y Colebrook-White. Esta decisión se toma teniendo en cuenta los resultados presentados por (Saldarriaga et al., 2023), en donde los autores demuestran por medio de una comparación entre la ecuación de Manning y la de Darcy-Weisbach junto con la de Colebrook-White, que la ecuación físicamente basada es la indicada para materiales lisos,

por lo anterior y teniendo en cuenta que las rugosidades que se pretenden estudiar en la presente investigación corresponden a tuberías lisas, se toma la decisión de usar únicamente esta ecuación de diseño.

5.2.2 Restricciones de diseño

Con el fin de garantizar el funcionamiento eficiente del sistema de alcantarillado, el Reglamento Técnico del Sector de Saneamiento Básico y Agua Potable, conocido como RAS 2000, establece directrices específicas para el diseño. A partir de la revisión del Título D del RAS 2016 y la Resolución 330 de 2017, se detallan a continuación las restricciones clave de acuerdo con las regulaciones colombianas:

- **Diámetro Interno Real Mínimo:** Conforme al artículo 140 del Reglamento Técnico del Sector de Saneamiento Básico y Agua Potable (RAS) de 2017, establece que el diámetro interno real permitido para las redes de alcantarillado sanitario es de 170 mm. No obstante, para poblaciones con menos de 2500 habitantes, se autoriza un diámetro interno real mínimo de 140 mm.

Por otro lado, en el artículo 148 del mismo reglamento, especifica que el diámetro interno real mínimo permitido en redes de alcantarillado pluvial y redes de alcantarillado combinado es de 260 mm.

- **Relación de llenado (y_n/d):** En el caso de las redes de alcantarillado sanitario establece el artículo 143 del Reglamento Técnico del Sector de Saneamiento Básico y Agua Potable (RAS) de 2017 el valor máximo permitido para la profundidad del flujo en un colector con un caudal de diseño debe ser del 85% del diámetro interno real de la tubería, con el propósito de asegurar una adecuada aireación del flujo de aguas residuales

En lo que respecta a las redes de alcantarillado pluvial o combinado, el artículo 151 del mismo reglamento establece que el valor máximo permitido para la profundidad del flujo en un colector, correspondiente al caudal de diseño y en condición de flujo lleno, es del 93% del diámetro interno real de ese colector.

- **Velocidad máxima en las tuberías:** "La velocidad máxima real en un colector por gravedad no debe exceder los 5.0 m/s, establecida para el caudal de diseño." (Artículos 142 y 150 del RAS 2017). De manera adicional, el mismo artículo incluye una excepción en la cual se puede llegar a una velocidad máxima de 10m/s, haciendo

la aclaración, que en estos diseños se debe contemplar la protección del sistema y proponer las soluciones necesarias para disipar la energía.

- **Número de Froude en el rango de 0.9 a 1.1 (Flujo Cuasi crítico):** Si el diseño de una sección específica conduce a un flujo con un número de Froude en el intervalo cuasi crítico (Número de Froude entre 0.9 y 1.1), es crucial que el diseñador efectúe ciertas modificaciones, especialmente en la inclinación de dicha sección (pendiente), para de esta manera garantizar que el flujo cumpla con esta restricción. No obstante, se pueden presentar casos en los cuales es imposible ajustarlo, por lo tanto, de acuerdo con (Título D - Reglamento Técnico del Sector de Saneamiento Básico y Agua Potable, RAS 2016), el diseñador podría optar por aceptar números de Froude dentro de este rango, siempre y cuando restrinja la relación de llenado a un máximo de 0.7.
- **Profundidad mínima a cota clave:** Para garantizar que las redes de drenaje urbano estén ubicadas a una profundidad que asegure la protección de las tuberías y permita el drenaje por gravedad de las descargas domésticas sin sótano, el Reglamento Técnico del Sector de Saneamiento Básico y Agua Potable (RAS) establece que la distancia mínima entre la superficie y la cota clave de la tubería debe ser de:

Tabla 2 Profundidades a las cotas claves del colector. Tomado de: (Art. 139 RAS 2017)

Servidumbre	Profundidad a la clave del colector (m)
Vías peatonales o zonas verdes	0.75
Vías vehiculares	1.20

- **Profundidad máxima a cota clave:** Teniendo en cuenta lo estipulado en el (Literal D.3.3.11.2 RAS 2016), normalmente, se establece que el límite técnico-económico para la instalación de tuberías en sistemas de alcantarillado mediante el método de excavación con zanja abierta es de aproximadamente 5,0 metros de profundidad. Sin embargo, técnicas alternativas como la perforación dirigida o la microtunelización pueden permitir profundidades mayores.
- **Velocidad mínima:** En lo que respecta a las aguas residuales, el Reglamento Técnico del Sector de Saneamiento Básico y Agua Potable (RAS) de 2016 establece lo siguiente: "La velocidad mínima permitida para una tubería de diámetro nominal menor a 450 mm en los sistemas de aguas residuales es de 0.45 m/s. Esta velocidad debe ser verificada en las condiciones iniciales de operación del sistema para el caudal máximo horario inicial." (Literal D.3.3.9.1 RAS 2016).

Por otra parte, en lo referente a las aguas lluvias, el mismo reglamento establece: "En los sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias, se transportan sólidos que pueden depositarse en las tuberías si el flujo presenta velocidades bajas. Por lo tanto, se requiere una velocidad suficiente para lavar los sólidos depositados durante períodos de bajos caudales. Debido a esto, establece una velocidad mínima permitida en cada tramo de 0.75 m/s para el caudal de diseño, siempre que el diámetro sea menor que 450 mm." (Literal D.4.3.6.1 RAS 2016).

- **Esfuerzo Cortante Mínimo:** En el contexto de las aguas residuales, es fundamental mantener un esfuerzo cortante mínimo de 1.0Pa mientras que, en el caso de las aguas pluviales, este valor se eleva a 2.0Pa; este esfuerzo cortante es crucial ya que está directamente asociado al proceso de autolimpieza de las tuberías, asegurando la eliminación de las partículas depositadas en las superficies internas. Esta restricción está detallada en el artículo 141 del Reglamento Técnico del Sector de Saneamiento Básico y Agua Potable (RAS) de 2017 para las aguas residuales, y en el artículo 149 del mismo reglamento para las aguas pluviales.
- **Pendiente mínima de las tuberías:** Conforme con el literal D.3.3.10.1 del Reglamento Técnico del Sector de Saneamiento Básico y Agua Potable (RAS) de 2016: "El valor de la pendiente mínima de cada tubería debe estar en línea con aquella que permita mantener condiciones de autolimpieza y que al mismo tiempo minimice la generación de gas sulfuro de hidrógeno”.

Finalmente, en la Tabla 3 se sintetizan las restricciones de diseño expuestas anteriormente.

Tabla 3 Restricciones de Diseño. Tomado de: (RES 0330/2017).

Restricción	Aguas residuales	Aguas lluvias y combinadas
Diámetro nominal mínimo	170 mm ó 140mm (hab. < 2500)	260 mm
Relación máxima de llenado	85%	93%
Velocidad mínima	0.45 m/s	0.75 m/s
Velocidad máxima	5 m/s	5 m/s
Esfuerzo de cortante mínimo	> 1 Pa	> 2 Pa
Pendiente mínima	Aquella que cumple velocidad y esfuerzo de cortante mínimo.	
Pendiente máxima	Aquella para la que se obtiene la velocidad máxima real.	

5.2.3 Funciones de costos

Una vez estudiadas cada una de las restricciones establecidas en la normativa colombiana, es importante evaluar las funciones de costos existentes. Las cuales se describen a continuación:

- Costo por tramo (Duque et al., 2016):

$$C = \frac{1.32}{2000} * (9579.31 * d^{0.5737} + 1163.77 * V^{1.31}) \quad \text{Ecuación 15}$$

Donde,

C = Costo por tramo [USD].
 d = Diámetro de la tubería [m].
 V = Volumen de excavación [m³].

- Costo de instalación (Saldarriaga & Noriega, 2020):

$$C_{INS} = a 9579.31 d^{0.5737} l \quad \text{Ecuación 16}$$

Donde,

C_{INS} = Costo por metro lineal de tubería [\$COP]
 d = Diámetro de la tubería [mm]
 a = Factor de conversión [1.32]
 l = Longitud de la tubería [mm]

- Costo de Excavación (Saldarriaga & Noriega, 2020):

$$C_{EXC} = a 1163.77 V^{1.31} \quad \text{Ecuación 17}$$

Donde,

C_{EXC} = Costo por metro lineal de tubería [\$COP]
 V = Volumen de excavación [m³]
 a = Factor de conversión [1.32]

- Volumen de Excavación (Saldarriaga & Noriega, 2020):

$$V = \left(\frac{H + H'}{2} + d + 2e + h \right) (2B + 2e + d) (l \cdot \cos[\tan^{-1}s]) \quad \text{Ecuación 18}$$

Donde,

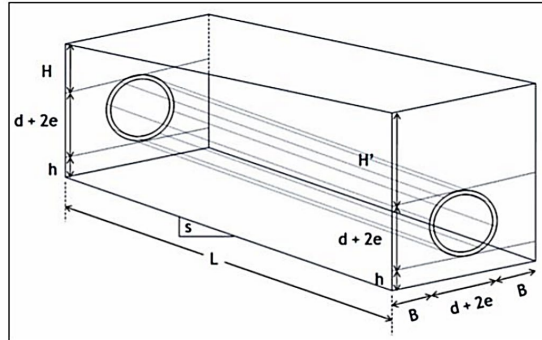


Figura 2. Parámetros de excavación. Tomado de: (López Sabogal & Saldarriaga, 2014).

Por otra parte, (Li & Matthew, 1990) formularon las siguientes funciones de costos:

- Costo construcción tubería (f_p)

$$f_p = \begin{cases} (4.27 + 93.59d^2 + 2.86dh + 2.39h^2)L & d \leq 1m \text{ and } h \leq 3m \\ (36.47 + 88.96d^2 + 8.70dh + 1.78h^2)L & d \leq 1m \text{ and } h > 3m \\ (20.50 + 149.27d^2 - 58.96dh + 17.75h^2)L & d > 1m \text{ and } h \leq 4m \\ (78.44 + 29.25d^2 + 31.80dh - 2.32h^2)L & d > 1m \text{ and } h > 4m \end{cases} \quad \text{Ecuación 19}$$

Donde,

f_p = Costo construcción tubería [¥]
 d = Diámetro de la tubería [m].
 h = Profundidad media enterrada [m].
 L = Longitud [m].

- Costo de construcción cámara de caída (Li & Matthew, 1990):

$$f_m = \begin{cases} 136.67 + 166.19d^2 + 3.50dh + 16.22h^2 & \text{if } d \leq 1m \text{ and } h \leq 3m \\ 132.91 + 790.94d^2 - 280.23dh + 34.97h^2 & \text{if } d \leq 1m \text{ and } h > 3m \\ 209.74 + 57.53d^2 + 10.93dh + 19.88h^2 & \text{if } d > 1m \text{ and } h \leq 4m \\ 210.66 - 113.04d^2 + 126.43dh - 0.60h^2 & \text{if } d > 1m \text{ and } h > 4m \end{cases} \quad \text{Ecuación 20}$$

Donde,

f_m = Costo construcción cámara de caída [¥]
 d = Diámetro de la tubería [m].
 h = Profundidad media enterrada [m].

- Costo construcción de la estación de bombeo (Li & Matthew, 1990):

$$f_s = 270.021 + 316.42q_s - 0.1663q_s^2 \quad \text{Ecuación 21}$$

Donde,

$$f_s = \text{Costo construcción de la estación de bombeo [¥]}$$

$$q_s = \text{Caudal de diseño [L/s].}$$

- Costo anual de operación de la estación de bombeo:

$$f_{op} = \frac{85.848q_s h_s \psi}{\zeta \eta} \quad \text{Ecuación 22}$$

Donde,

$$f_{op} = \text{Costo anual de operación [¥]}$$

$$q_s = \text{Caudal de diseño [L/s]}$$

$$h_s = \text{Elevación [m]}$$

$$\psi = \text{Precio de la electricidad [0.0996 ¥/(kWh)]}$$

$$\zeta = \text{Coeficiente de corrección del caudal [-]}$$

$$\eta = \text{Eficiencia global de la estación de bombeo [-]}$$

- Costo de mantenimiento (Li & Matthew, 1990):

$$C_p = 0.042f_p \quad \text{Ecuación 23}$$

$$C_m = 0.042f_m$$

$$C_s = 0.042f_s$$

Donde,

$$C_p = \text{Costo anual de mantenimiento de la tubería [¥]}$$

$$C_m = \text{Costo anual de mantenimiento de la cámara de caída [¥]}$$

$$C_s = \text{Costo anual de mantenimiento de la estación de bombeo [¥]}$$

$$f_p = \text{Costo de construcción de la tubería [¥]}$$

$$f_m = \text{Costo de construcción de la cámara de caída [¥]}$$

$$f_s = \text{Costo de construcción de la estación de bombeo [¥]}$$

Además de lo mencionado, es fundamental considerar una serie de restricciones cruciales para la correcta aplicación de las ecuaciones previamente expuestas. Estas limitaciones abarcan pendientes, diámetros, relación de llenado y velocidades. La comprensión detallada de estas restricciones resulta esencial para asegurar la validez y fiabilidad de los resultados obtenidos a través de la aplicación de las ecuaciones formuladas. Por ende, es crucial llevar

a cabo un análisis exhaustivo que tome en consideración cada una de estas limitaciones, permitiendo así una interpretación precisa y fundamentada de los datos resultantes. En la siguiente tabla se presentan las restricciones establecidas por los autores:

Tabla 4. Restricciones propuestas por Li and Matthew (1990). Tomado de: (Li & Matthew, 1990)

Restricción	Valor	Condición
Diámetro Mínimo	0.2 m	Siempre
Relación Máxima de llenado	0.6 m	$d \leq 0.3$ m
	0.7 m	$0.35 \text{ m} \leq d \leq 0.45$ m
	0.75	$0.35 \text{ m} \leq d \leq 0.45$ m
	0.8	$d \geq 1.00$ m
Velocidad Mínima	0.7 m/s	$d \leq 0.5$ m y caudal > 0.015 m ³ /s
	0.8 m/s	$d > 0.5$ m y caudal > 0.015 m ³ /s
Velocidad Máxima	5 m/s	Siempre
Pendiente Mínima	0.003	Caudal < 0.015 m ³ /s
Profundidad Mínima	1.00 m	Siempre

También Maurer en el año 2013, desarrolla la siguiente función que describe los costos de construcción de una tubería, la cual relaciona el diámetro y la profundidad, para finalmente multiplicar este valor con la longitud y de esta manera obtener el costo en dólares estadounidenses.

- Costo de construcción de la tubería (Maurer et al., 2013):

$$C = (0.11 * 10^{-3}d + 127) \cdot h_{prom} + (1.2 * 10^{-3}d - 35)$$

Ecuación 24

Donde,

C = Costo de construcción de la tubería [USD/m]

d = Diámetro de la tubería [m]

h_{prom} = Profundidad promedio de excavación [m]

Nota: El valor de C es multiplicado por la longitud de la tubería para determinar el valor final de ese tramo de alcantarillado.

Luego Marchionni propone tres ecuaciones, una para determinar los costos de tubería, otra para las cámaras de caída y pozos, y por última plantea que la suma de estas dos ecuaciones corresponderá al costo total.

- Costo total (Duque et al., 2017):

$$C = C_{pipe} + C_{manhole}$$

$$C_{pipe} = 203.3111 + 0.1254d + 131.4391h + 0.044dh$$

$$C_{manhole} = 1.6928 + 3.6231hc$$

Ecuación 25

Donde,

C = Costo de construcción de la tubería [EUR]
 d = Diámetro de la tubería [m]
 h = Profundidad promedio de excavación [m]
 h_c = Profundidad de la cámara de caída [m]

Finalmente, Ruqayya H. Atiyah and Waqed H. Hassan, establecen la siguiente función objetivo para estimar el costo total de una red de alcantarillado:

- Costo total de una red de alcantarillado (Atiyah & Hassan, 2021):

$$\text{Min } C = \sum_{l=1}^{Np} L_l K_p (D_l Z_l^i Z_l^j) + \sum_{i=1}^{Np+1} K_m h m_i \sum_{i=1}^{Nn} K_{pp} Q_i$$

Ecuación 26

Donde,

C = Costo total de la red de alcantarillado.
 Np = Número de tuberías.
 Nn = Número de nodos.
 L_l = Longitud de l^{th} tuberías.
 D_l = Diámetro de l^{th} tuberías.
 $Z_l^i Z_l^j$ = Profundidad de excavación aguas abajo y aguas arriba.
 K_p = Costo unitario de construcción de cada tubería como función del diámetro y profundidad.
 $h m_i$ = Profundidad del pozo.
 K_m = Costo unitario de cada pozo.
 Q_i = Caudal de bombeo (en caso de requerir).
 K_{pp} = Coeficiente de instalación de la bomba (en caso de requerir).

Los autores, proponen las siguientes restricciones:

"Un diseño óptimo se define como el conjunto de diámetros de las tuberías, pendientes y ubicaciones de bombas que cumplen con todas las restricciones para una disposición fija. A continuación, se detallan todas las restricciones en el modelo" (Atiyah & Hassan, P4, 2021):

- La velocidad del flujo no debe exceder los límites mínimo y máximo, respectivamente, para garantizar la capacidad de autolimpieza y prevenir la erosión y sedimentación.

$$v_{min} \leq v_l \leq v_{m\acute{a}x} \quad l = 1, \dots, NP$$

- Se debe garantizar una profundidad mínima de entierro para evitar daños causados por cargas de tráfico y otros factores superficiales.
- Se deben considerar las pendientes mínimas y máximas permitidas para cada tubería en la red.

$$S_{min} \leq S_l \leq S_{m\acute{a}x} \quad l = 1, \dots, NP$$

- En cada tubería la elevación de la corona aguas abajo debe ser igual o inferior a la elevación de la corona aguas arriba, excepto en aquellas tuberías donde se encuentre una estación de bombeo.

$$H_{min} \leq H_l^i H_l^j \leq H_{m\acute{a}x} \quad l = 1, \dots, NP$$

- Asignar un diámetro de salida de la tubería ($D_{l'}$) igual o mayor que las entradas de la tubería aguas arriba (D_l), para cada pozo de inspección.

$$D_l \leq D_{l'}$$

- Los diámetros de las tuberías seleccionadas deben estar incluidos en la lista de tuberías comerciales.

$$D_l \in D_{comercial}$$

Es importante aclarar que, para el desarrollo de esta tesis, se utilizarán las ecuaciones de Li & Matthew y de Maurer. De esta manera, los resultados se presentarán en yuanes y dólares. Los yuanes se emplearán debido a su uso en investigaciones previas, mientras que los dólares se utilizarán por ser una moneda de reconocimiento global.

5.3 Metodología de diseño optimizado desarrollado en el CIACUA (UTOPIA)

5.3.1 Definición del problema

De acuerdo con (Duque et al., 2016), el desafío del diseño óptimo de sistemas de drenaje urbano comprende dos aspectos fundamentales: la planificación hidráulica y la selección de la disposición física. Cada uno de estos elementos implica diferentes conjuntos de variables y restricciones que requieren enfoques metodológicos distintos. En lo que respecta a la determinación de la disposición física, dado el carácter topológico de las redes, es posible abordar el problema como un tema de flujo en redes, donde las tuberías se representan como grafos no direccionales. Posteriormente, se aplicaría un algoritmo que considere una función objetivo para minimizar criterios diversos (como costos, distancias, fiabilidad, entre otros), transformando así el grafo en una estructura direccionada, tal como se ilustra en la figura que sigue:

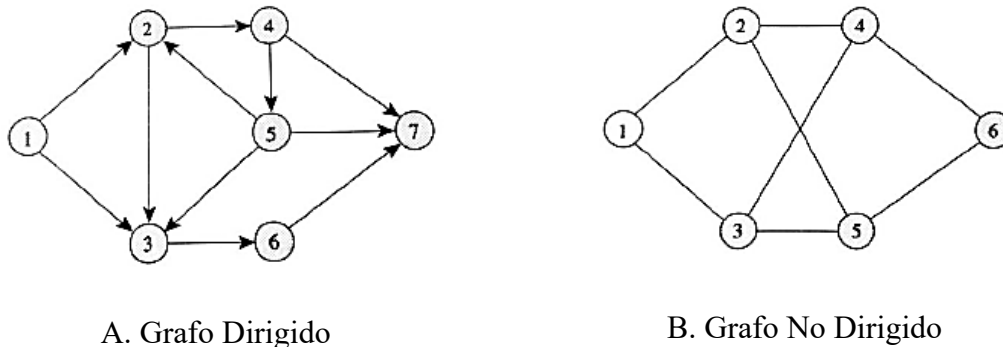


Figura 3. Diferencia entre grafos dirigidos y no dirigidos. Tomado de: (Duque et al., 2016)

En la representación de la Figura 3 (A), se puede concebir a los nodos numerados como puntos de captación (pozos) y las flechas como conductos (tuberías), lo que permite visualizar la dirección del flujo de agua, en este caso, hacia el nodo 7, permitiendo así la determinación de la cantidad de agua que atraviesa cada conducto. Como premisa inicial, se debe asegurar la existencia de un conducto en cada calle y de un punto de captación en cada esquina, donde se recibe el caudal proveniente de diversas fuentes, ya sea aguas residuales, pluviales o combinadas.

La limitación más significativa para determinar la disposición física es que la red resultante debe tener una estructura de tipo árbol, en otras palabras, sin la presencia de circuitos cerrados. Tomando en consideración la Figura 3 (A), el circuito 5-2-3 constituye un circuito cerrado y, por eso, no se puede considerar como una disposición factible. De ahí la necesidad

de introducir el concepto de tubería inicial y continua. Una tubería inicial es aquella que no presenta secciones conectadas aguas arriba, y su caudal de diseño está determinado por el porcentaje de aportación proveniente del punto de captación aguas arriba. En contraposición, una tubería continua recibe aportaciones de secciones aguas arriba y se suma a ello el caudal proveniente del punto de captación del cual parte.

Por tal motivo, la estructura compuesta por 9 puntos de captación (círculos) y una descarga (triángulo) se ha representado utilizando la teoría de grafos no dirigidos. Existen diversas posibilidades para determinar la disposición física de tal manera que el flujo de agua hacia los puntos de captación sea conducido hacia la salida, cumpliendo con la restricción de que no se formen circuitos cerrados en el trazado resultante. A continuación, se presentan los esquemas:

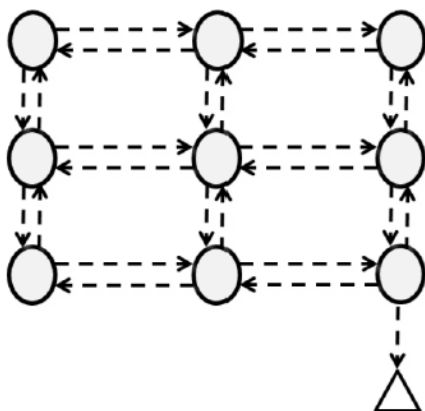


Figura 4. Red de alcantarillado. Tomado de: (Saldarriaga & Zambrano, 2019)

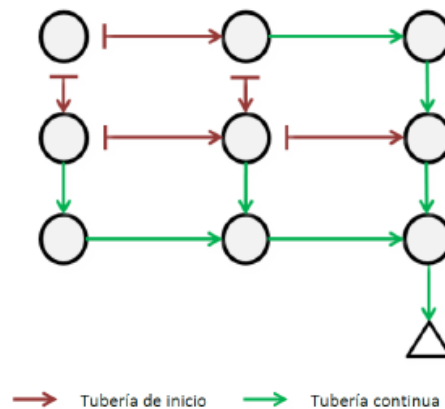


Figura 5. Posible trazado de la red. Tomado de: (Saldarriaga & Zambrano, 2019)

A partir de las premisas expuestas por (Duque et al., 2016), en la Figura 5 es evidente cómo la implementación de tuberías de inicio puede interrumpir circuitos cerrados, creando así una disposición factible sin necesidad de eliminar ninguna sección de la red. Además, una pauta general para la formación de trazados abiertos es que de cada punto de captación (pozo) puede derivar como máximo una tubería continua, tal como se aprecia claramente en el diseño propuesto en la figura anterior.

Una vez que se ha establecido la disposición física es posible determinar el flujo de diseño para cada tramo, que servirá como dato inicial para posteriormente llevar a cabo el diseño hidráulico de cada conducto. Por último, los datos esenciales para abordar el problema de la selección de la disposición física comprenden la topología y localización de cada punto de captación (coordenadas X, Y y Z), el caudal que ingresa a los puntos de captación y la estructura de conexiones entre los puntos de captación en la red.

En relación con el diseño hidráulico, Duque (2015) explica que después de determinar la ruta, se busca determinar la combinación adecuada de diámetro y pendiente para cada conducto que compone el sistema, con el objetivo de reducir al máximo el costo total de la construcción y garantizar su correcto funcionamiento. Esto debe llevarse a cabo en conformidad con las regulaciones locales que establecen las restricciones de diseño. Para ilustrar este proceso, se puede esquematizar un tramo de la red de la siguiente manera:

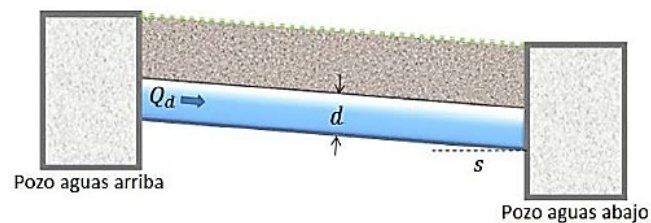


Figura 6. Esquema de los componentes para el diseño hidráulico de una tubería. Tomado de: (Duque et al., 2016)

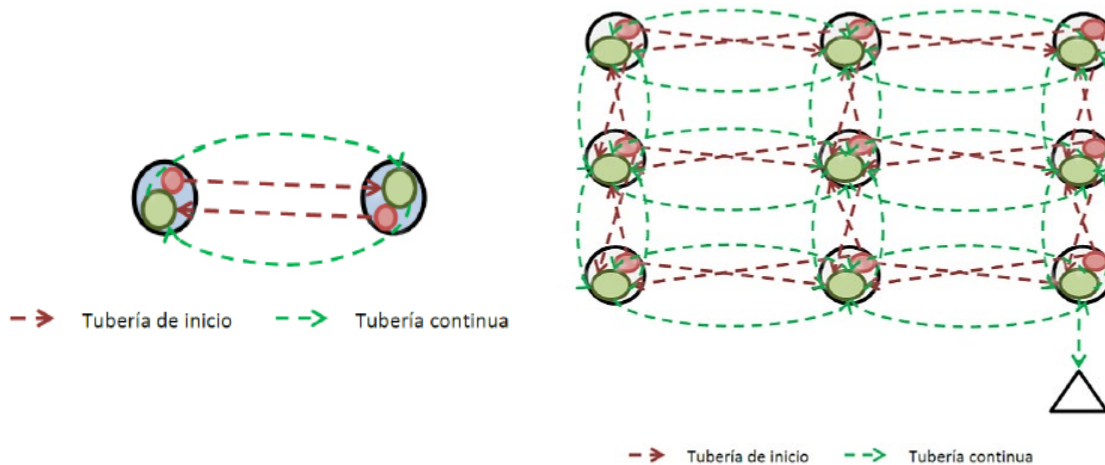
De acuerdo con (Zambrano & Saldarriaga, 2019) una vez conocido el caudal de diseño del tramo, se procede a definir tanto la pendiente (S) como el diámetro (d), este debe cumplir con que sea capaz de transportar la capacidad necesaria restringida por el caudal de diseño (Q_d). Sin embargo, es imperativo tener en cuenta tanto las restricciones establecidas por la normativa, así como aquellas que surgen de manera implícita durante el proceso de diseño. Estas incluyen asegurar que el flujo siga siempre la dirección de la gravedad, que la tubería ubicada aguas arriba conecte a una cota igual o superior a la cota batea de las tuberías situadas aguas abajo, y que las tuberías de inicio se conecten en dirección hacia la descarga, entre otras consideraciones.

La combinación de estos factores en conjunto con la lista de diámetros comerciales disponibles, la profundidad de excavación, la precisión del diseño y la ecuación de costos a aplicar contribuye a que el espacio de soluciones sea extenso, lo que demanda la aplicación de técnicas de optimización para resolver de manera eficiente el problema.

Finalmente, es importante definir los datos de entrada que se requieren para abordar el problema del diseño hidráulico, estos son: la topología y topografía de los pozos (expresadas en coordenadas x , y , z), el tipo de tubería (inicial o continua), la topología de la red, el caudal de diseño de cada tramo, así como el conjunto de diámetros comerciales disponibles y las características físicas tanto de la tubería como del fluido a modelar.

5.3.2 Selección del trazado

Para la selección del trazado, (Duque et al., 2016) emplea un enfoque de programación lineal entera mixta para representar la red como un problema de diseño de redes (Network Design Problem). Este enfoque se encarga de definir la dirección del flujo, el caudal y el tipo de conexión de cada tubería que compone la red de drenaje. El modelo para un tramo se construye a partir de la teoría de grafos, permitiendo la existencia de cuatro tipos distintos: inicio, continua y en ambos sentidos, como se ilustra en la Figura 7-A, por otro lado, para el caso de una red compuesta por 8 nodos y una descarga el grafo se vería como en la Figura 7-B.



A – Grafo en un tramo

B – Grafo en una red de alcantarillado

Figura 7. Tipos de tuberías y grafos para un tramo y una red de alcantarillado. Tomado de: (Duque et al., 2016)

Para abordar la solución del problema, la metodología se apoya en una función objetivo que considera dos variables: la primera refleja la decisión sobre el flujo (que implica los costos asociados al transporte del caudal a través de la red), y la segunda determina la elección del sentido del flujo (una variable binaria de asignación). La función objetivo que se procura minimizar es la siguiente:

$$\min \sum_{t \in T} \sum_{(i,j,t) \in A_t} c_{ij} l_{ij} q_{ijt} + \sum_{t \in T} \sum_{(i,j,t) \in A_t} a_{ij} l_{ij} x_{ijt} + \sum_{t \in T} \sum_{(i,j,t) \in A_t} m_{ij} x_{ijt} \quad \text{Ecuación 27}$$

La Ecuación 27 implica que cada enlace posible i, j en Figura 8 le debe estar asociado con un costo c_{ij} que refleje el gasto por unidad de flujo transportado, influenciando el caudal q_{ijt} en el primer término de la ecuación y la longitud de cada tramo l_{ij} . Para el segundo término, el coeficiente a_{ij} representa el costo de tener el enlace i, j en consideración, teniendo en cuenta que la variable x_{ijt} es binaria (tomando valores de 0 o 1) en función del trazado final y l_{ij} corresponde a la longitud de cada tramo. Por último, el tercer término, el coeficiente m_{ij} corresponde a el costo asociado a la topografía del terreno, es decir, la pendiente del tramo desde el pozo de registro i hasta el pozo de registro j . Para aclarar este último punto, (Duque et al., 2016) lo representa mediante la siguiente figura:

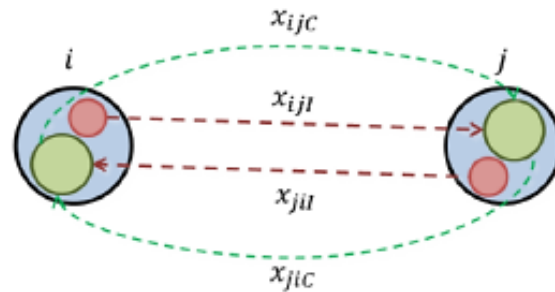


Figura 8. Posibles variables de decisión. Tomado de: (Duque et al., 2016)

Entre los cuatro enlaces potenciales que conectan dos pozos (ver Figura 8), sólo uno determina el trazado definitivo. Para este enlace, el valor de x_{ijt} será 1, mientras que los demás tendrán un valor de 0. Por lo tanto, minimizar la función (Ecuación 27) implica que el trazado resultante distribuye el caudal de manera eficiente por toda la red. Para calcular los parámetros c_{ij} y a_{ij} , (Duque et al., 2016) sugiere llevar a cabo una regresión lineal utilizando los costos del diseño hidráulico en relación con el caudal transportado correspondiente. Es decir, cada segmento de tubería diseñado tendrá un costo total asociado y un caudal correspondiente.

Para determinar el coeficiente m_{ij} , (Zambrano & Saldarriaga, 2019), realizaron una investigación y encontraron que al incluir unos criterios topográficos se logra obtener el trazado óptimo, con un menor número de iteraciones y llegando al mínimo costo. A continuación, se presenta la descripción de los tres criterios seleccionados que se emplean en la presente investigación, cabe destacar que existen 9 criterios, pero teniendo en cuenta investigaciones previas se ha confirmado que estos son los tres criterios que llegan al mínimo costo.

- **Criterio 1:** En este criterio las tuberías de inicio están sujetas a un coeficiente que aumentará su costo para fomentar la elección de tuberías continuas y así maximizar su uso.

$$\begin{aligned}
 x_{ijc} &\rightarrow m_{ijc} = -0.01 && \text{Ecuación 28} \\
 x_{ijl} &\rightarrow m_{ijl} = -0.01T \\
 x_{jic} &\rightarrow m_{jic} = 0.01 \\
 x_{jil} &\rightarrow m_{jil} = 0.01T
 \end{aligned}$$

La manera en la que se asigna el coeficiente T para cada una de las tuberías es el descrito a continuación:

$$\begin{aligned}
 T_{\text{continuas}} &= -1 \cdot \frac{\Delta Z}{l} && \text{Ecuación 29} \\
 T_{\text{iniciales}} &= -1 \cdot \frac{\Delta Z}{l} \cdot \mu_1 \text{ ó } \mu_2
 \end{aligned}$$

$$\mu_1 = 0.65 \text{ y } \mu_2 = 1.65$$

$$\text{Sí } \frac{\Delta Z}{l} \cdot -1 < 0 \rightarrow \mu_1 = 0.65 \text{ sino } \mu_2 = 1.65$$

- **Criterio 2:** En este caso los coeficientes m de cada arco se obtienen multiplicando por (-1) la pendiente del terreno, por la longitud del tramo y penalizando las tuberías de inicio para maximizar el número de tuberías continuas.

$$\begin{aligned}
 x_{ijc} &\rightarrow m_{ijc} = S_{ijT} \cdot -1 \cdot L && \text{Ecuación 30} \\
 x_{ijl} &\rightarrow m_{ijl} = S_{ijT} \cdot -1 \cdot L \cdot T
 \end{aligned}$$

- **Criterio 3:** Es el primer criterio en considerar para las redes situadas en terrenos planos. En este caso, el coeficiente " m " se determina a partir de la distancia entre el pozo aguas abajo del tramo donde se asigna el peso y el punto de descarga final. Este criterio tiene como objetivo reducir la longitud de las principales series de tuberías en relación con el punto de descarga final, con el fin de disminuir la profundidad de excavación final. Cabe señalar que, en este criterio, tanto las tuberías iniciales como las continuas tienen la misma importancia.

$$m = \sqrt{(Cota X_{\text{pozo}} - Cota X_{\text{descarga}})^2 + (Cota Y_{\text{pozo}} - Cota Y_{\text{descarga}})^2} \quad \text{Ecuación 31}$$

5.3.3 Diseño hidráulico

Una vez que el trazado está definido, se logra obtener el caudal de diseño para cada una de las tuberías, lo que permite proceder con el diseño hidráulico. Para abordar esta etapa, (Duque et al., 2016) sugiere un enfoque basado en un modelo de programación dinámica. Se aborda el problema como un Problema de Ruta Más Corta (RMC), generando en cada tramo múltiples grafos. En concreto, se crean tantos grafos como combinaciones de diámetros y pendientes sean posibles, tal y como fue inicialmente definido por el usuario. Desde esta perspectiva, cada pozo se representa como un conjunto de nodos formados a partir del conjunto de diámetros y profundidades posibles para dicho pozo, tal como se ilustra en la siguiente figura:

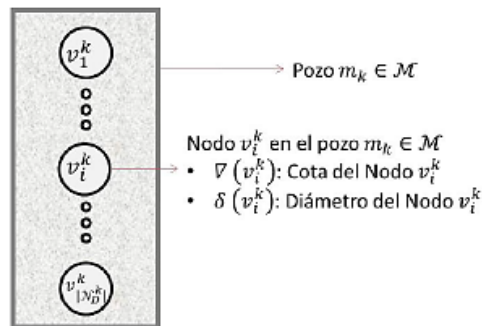


Figura 9. Conjunto de nodos que pertenecen a un mismo pozo. Tomado de: (Duque et al., 2016)

Con base en lo descrito por (Duque et al., 2016), una vez que se han creado los nodos en todos los pozos, estos se conectan a través de grafos, abarcando todas las posibles combinaciones. Cada grafo lleva asociado un costo determinado por el diámetro y la pendiente, que son las dos variables más significativas para determinar el costo de construcción de un tramo.

Una vez que se ha definido la red a diseñar, la metodología emplea el algoritmo de Bellman-Ford para explorar y evaluar todos los caminos concebibles, y determinar aquellos de costo mínimo. Es esencial exaltar que, previo a la realización del recorrido, se descartan todos los grafos (tuberías) que no cumplen con las restricciones hidráulicas o de capacidad, así como aquellos que están en contrapendiente. Dado que el algoritmo considera todas las alternativas creadas, la metodología es exhaustiva, lo que significa que, para una determinada ecuación de costo, el diseño hidráulico resultante es óptimo a nivel global.

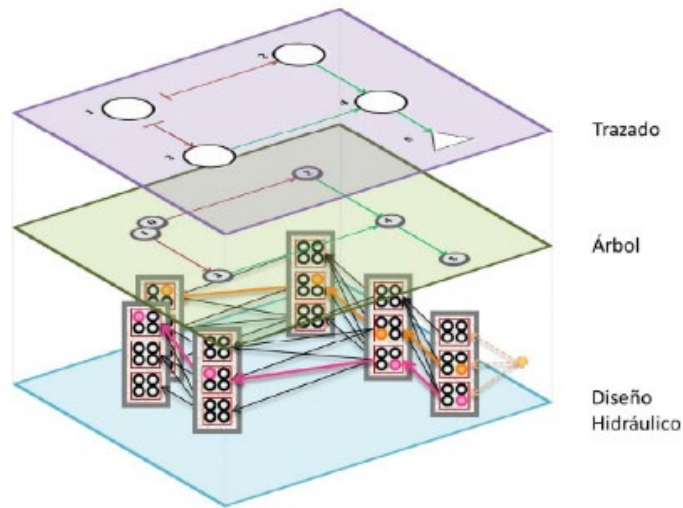


Figura 10. Esquema de solución hidráulica para una red. Tomado de: (Duque et al., 2016)

Todas las metodologías anteriormente descritas se integran en un solo programa conocido como UTOPIA (Underground Topography for Optimal Pipeline Infrastructure Assessment), lo cual se resume en el siguiente diagrama:

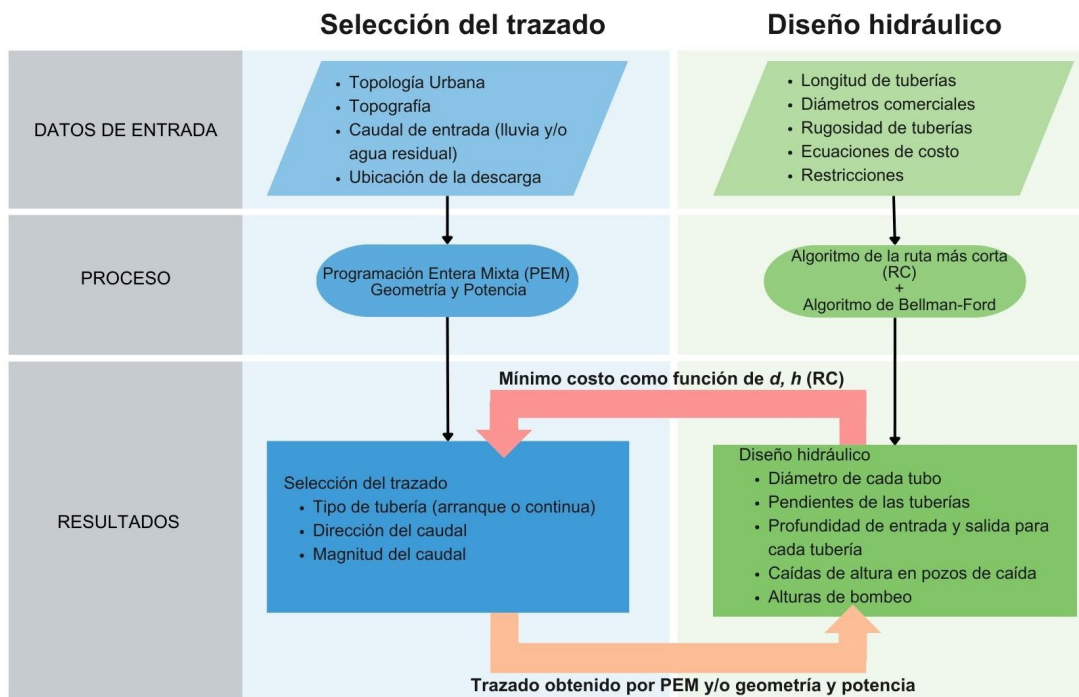


Figura 11. Diagrama Utopía. Tomado de: (Saldarriaga, 2023)

5.4 Resiliencia en redes de drenaje urbano.

De acuerdo con (Mugume et al., 2015) el análisis de resiliencia global en las redes de drenaje urbano implica evaluar la capacidad de un sistema para resistir y recuperarse de una amplia gama de escenarios de fallo estructural. Esto relaciona no solo la sobrecarga hidráulica causada por lluvias extremas o el aumento del flujo en clima seco, sino también amenazas críticas como mal funcionamiento del equipo, colapso de tuberías y obstrucciones que pueden desencadenar inundaciones urbanas.

Este enfoque incluye la identificación de los "envelopes of failure" que representan la pérdida de funcionalidad del sistema debido a la falla estructural. Asimismo, se emplea un nuevo índice de resiliencia que combina la magnitud y la duración del fallo para cuantificar la funcionalidad residual del sistema en cada nivel de fallo considerado.

A partir de la metodología propuesta por (Herrán & Saldarriaga, 2023), para evaluar la resiliencia de la red, se emplea el índice propuesto por (Mugume et al., 2015) adaptado para considerar un flujo constante. Este índice se calcula mediante una simulación del funcionamiento de la red, con el fin de estimar la magnitud y la duración de las inundaciones en caso de que se produzcan. La fórmula original del índice se presenta en la a continuación.

$$RES_o = 1 - \frac{V_{TF}}{V_{TI}} * \frac{t_f}{t_n} \quad \text{Ecuación 32}$$

Donde,

RES_o = Índice de Resiliencia

V_{TF} = Volumen total de inundación.

V_{TI} = Volumen total de entrada en el sistema.

t_f = Duración de la inundación.

t_n = Tiempo total transcurrido de la simulación.

Para ajustar el índice al flujo constante, se considera que la duración de la inundación era equivalente al tiempo total transcurrido. Por lo tanto, el índice se aplicó de la siguiente manera (Herrán & Saldarriaga, 2023):

$$RES_o = 1 - \frac{V_{TF}}{V_{TI}} \quad \text{Ecuación 33}$$

Donde,

RES_o = Índice de Resiliencia

V_{TF} = Volumen total de inundación.

V_{TI} = Volumen total de entrada en el sistema.

6. METODOLOGÍA

La principal herramienta para el desarrollo de esta investigación se basa en el estudio, análisis y comparación de cada uno de los resultados obtenidos de las variaciones de coeficientes y características específicas en el diseño de las redes optimizadas de drenaje urbano, condensando toda la información para así discernir y contextualizar la problemática abordada desde diferentes puntos de vista. Además, se consultarán y analizarán diversos artículos científicos, para con base en ellos obtener un punto de referencia y una comprensión de las posibles ecuaciones de diseño que se pueden aplicar para esta investigación, y metodologías para evaluar la resiliencia en las redes de drenaje urbano.

Luego de tener identificadas las ecuaciones, se modelará la red de estudio en el software Utopía (software desarrollado por el Centro de Investigación en Acueductos y Alcantarillados CIACUA de la Universidad de los Andes). Una vez finalizado el reconocimiento de la interfaz y definidas las variables, se continúa con la ejecución de los diseños, para de esta manera obtener el modelo final para cada una de las variables. En el caso de estudio, se busca indagar a profundidad el efecto de modificar cada uno de los coeficientes que serán analizados en la presente investigación (la topografía del terreno, la densidad de viviendas, los coeficientes de impermeabilidad y la rugosidad de las tuberías).

Partiendo de la conclusión de cada uno de los escenarios planteados, la prioridad y objeto de estudio es el impacto que genera cada uno de ellos sobre los resultados del diseño de la red de drenaje urbano, específicamente en términos del volumen al interior de la red y la resiliencia; para ello se analizarán los resultados de cada diseño realizado aplicando las variaciones de cada una de las variables topográficas (pendientes), físicas (rugosidad de las tuberías), volumétricas (caudal).

Al definir el impacto de los cambios presentes en el diseño al modificar cada una de las variables, se procede a identificar cuál de ellos genera mayor efecto y cómo se ven reflejados en la topología de la red. Por último, con base en el estudio realizado para cada uno de los coeficientes, se determina el índice de resiliencia, con el fin de tener una visión global en términos de los costos y la resiliencia. A continuación, se presenta el diagrama de flujo que representa lo descrito anteriormente. Luego, la explicación y el diagrama en el cual se describe cómo se realiza el diseño optimizado de una red de drenaje.

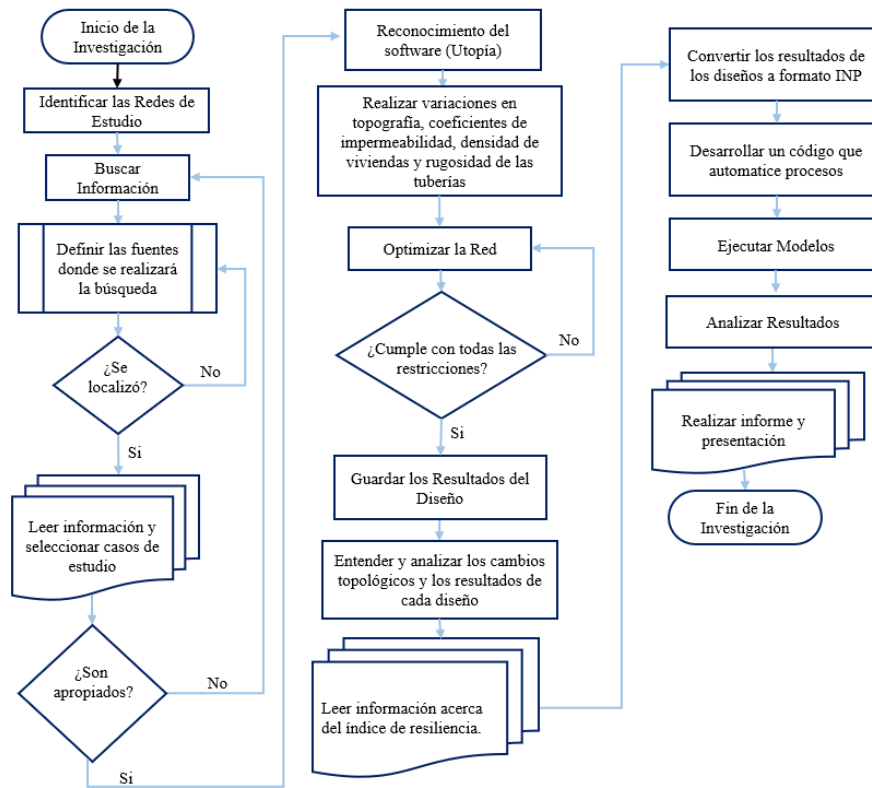


Figura 12 Diagrama de flujo para el desarrollo de la investigación. Fuente: Autor.

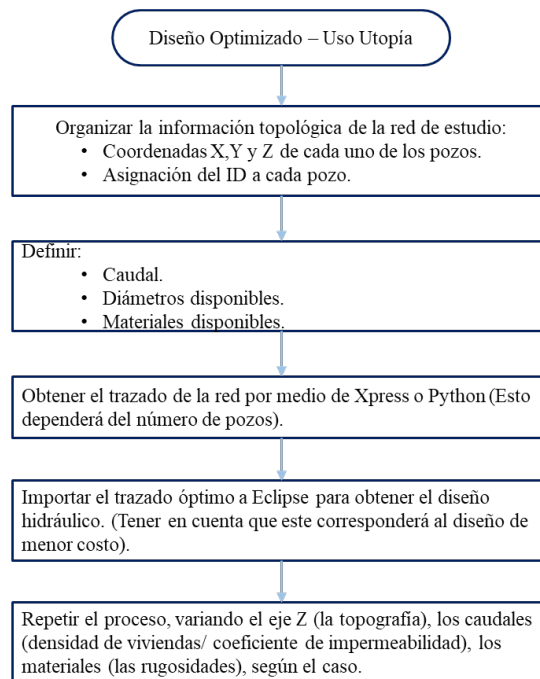


Figura 13 Diagrama de flujo, metodología para el diseño optimizado. Fuente: Autor.

6.1. Descripción de las herramientas empleadas.

En general se usa el software UTOPIA, software académico, desarrollado por el Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA) de la Universidad de los Andes, el cual está compuesto por:

6.1.1. Xpress

FICO Xpress Optimization es una suite de software de optimización desarrollada por FICO, empresa especializada en tecnología analítica. Este software ofrece herramientas avanzadas para modelar, resolver y desplegar problemas de optimización en una amplia gama de industrias y aplicaciones.

Con este software, se pueden formular y resolver problemas complejos de optimización, como lo es en este caso el trazado de la red de drenaje urbano. Además, FICO Xpress ofrece capacidades para integrarse con otros sistemas y aplicaciones empresariales, lo que permite a las organizaciones incorporar la optimización en sus procesos existentes. Esto hace que sea una herramienta importante para mejorar la eficiencia, reducir costos y tomar decisiones más informadas en diversos contextos empresariales. Adicionalmente, permite visualizar cada uno de los resultados obtenidos.

En la Figura 14, se puede observar el icono de la aplicación y la interfaz, en la cual se resalta en el recuadro verde lo correspondiente al código de programación y en rojo el visualizador de resultados, en donde, se pueden identificar los nodos, la descarga, las tuberías iniciales y las continuas.

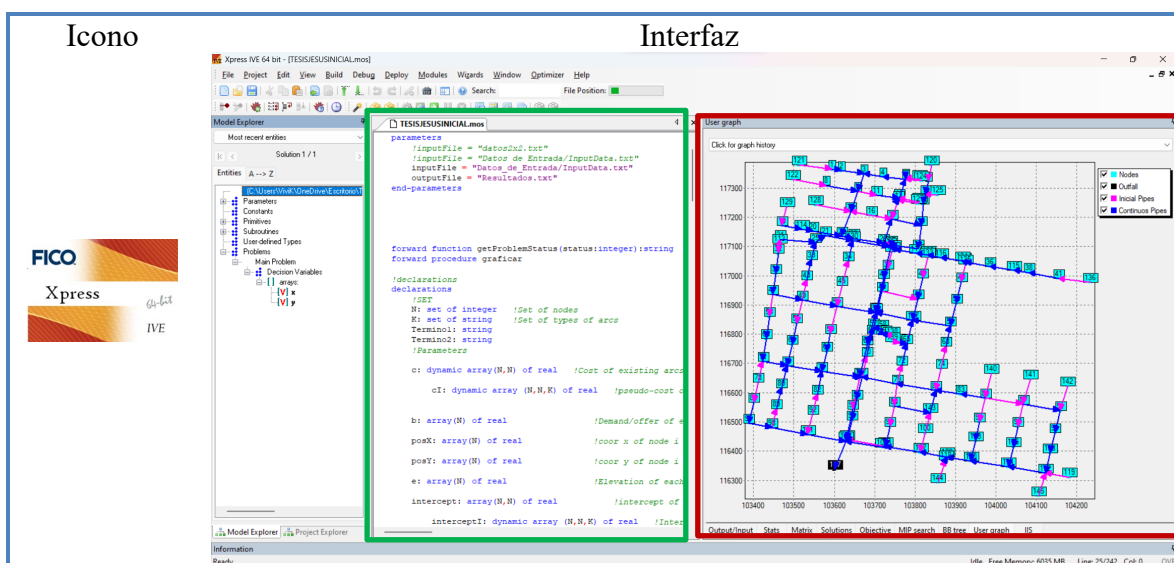


Figura 14. Icono e interfaz FICO Xpress.

6.1.3. Eclipse

Eclipse es un entorno de desarrollo integrado. Se destaca por su flexibilidad y su capacidad para admitir una variedad de lenguajes de programación, aunque es más conocido por su soporte para Java. Por lo anterior y teniendo en cuenta que la parte del diseño hidráulico fue desarrollada bajo el lenguaje de programación Java, esta aplicación logra leer los resultados de FICO Xpress o Python, según el caso y ejecutar los respectivos cálculos para determinar la hidráulica de la red estudiada.

En la Figura 16, se puede observar el icono de la aplicación y la interfaz, en la cual se resalta en el recuadro verde lo correspondiente al código de programación (en lenguaje Java) y en rojo el visualizador de resultados, el cual se exporta en un archivo de texto, para ser analizados los resultados en Excel.

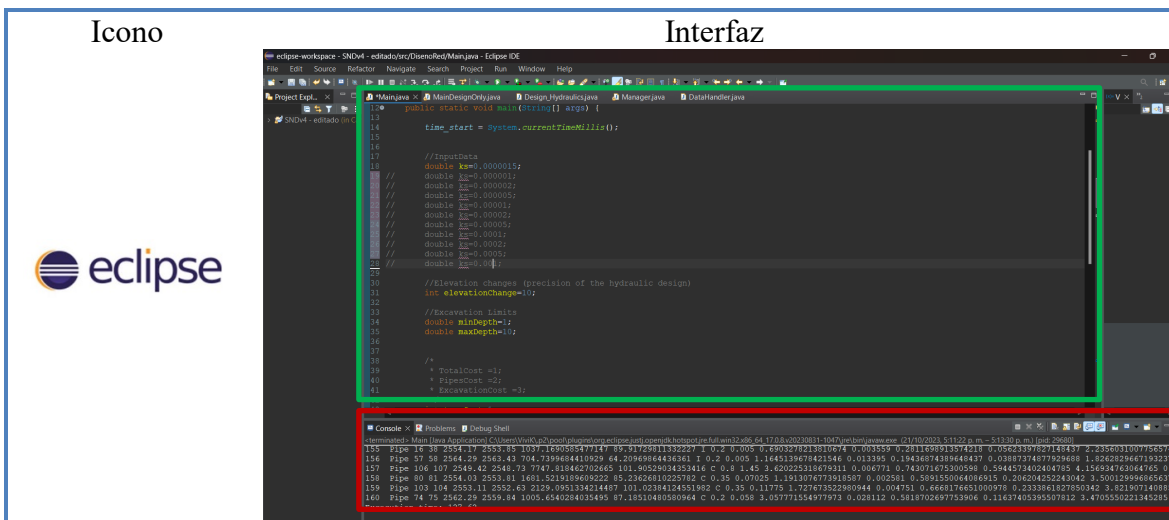


Figura 16. Icono e interfaz Eclipse.

El siguiente esquema resume el uso de las herramientas que componen el software Utopía:

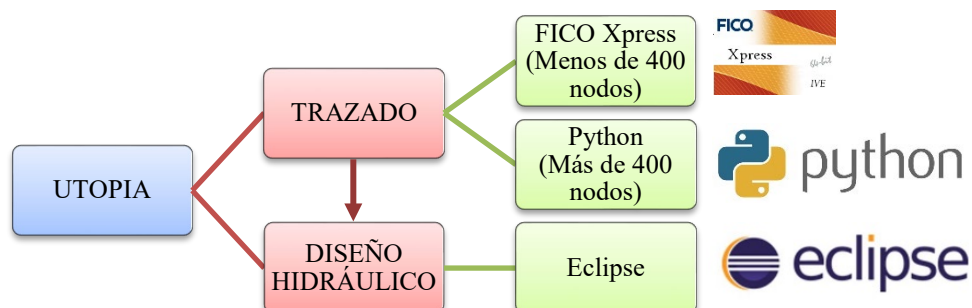


Figura 17. Esquema uso de herramientas.

7. CASOS DE ESTUDIO

Los casos de estudio seleccionados para esta investigación fueron elegidos considerando las particularidades de cada red, con el objetivo de ofrecer una representación diversa de contextos urbanos. La variedad de tipologías y condiciones del terreno fue un factor determinante en esta selección, ya que se buscaba abarcar una amplia gama de escenarios.

En la Tabla 5 se detallan estas características, proporcionando una visión completa y detallada que servirá como base para comprender las dinámicas de diseño y planificación de redes de drenaje urbano en diferentes entornos.

Tabla 5. Características de los casos de estudio. Fuente: Autor.

Característica	Chicó Sur	Cedritos	Sabaneta
Tipo de Red	Pluvial	Sanitario	Combinado
Localización	Bogotá D.C	Bogotá D.C	Municipio en Antioquia
Tamaño	Pequeña	Mediana	Grande
Pozos	109	147	1064
Tubos	160	171	1077
Pendiente Máxima	10.12%	8.16%	138.49%
Pendiente Promedio	1.77%	0.71%	7.40%
Pendiente Mínima	0.01%	0.00%	0.00%

A continuación, se ofrece una detallada descripción de la ubicación geográfica y las características específicas que definen el diseño optimizado de cada una de las redes de estudio. Esta información se presenta con el propósito de proporcionar una guía para que futuras generaciones puedan replicar y adaptar el diseño, utilizando los mismos datos de entrada en el modelo. Con este enfoque, se busca asegurar la consistencia y la replicabilidad de los resultados, permitiendo que otros investigadores puedan aplicar estos diseños en contextos similares.

7.1. Red Chicó Sur

La red Chicó Sur es un sistema de drenaje pluvial, ubicado en el nororiente de la ciudad de Bogotá. Específicamente en la localidad de Usaquén: entre la calle 94 y calle 100, y entre la carrera 7ª y la diagonal de la calle 97.

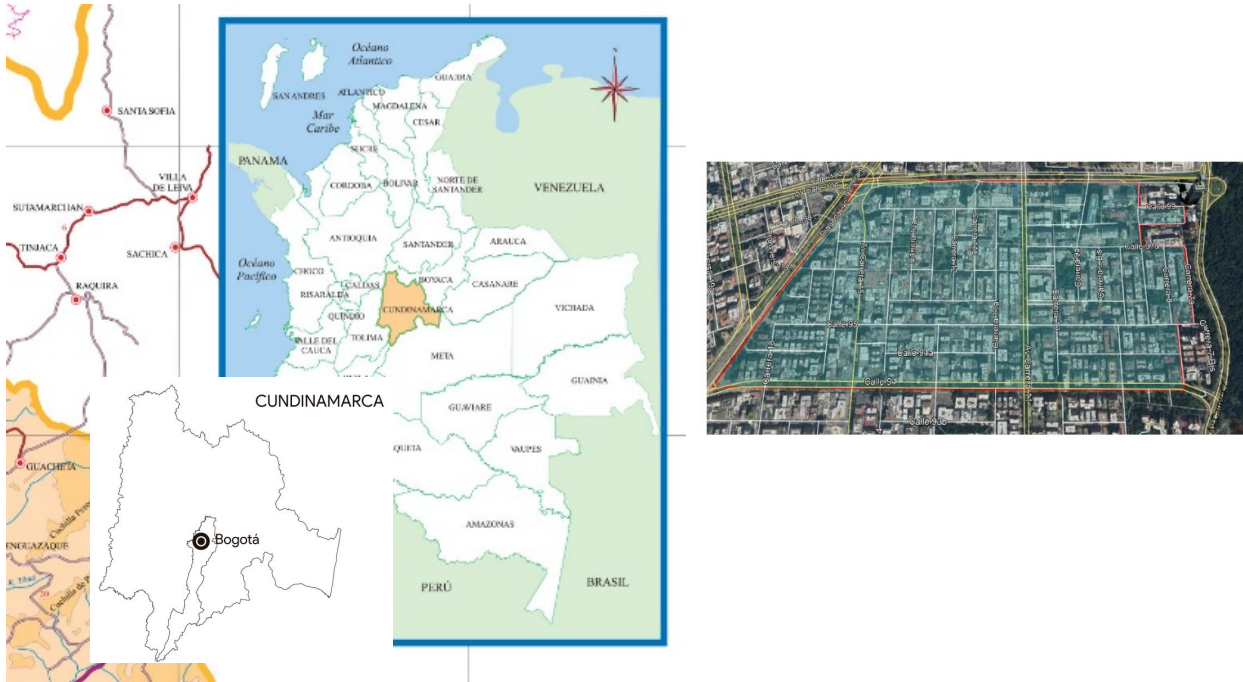


Figura 18. Localización Red Chicó Sur. Tomado de: Google Earth.

Las características con las cuales se ingresa al diseño optimizado son:

- Profundidad Mínima: 1.00m.
- Profundidad Máxima: 15.00m.
- Delta de Altura (ΔZ): 0.10m.
- Velocidad Máxima: 5m/s.
- Diámetros Disponibles: {0.2, 0.25, 0.3, 0.35, 0.38, 0.4, 0.45, 0.5, 0.53, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.05, 1.20, 1.35, 1.4, 1.5, 1.6, 1.8, 2, 2.2, 2.4, 3.0} m.
- Ecuación de Costos: Li & Matthew [Yuan]; Maurer [Dólar].
- Ecuación de Diseño: Darcy Weisbach & Colebrook White (Físicamente basada).

7.2. Red Cedritos

La red de alcantarillado sanitario de Cedritos se encuentra en la zona norte de la ciudad de Bogotá, comprendida entre las calles 163 y 172, así como entre la carrera 16 y la autopista norte. Esta infraestructura abarca una cuenca tributaria de aproximadamente 74 hectáreas.



Figura 19. Localización Red Chicó Sur. Tomado de: Google Earth.

Las características con las cuales se ingresa al diseño optimizado son:

- Profundidad Mínima: 1.00m.
- Profundidad Máxima: 15.00m.
- Delta de Altura (ΔZ): 0.10m.
- Velocidad Máxima: 5m/s.
- Diámetros Disponibles: {0.2, 0.25, 0.3, 0.35, 0.38, 0.4, 0.45, 0.5, 0.53, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.05, 1.20, 1.35, 1.4, 1.5, 1.6, 1.8, 2, 2.2, 2.4, 3.0} m.
- Ecuación de Costos: Li & Matthew [Yuan]; Maurer [Dólar].
- Ecuación de Diseño: Darcy Weisbach & Colebrook White (Físicamente basada).

7.3. Red Sabaneta

Sabaneta es un municipio colombiano ubicado en el Valle de Aburrá en el departamento de Antioquia. Limita por el norte con el municipio de Itagüí, por el este con Envigado, por el sur con Caldas, y por el oeste con La Estrella. Es uno de los municipios más pequeños de Colombia y de Antioquia con solo 15 km².

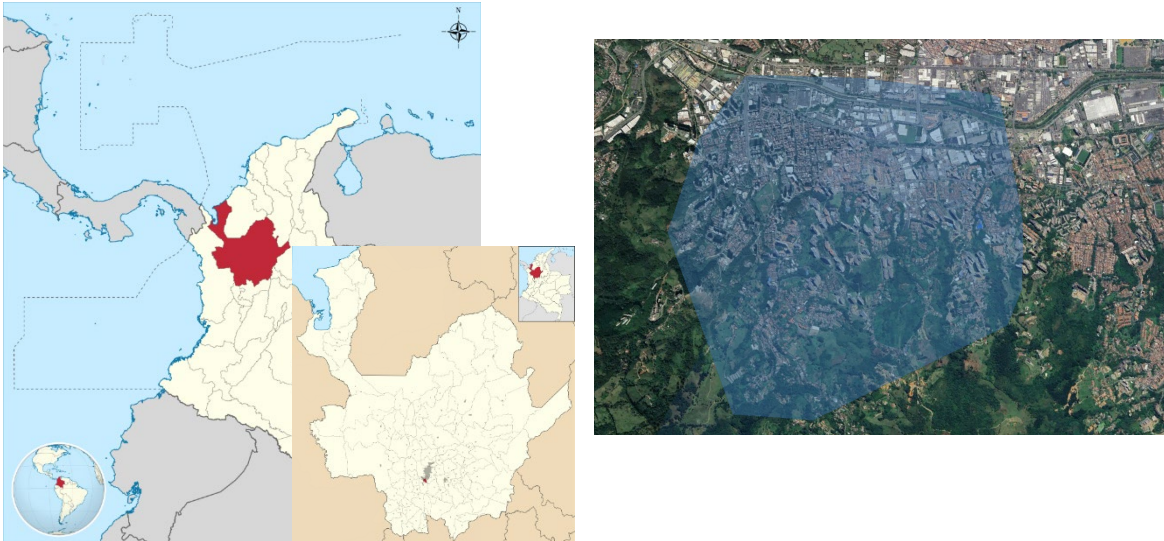


Figura 20. Localización Red Sabaneta. Tomado de: Google Earth.

Las características con las cuales se ingresa al diseño optimizado son:

- Profundidad Mínima: 1.00m.
- Profundidad Máxima: 15.00m.
- Delta de Altura (ΔZ): 0.10m.
- Velocidad Máxima: 10m/s.
- Diámetros Disponibles: {0.2, 0.25, 0.3, 0.35, 0.38, 0.4, 0.45, 0.5, 0.53, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.05, 1.20, 1.35, 1.4, 1.5, 1.6, 1.8, 2, 2.2, 2.4, 3.0} m.
- Ecuación de Costos: Li & Matthew [Yuan]; Maurer [Dólar].
- Ecuación de Diseño: Darcy Weisbach & Colebrook White (Físicamente basada).

8. RESULTADOS

Este capítulo presenta los resultados organizados en tres subcapítulos los cuales son: Topología para el diseño óptimo, en el cual se expone cada uno de los resultados enfatizando en el trazado de cada una de las redes y como esta se puede llegar a ver impactada con las variaciones de topografía, caudales de entrada en cada nodo y rugosidad de las tuberías. Además, para el caso de variación topográfica se incluye una variación en la inclinación con el propósito de poner en manifiesto la bondad de los algoritmos y como este es capaz de adaptarse.

Luego, se presenta el subcapítulo de Diseño optimizado, en el cual se presenta la consolidación de los resultados del diseño hidráulico, haciendo énfasis en el impacto que tienen las variaciones en la topografía, caudales de entrada en cada nodo y la rugosidad de las tuberías en: la asignación de diámetros, la pendiente de las tuberías, la relación de llenado, el número de Froude, el esfuerzo cortante y la velocidad.

Por último, en el subcapítulo de Costos, se presentan los resultados de los costos de cada uno de los diseños y el número de cámaras de caída que el modelo asigna a cada uno de los escenarios al contemplar la variación realizada.

En la Tabla 6 se describe la variación realizada en cada uno de los casos:

Tabla 6. Variaciones realizadas. Fuente: Autor.

Variación en la Topografía		Aumento en los Caudales	Variación en las Rugosidades
Pendiente [%]	Inclinación [%]	[%]	[mm]
1	1	2	0.001
2	2	5	0.0015
5	5	7.5	0.002
7.5	7.5	10	0.005
10	10	30	0.01
-	-	50	0.02
-	-	75	0.05
-	-	100	0.1
-	-	-	0.2
-	-	-	0.5
-	-	-	1

8.1. Topología para el Diseño Óptimo (Trazado – Resultado Xpress)

De acuerdo con los resultados obtenidos del *software Xpress*, se puede evidenciar que respecto con la construcción del árbol de la red de drenaje urbano, la configuración topológica de la red se mantiene constante e independiente de los caudales de entrada en los nodos y rugosidad de las tuberías. Esto implica que, sin importar las variaciones realizadas, la selección del trazado de la red permanece inalterado en su estructura general. Esta uniformidad sugiere una marcada adaptabilidad del sistema ante diversas condiciones topográficas, lo cual puede constituir un elemento crítico para su eficacia. Adicionalmente, se ha identificado un factor determinante en la alteración de la topología: el criterio de diseño aplicado. En relación con los cambios topológicos, estos surgen únicamente al modificar este. Este descubrimiento subraya la necesidad imperativa de una meticulosa selección y evaluación de los criterios de diseño en proyectos de esta naturaleza, con el fin de asegurar un desempeño óptimo del sistema.

Adicionalmente, se puede observar que la asignación de direcciones, tuberías continuas e iniciales para la variación de caudales y rugosidades es la misma en los tres casos de estudio, lo que demuestra que la topografía tiene un impacto en la selección del trazado óptimo, dando un árbol distinto a las demás variables manipuladas. Sin embargo, como para dicha variación topográfica se altera de manera porcentual, el resultado se mantiene constante ante cada incremento.

En las Figuras 21, 22 y 23, se pueden observar los resultados obtenidos para cada uno de los casos de estudio, con el uso de los tres criterios de diseño y para las tres variaciones estudiadas en la presente investigación.

Adicionalmente, y con el fin de corroborar el impacto que tiene la topografía sobre asignación del árbol, se realiza una variación no solo de la pendiente sino de la inclinación del terreno, esto con el fin de poner en manifiesto la bondad de los algoritmos, al manipular los datos de entrada, para de esta manera tener una visión de cómo este es capaz de adaptarse. Para esta comprobación se hace uso únicamente de los dos casos de estudio más pequeños, Chicó Sur y Cedritos.

A partir de esta comprobación se corrobora que a nivel de topología una vez establecido el criterio de diseño el trazado se conserva frente a cada variación. Tal como se observa en la Figura 24 (resultados cambios de inclinación).

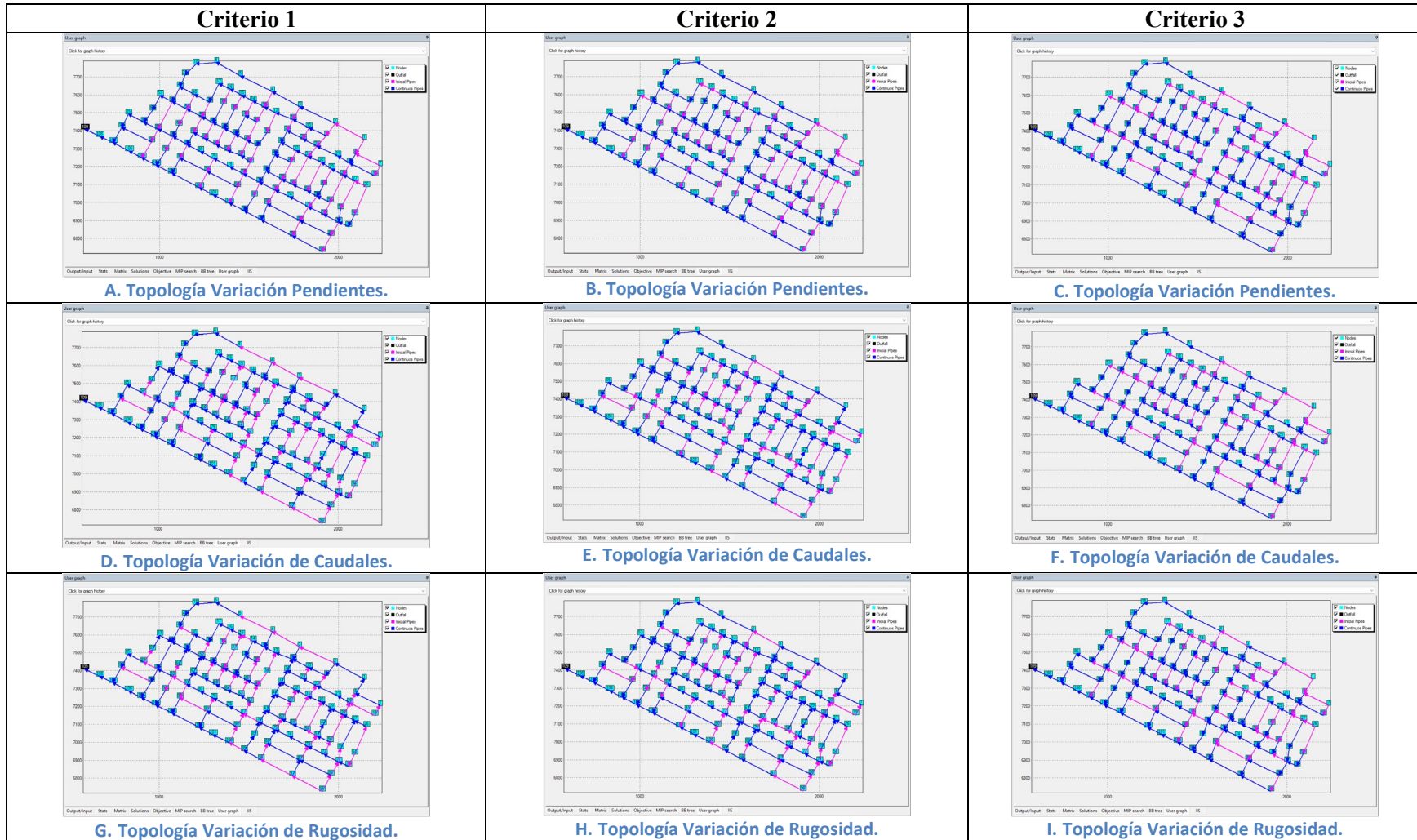


Figura 21. Resultados Topología – Caso de estudio: Chicó Sur. Fuente: Autor.

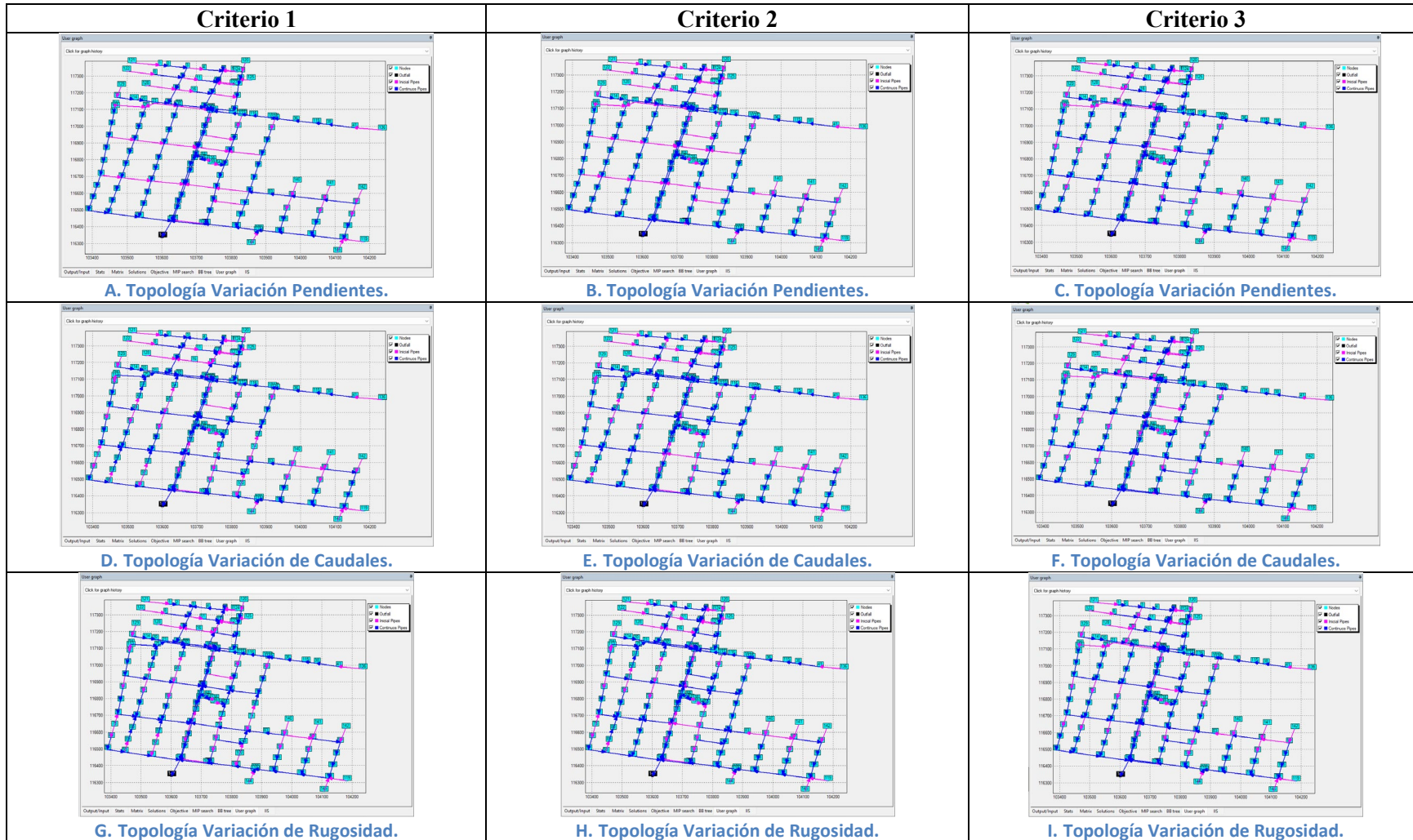


Figura 22. Resultados Topología – Caso de estudio: Cedritos. Fuente: Autor.

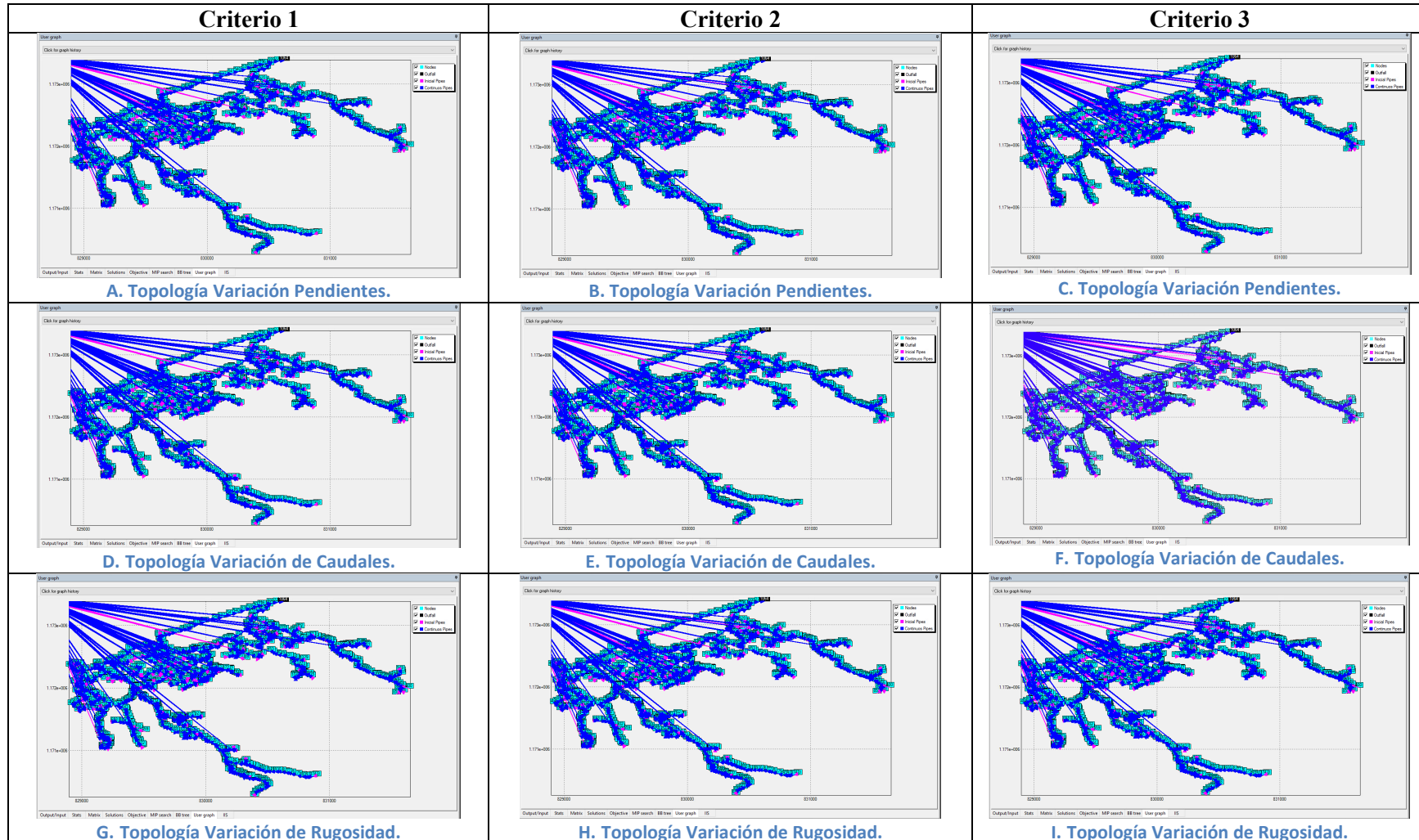


Figura 23. Resultados Topología – Caso de estudio: Sabaneta. Fuente: Autor.

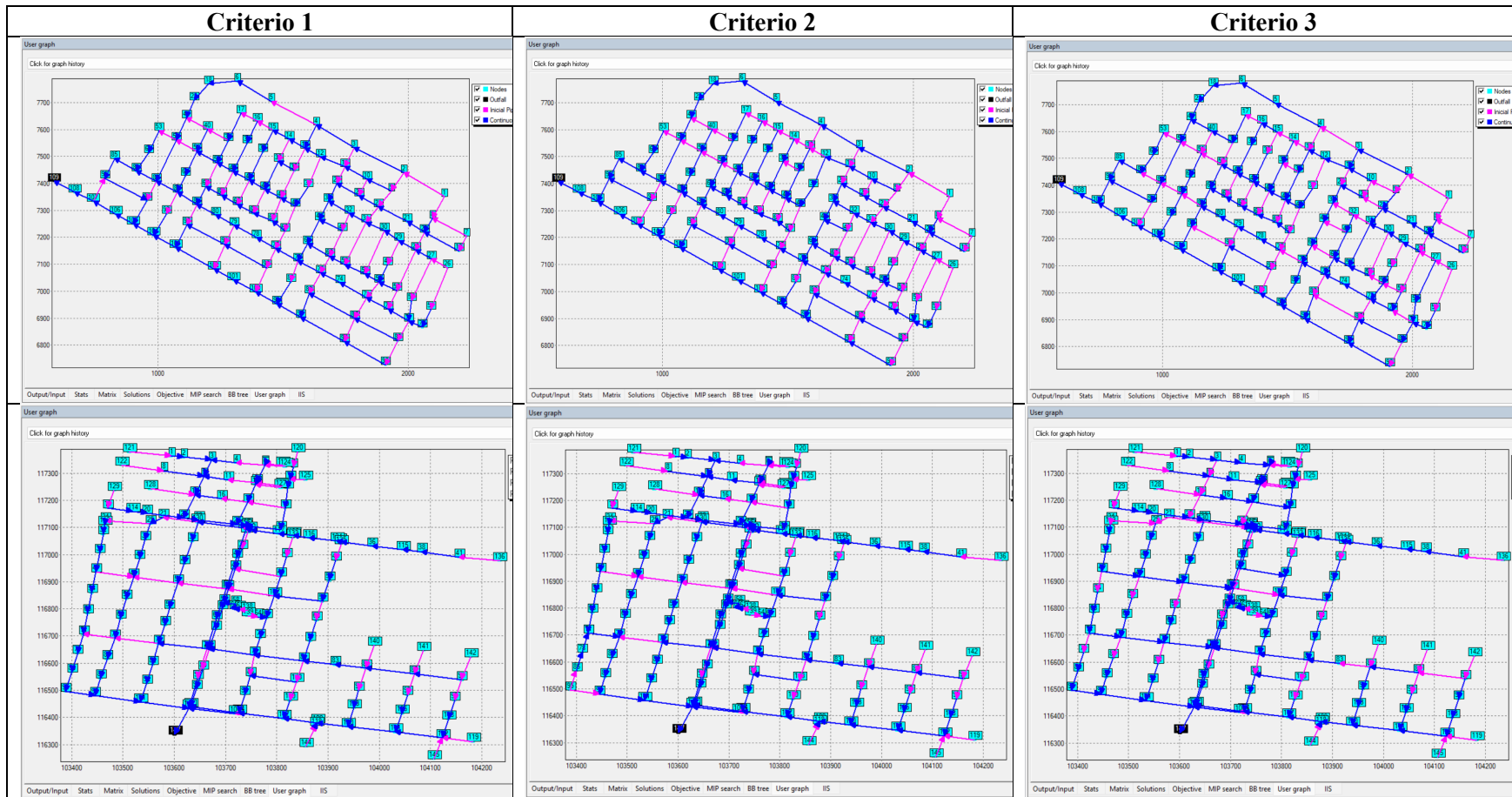


Figura 24. Resultados Topología Giro – Caso de estudio: Chicó Sur y Cedritos (Cambio Inclinación). Fuente: Autor.

8.2. Diseño Optimizado

En este apartado se presentan los resultados obtenidos al realizar las variaciones de topografía, caudales de entrada en cada nodo y la rugosidad de las tuberías. Para cada uno de los casos se toma como base las características estipuladas en el capítulo 7 del presente documento.

En el Anexo 1.1 se presenta en detalle las gráficas con la información de los tres casos de estudio, las cuales incluyen los diámetros mínimos de 0.2m, conforme a la restricción establecida por la ecuación de Li y Matthew, como se muestra en la Tabla 4 del Capítulo 5.2.3 de este documento. En primer lugar, en relación con el comportamiento del diámetro al realizar el cambio de topografía, se observa que en los tres casos de estudio a medida que aumenta la pendiente, aumenta el diámetro, lo cual está directamente relacionado al control de la velocidad máxima, pues al aumentar los diámetros se reduce la velocidad de flujo a causa de la inclinación. Sin embargo, teniendo en cuenta la distribución de los tubos, en los casos de estudio, Chicó Sur y Cedritos, caracterizados por ser redes medianas y pequeñas respectivamente, la mayoría de las tuberías se encuentran en el diámetro mínimo, esto se debe principalmente a los bajos volúmenes de agua que transportan estas redes. Por otro lado, Sabaneta, al ser de tipo combinado y estar comprendida por un gran número de tuberías la distribución se encuentra diversa y la mayoría de los tubos oscilan entre los de 0.8m a 1.5m.

Luego, al realizar las variaciones de caudales de entrada en cada nodo, se observa claramente que, en los tres casos de estudio, el aumento del caudal provoca un incremento gradual en el promedio de los resultados. En contraste, al variar la rugosidad de las tuberías, se intenta mantener el promedio en aproximadamente 0.30m para los casos de estudio de Chicó Sur y Cedritos, y en 0.50m para el caso de Sabaneta.

En relación con los diámetros máximos en el caso de Chicó Sur, en la variación de pendientes el diámetro máximo oscila entre 0.8m y 0.9m, en las variaciones de caudal y rugosidad, el máximo oscila entre los 0.90m y los 1.05m. Por el contrario, en el caso de Cedritos, al ser una red sanitaria, y transportar caudales mucho menores, el rango de diámetros máximos oscila entre 0.50m y 1.00m, para las tres variaciones. Finalmente, en el caso de Sabaneta, al ser un municipio completo y ser de tipo alcantarillado combinado, el orden de magnitud de los caudales que transporta es mayor que los anteriormente descritos, por lo tanto, el diámetro máximo oscila entre 1.75m a 3.50m en las tres variaciones y los tres criterios de diseño. Cabe resaltar que para este caso de estudio el aumento de caudal se realizó hasta el 30% donde se alcanza el máximo diámetro del listado de diámetros comerciales disponibles usados para el desarrollo de esta investigación. La Figura 25a presenta los resultados del diámetro máximo obtenido con el diseño del criterio con el cual se obtuvo el mínimo costo.

De igual manera, para la variación de rugosidades para el caso de estudio Sabaneta se realiza hasta 0.2mm, debido a las condiciones de terreno, puesto que si son mayores rugosidades no se obtiene un diseño óptimo que cumpla a cabalidad cada una de las restricciones estipuladas y con una profundidad de excavación coherente. Por lo anterior, se toma la decisión de depurar los resultados de la rugosidad de 0.5mm y 1.00mm.

Luego de analizar el comportamiento de los resultados de diámetros de las tuberías, se procede a analizar los resultados de las pendientes de los tubos de cada caso de estudio. En el Anexo 1.2 se puede contemplar a detalle cada uno de los resultados organizados en máximo, mínimo, promedio y distribución de las tuberías en cada una de las pendientes asignadas. Para el caso de estudio Chicó Sur, se observa que para las tres variaciones el criterio de diseño que da como resultado las menores pendientes promedio, corresponde al Criterio 3 (C3), estando alrededor del 0.70%. En los demás criterios 1 (C1) y 2 (C2), la pendiente promedio llega hasta un valor de 1.20%. La pendiente mínima oscila en 0.1% y la máxima llega a valores alrededor del 9%.

En el caso de Cedritos, teniendo en cuenta que este sector cuenta con una topografía plana, al realizar las tres variaciones la pendiente promedio no supera el 0.60%, las pendientes mínimas están por debajo del 0.10% y las máximas al igual que en el caso de Chicó Sur, en algunos casos supera el 9%.

Finalmente, en el caso de Sabaneta, la pendiente mínima oscila en el 0.10% y la máxima en algunos casos supera el 100%. Las pendientes máximas en el caso de estudio de Sabaneta se presentan específicamente en tuberías de tipo inicial, que cuentan con caudales bajos y longitudes pequeñas, por este motivo se presentan pendientes tan altas en algunos tramos de la red de alcantarillado.

La Figura 25b presenta los resultados del promedio de pendientes en cada caso de estudio, donde se puede evidenciar que la variación de caudales de entrada en cada nodo y la rugosidad de las tuberías no tienen un impacto significativo en los tres casos de estudio, pues los resultados no reflejan cambios evidentes, sin embargo, en el caso de la variación de topografía si hay cambios significativos debido a que se está alterando de manera directa el terreno. Allí se evidencia cómo estas alteraciones impactan en los resultados de las pendientes de cada una de las tuberías que conforman la red de drenaje urbano.

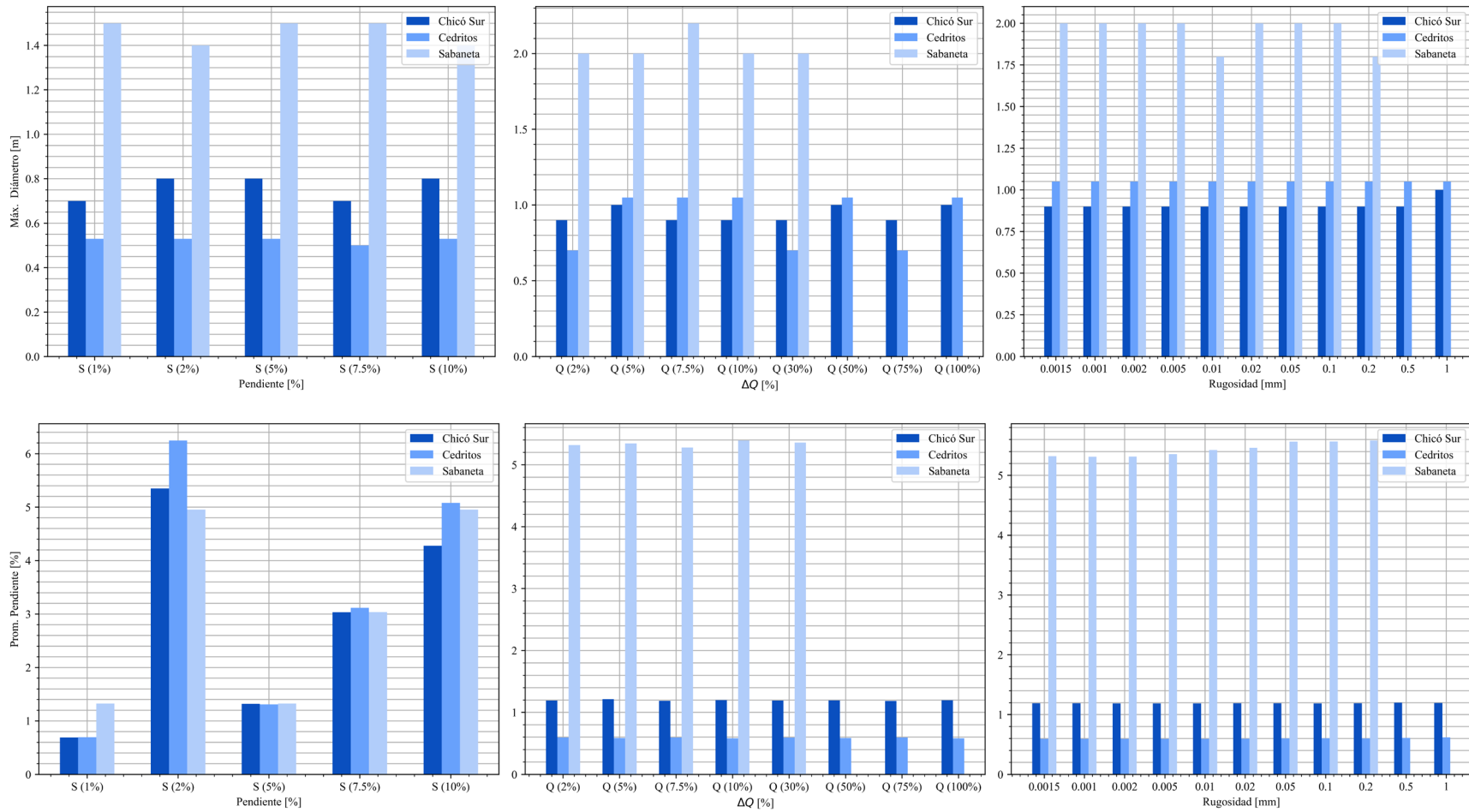


Figura 25. Resultados (a) máximo diámetro y (b) pendiente promedio. Fuente: Autor.

Ahora se procede a observar los resultados en términos de la relación de llenado en cada uno de los tubos que conforman las redes de estudio. Es importante destacar que a pesar de ejecutar el programa UTOPIA con las restricciones de relación de llenado estipuladas por el RAS 2000, en la cual se menciona que para alcantarillados sanitarios se debe tener una máxima relación de llenado del 85% y para el caso de aguas lluvias y combinado un máximo del 93%. El programa llega al diseño óptimo al estar muy por debajo de la restricción estipulada por el reglamento colombiano, y demuestra que se puede tener el menor costo, con un valor de relación de llenado que brinda mayor seguridad a los sistemas, tal como se puede observar en la Figura 26a, en la cual se presenta los resultados de la máxima relación de llenado en cada caso de estudio, bajo las 3 variaciones (topografía, caudal y rugosidad), para el criterio que dio como resultado el mínimo costo.

Adicionalmente, en el Anexo 1.3 se puede observar en detalle los resultados para cada uno de los casos de estudio, las variaciones realizadas y la distribución de tubos en cada caso. En el primer caso de estudio (Chicó Sur), se evidencia que la relación de llenado promedio está alrededor del 50% para las variaciones en la topografía, los aumentos de caudal de entrada en cada nodo y las diferentes rugosidades de las tuberías. La relación de llenado mínima oscila entre el 10% y 20%. Tal como se muestra en el Anexo 1.3, el número de tubos con esta relación mínima de llenado es muy cercano a tres. A pesar de ser una relación de llenado baja, el *software* la asigna, logrando diseños de mínimo costo. Por otro lado, la relación máxima de llenado se encuentra entre el 74% y el 80%. Teniendo en cuenta que esta red es de aguas lluvias, se observa que los resultados están muy por debajo del límite estipulado por la normativa del 93%.

Luego en el caso de Cedritos, siendo esta una red de alcantarillado sanitario, la relación de llenado promedio está por debajo del 45%, la mínima oscila entre el 10% y 20% y la relación máxima de llenado en los diseños que se aumenta el caudal de entrada en cada nodo está entre el 70% y 80%, al alcanzar su punto máximo en el aumento de caudal del 100%, con el diseño del Criterio 3 (C3). Por otro lado, cuando se realiza la variación de rugosidades, la relación máxima de llenado se encuentra entre el 70% y 76%. También son resultados que están por debajo de lo estipulado por la normativa colombiana (85%).

Por último, en el caso de Sabaneta, la relación de llenado promedio está por debajo del 55%, la relación de llenado mínima en cada uno de los diseños se encuentra entre el 5% y 10%, y la relación máxima de llenado tanto en la variación de topografía, de caudales como en las de rugosidades está entre el 79.55% y el 80%. Teniendo en cuenta que esta red es de tipo combinado, de acuerdo con la normativa colombiana la relación máxima debería ser del 93%, lo que refleja que el diseño optimizado cumple con la restricción y adicionalmente muy lejana a ella, brindando mayor seguridad en el sistema. Además, se observa que la relación de

llenado es sensible a la manipulación de las tres variaciones, a medida que aumenta la pendiente del terreno, la relación de llenado disminuye, en cambio, cuando se aumenta el porcentaje de los caudales de entrada en cada nodo y la rugosidad de las tuberías, la relación de llenado también va creciendo progresivamente.

Una vez validados los resultados en términos de la relación de llenado, se procede a analizar los resultados en relación con el número de Froude, al tener en cuenta que de acuerdo con el Reglamento Colombiano de Agua y Saneamiento Básico (RAS 2000), este no puede estar dentro de la zona cuasi crítica si la relación de llenado supera el 70%, en aquellas tuberías que se supere esa relación es necesario validar que no esté dentro de flujo cuasi crítico, el cual está comprendido en el rango de 0.90 a 1.10. El Anexo 1.4 presenta las gráficas en las cuales se identifica cada uno de los valores mínimos, máximos, promedios y la respectiva distribución de las tuberías, en las cuales se puede observar que la mayoría de ellas están en un número de Froude lejano a la zona cuasi crítica y adicional a ello, tal como se ha expresado anteriormente, las relaciones de llenado están en promedio entre el 50% y 55%.

La Figura 26b presenta los resultados del número de Froude compilados en promedio. En el caso de estudio de Chicó Sur el número de Froude promedio está entre 1 y 5, los mínimos se localizan por debajo de 1 entre 0.4 a 0.5 y los máximos están entre 5 a 8, en los tres tipos de variaciones. De igual manera en el caso de Cedritos, se tiene el número de Froude promedio por encima de 1, con un valor oscilante entre 1 a 5, para tanto la variación de topografía, de caudales de entrada en cada nodo como para la variación de rugosidades. El mínimo está entre 0.3 y 0.4 (Flujo Subcrítico) y los valores máximos están entre 3 a 6 (Flujo Supercrítico).

En el caso de Sabaneta, el número de Froude promedio está en el rango de 3.2 a 4.2, el mínimo entre 0.45 a 0.6 (Flujo Subcrítico) y los máximos están alrededor de 23 a 45 (Flujo Supercrítico). Adicionalmente, se evidencia que la variación de caudales de entrada en cada nodo tiene un impacto mínimo, pues el comportamiento del promedio, mínimos y máximos se mantiene sin mayores variaciones a medida que crece el caudal. Por otro lado, en los tres casos de estudio se observa que a medida que se aumenta la rugosidad de las tuberías disminuye el número de Froude, esto se debe a que las paredes de la tubería pierden energía del flujo, lo que se ve reflejado en un impacto sobre las fuerzas inerciales y gravitacionales, lo que da como resultado la reducción en el número de Froude. Caso contrario, cuando se realiza el aumento de pendientes, los números de Froude aumentan significativamente, a causa del incremento en las velocidades de flujo a causa de la alteración en las pendientes de terreno.

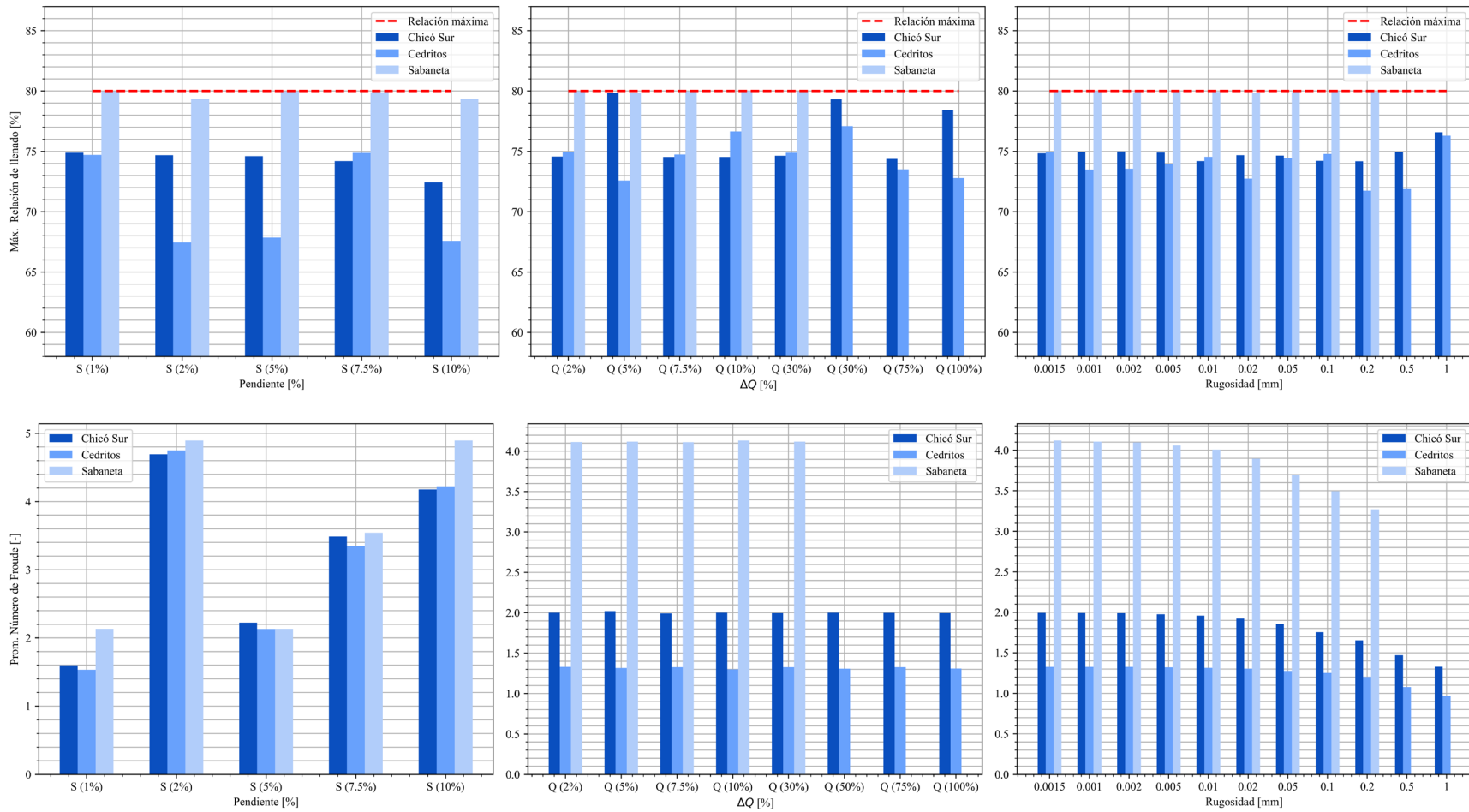


Figura 26. Resultados (a) máxima relación de llenado y (b) promedio número de Froude. Fuente: Autor.

Luego de analizar los resultados en términos del número de Froude, se revisa el cumplimiento del esfuerzo cortante mínimo en cada diseño y se analiza el efecto que tiene cada una de las variaciones sobre este parámetro. La Figura 27^a presenta las gráficas resumen con los promedios para cada una de las variaciones de topografía, aumento de caudal y rugosidad de las tuberías.

En el caso de Chicó Sur y Sabaneta el esfuerzo cortante mínimo permitido por la normativa colombiana es de 2Pa, debido a que son alcantarillados de aguas lluvias y aguas combinadas. Por otro lado, en el caso de Cedritos al ser un alcantarillado sanitario, el esfuerzo cortante mínimo es de 1Pa.

En el Anexo 1.5 se puede observar los resultados máximos, mínimos, promedio y distribución de los tubos en cada variación, criterio y caso de estudio. Para el caso de estudio Chicó Sur, se observa que el esfuerzo cortante promedio para los tres tipos de variaciones oscila entre los 3.5Pa y 22Pa, el esfuerzo mínimo es de 2Pa, cumpliendo con lo estipulado en la normativa y el máximo está en el rango de 28Pa a 38Pa. En el caso de Cedritos, el esfuerzo cortante promedio oscila entre los 1.3Pa y 15Pa, el esfuerzo mínimo es de 1Pa por lo que da cumplimiento a la restricción del RAS2000, y unos esfuerzos máximos entre 12Pa a 53Pa. Finalmente, en el caso de Sabaneta, se tiene un esfuerzo cortante promedio entre 40Pa a 48Pa, un mínimo de 2Pa, debido a que es una red de alcantarillado de aguas combinadas y un esfuerzo cortante máximo entre 170Pa a 290Pa.

En general la tendencia del esfuerzo cortante en los tres casos de estudio y para la variación de topografía, aumentos de caudal en cada nodo y rugosidad de las tuberías, genera un notable incremento en los resultados del esfuerzo cortante, a medida que se aumenta tanto la topografía como el caudal de entrada en cada nodo y la rugosidad el esfuerzo cortante crece, lo que pone en manifiesto la sensibilidad de este parámetro ante cualquier cambio en el sistema.

Por último, se hace el análisis de los resultados en términos de la velocidad. Es importante tener en cuenta que de acuerdo con el Reglamento de Agua y Saneamiento Básico (RAS2000), estipula tanto un valor mínimo de velocidad como uno máximo. Estos serán comparados con los resultados de las velocidades mínimas y máximas en cada uno de los diseños de los tres casos de estudio para los tres tipos de variaciones, topografía, aumento de caudal de entrada en los nodos y aumento de rugosidad en las tuberías.

En el Anexo 1.6 se observa el consolidado de los resultados. En primer lugar, para el caso de estudio Chicó Sur, se observa que la velocidad promedio está entre 1.3m/s a 3.5m/s aproximadamente. La velocidad mínima en el caso de variación de topografía tiene pequeños

aumentos, pero en su mayoría se mantiene en los 0.7m/s, en el caso del aumento de caudales se mantiene en 0.75m/s y en el caso de la variación de rugosidades va decreciendo desde 0.90m/s a 0.75m/s. En relación con la velocidad máxima, oscila entre los 3m/s a 5m/s.

En Cedritos al ser una red localizada en una zona plana, la velocidad promedio se encuentra dentro del rango de 0.8m/s a 2.5m/s. La velocidad mínima en el caso de cambio de topografía y aumentos de caudal se intenta mantener constante en 0.64m/s, en cambio en la variación de rugosidades, va decreciendo a medida que se aumenta la rugosidad hasta llegar a un mínimo de 0.45m/s. Las velocidades máximas varían entre 1.7m/s a 5m/s, esta variación se ve principalmente marcada en la variación de rugosidades, como se puede ver en el Figura 27b.

Por último, en el caso de Sabaneta, teniendo en cuenta las altas pendientes que tiene el terreno, se da un campo de diseño de hasta 10m/s, teniendo en cuenta esta nueva restricción, se obtiene que en promedio la velocidad en los diseños para los tres tipos de variación presentes es de 4.5m/s a 5.25m/s, la velocidad mínima en los tres tipos de variación se mantiene en 0.75m/s y la velocidad máxima es de 10m/s. Además, en la Figura 27b se puede evidenciar que en el caso de la variación de pendientes en el caso particular de Sabaneta la velocidad máxima es de 18m/s, esto se debe a que cada uno de los tramos topográficos se unifican a un valor de pendiente, condicionando el modelo a tener una topografía uniforme e invariable, que altera, por el tamaño de la red, los tramos de tuberías muy empinados que transportan el flujo a velocidades por fuera de la normativa. Sin embargo, tal como se puede evidenciar en el Anexo 1.6, los tubos que están en esta condición son muy pocos, entre 1 a 3 tuberías.

En los tres casos de estudio se evidencia que cuando se altera la topografía y se aumenta el porcentaje de los caudales de entrada en cada nodo, la velocidad se incrementa, debido a la pendiente del terreno y al volumen de flujo, caso contrario, cuando se incrementa la rugosidad de las tuberías la velocidad disminuye, por lo que es inversamente proporcional, esto se debe a que el espesor de las paredes de las tuberías genera un impacto sobre el flujo, y disminuye la energía de esta a su vez la velocidad.

En el Anexo 1 se puede visualizar a detalle la distribución de la asignación de cada uno de los parámetros descritos anteriormente para cada caso de estudio y para cada una de las variaciones realizadas. Tal como se ha descrito, este anexo está conformado por 6 subcapítulos para cada uno de los parámetros estudiados, en ellas se visualiza la cantidad de tubos que están dentro de cada valor, lo que ayuda al lector a visualizar cuantos tubos están localizados en los máximos y mínimos, en el caso de los diámetro, y en los demás casos se exalta el porcentaje en el cual se ubican la mayoría de los tubos de la red.

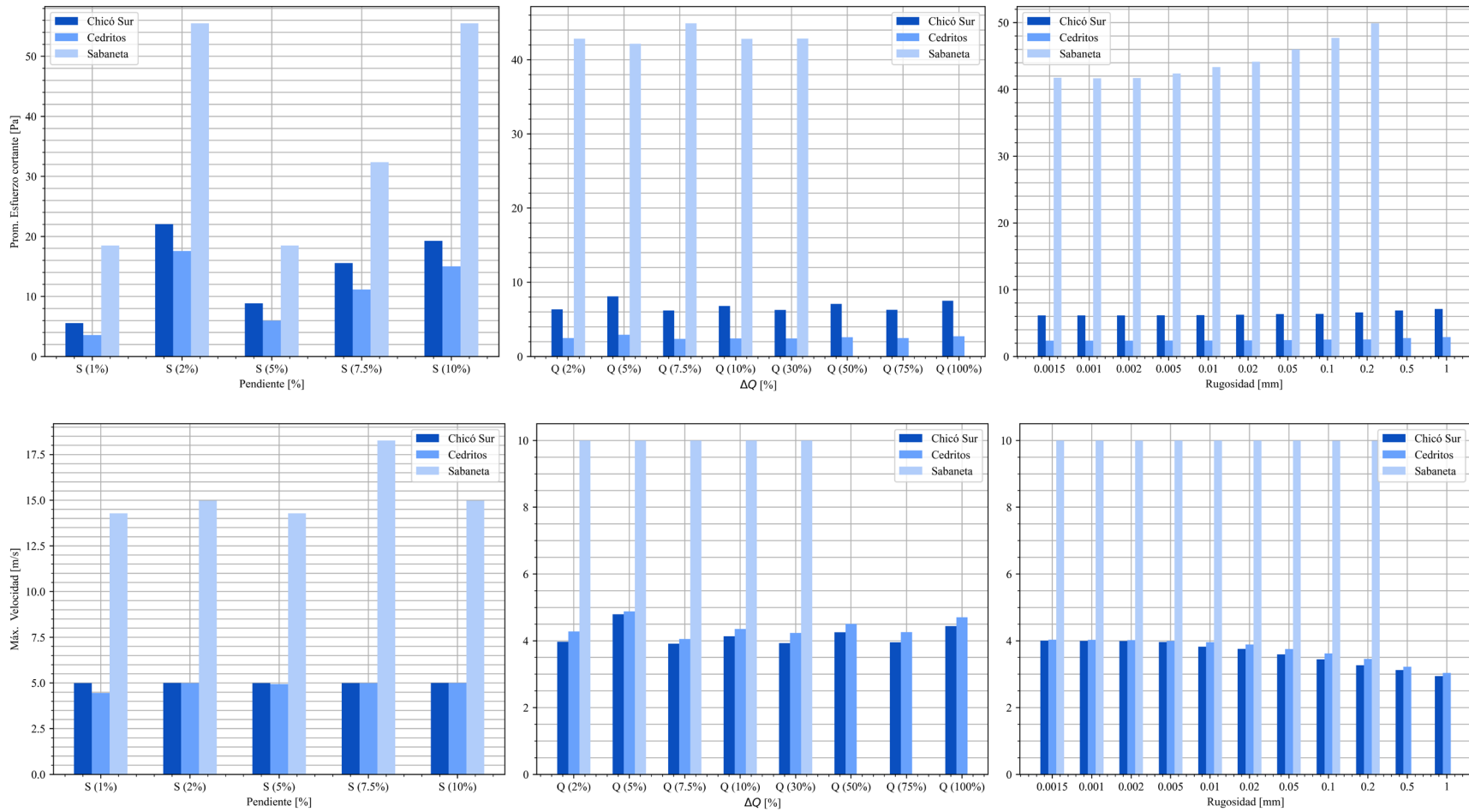


Figura 27. Resultados (a) promedio esfuerzo cortante y (b) velocidad máxima. Fuente: Autor.

8.3. Costos

Luego de observar el impacto que tiene cada una de las variaciones sobre los resultados del diseño, se procede a analizar el impacto que cada variación tiene sobre los costos y cómo estos se ven afectados por la instalación de cámaras de caída.

En el presente capítulo se hace énfasis en los resultados obtenidos con la ecuación de Li and Mathew, no obstante, en el Anexo 2 se puede visualizar los resultados al utilizar la ecuación de Maurer para tener los resultados en dólares. Es importante destacar que la ecuación de costos es totalmente independiente a los resultados del diseño del trazado de la red y diseño hidráulico, pues los resultados son iguales, simplemente cambia la magnitud del costo debido a la moneda en la que se desee expresar. La Figura 28, presenta los resultados obtenidos a partir de la variación de pendiente (topografía). Donde es claro que a medida que aumenta la pendiente de terreno se incrementa la instalación de las cámaras de caída y a su vez los costos. Lo anterior se debe a que a mayores pendientes el flujo tiende a tener mayores velocidades, por lo que es necesaria la instalación de cámaras de caída para disipar la energía en el sistema.

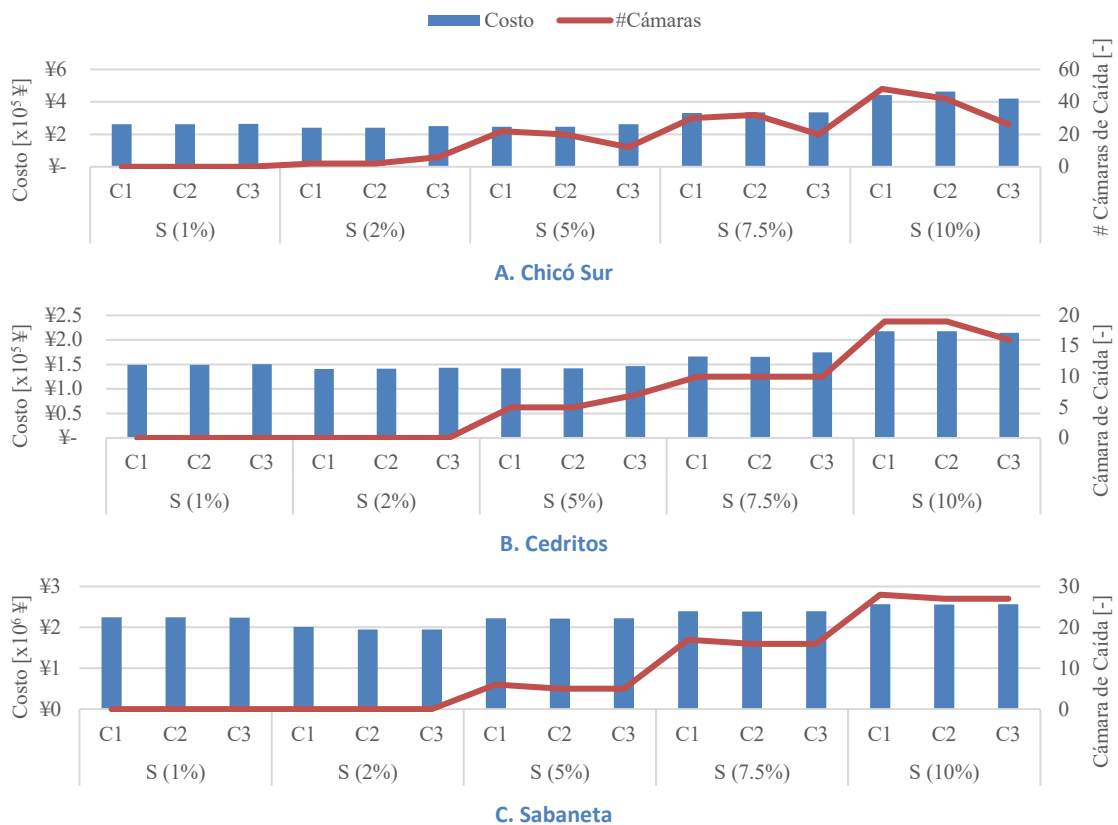


Figura 28. Relación Costo - Número de Cámaras de Caída. (Aumento de Pendiente) Fuente: Autor.

Luego, la Figura 29, presenta los resultados al realizar la variación de caudales, en el cual se simula el aumento de densidad poblacional y/o el aumento de lluvias como consecuencia del cambio climático. Para este caso se simula un incremento de caudal de entrada en cada uno de los nodos hasta el 100%, sin embargo, en el caso de estudio de Sabaneta, debido al tamaño de la red y los caudales que ya se tienen en la red original, se simula hasta un aumento del 30%, lo anterior debido que al crecer los caudales por encima del 30%, se excede el diámetro a los previamente asignados para realizar los diseños.

En esta variación es claro que, a mayores caudales de entrada en cada nodo, los costos aumentan y a su vez la instalación de las cámaras de caída, este fenómeno se observa en los tres casos de estudio, lo cual es coherente dado a que a mayores caudales, mayores velocidades y mayor necesidad de disipar energía por medio de la instalación de cámaras de caída.



Figura 29. Relación Costo - Número de Cámaras de Caída (Aumento de Caudal). Fuente: Autor.

Por último, en relación con la variación de las rugosidades de las tuberías, es importante destacar que la topografía real del terreno influye principalmente en la asignación de las cámaras de caída, pues tal como se observa principalmente en los casos de estudio Chicó Sur y Cedritos, el costo presenta cambios poco evidentes en comparación con el caso de Sabaneta. En la Figura 30, se observa que para los casos de estudio Chicó Sur y Sabaneta, los cuales presentan zonas con pendientes altas, a medida que se aumenta la rugosidad de las tuberías, disminuye la instalación de cámaras de caída, y logra disipar la energía con la textura de las tuberías. Por otra parte, en el caso de estudio Cedritos, que es un terreno con una topografía muy plana, a medida que se aumenta la rugosidad de las tuberías se incrementa la instalación de las cámaras de caída.

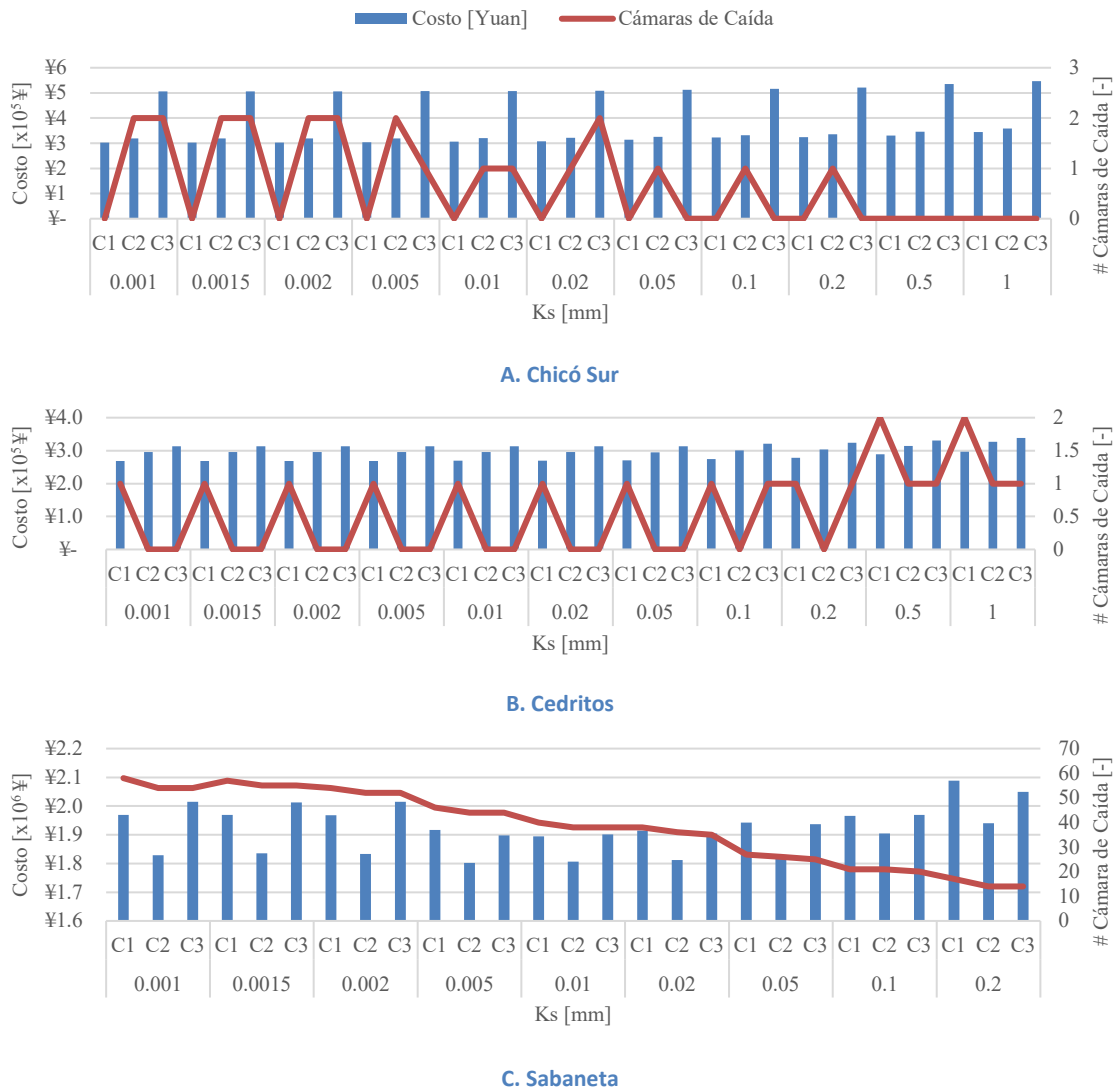


Figura 30. Relación Costo - Número de Cámaras de Caída (Aumento de Rugosidad). Fuente: Autor.



9. ANÁLISIS DE RESULTADOS

9.1. Análisis de Costos

Para el planteamiento del análisis de los resultados se hace énfasis en los porcentajes de las variaciones presentes entre los costos. Para esto, en primer lugar, se compara el costo de la red original, costos presentes en la Tabla 7, los cuales son producto de la optimización en las condiciones originales de cada uno de los casos de estudio, sin ser manipulada la topografía, caudales de entrada y rugosidad de sus tuberías.

Tabla 7. Costos sin alterar características. Fuente: Autor.

Caso	Criterio (C ₁)	Criterio (C ₂)	Criterio (C ₃)
Chicó Sur	¥ 302,427	¥ 318,987	¥ 506,473
Cedritos	¥ 268,968	¥ 295,660	¥ 313,221
Sabaneta	¥ 1,969,039	¥ 1,835,668	¥ 2,013,009

Se toma como base los valores expuestos anteriormente y se determina la variación en cada uno de los casos evaluados en la presente investigación. A continuación, se expone cada uno de los hallazgos encontrados.

9.1.1. Variación de Topografía (Pendientes)

A continuación, se presentan los porcentajes de variación de los costos en comparación con el diseño original (ver Tabla 6). En la Figura 31 se resaltan en verde la mayor reducción en los costos, en comparación con el diseño en las condiciones originales y en rojo el mayor aumento en los costos. De acuerdo con los resultados encontrados el criterio de diseño con el cual se obtienen las menores variaciones corresponde al Criterio 3 (C3) y el mayor porcentaje de variación se evidencia con el Criterio 2 (C2) de diseño en la pendiente del 10%, con un valor del 53.18%.

Pendiente	% Variación		
	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3
1%	-12.90%	-13.32%	-12.35%
2%	-20.19%	-20.37%	-17.33%
5%	-18.23%	-18.63%	-13.06%
7.5%	9.45%	11.24%	10.86%
10%	46.22%	53.18%	39.27%

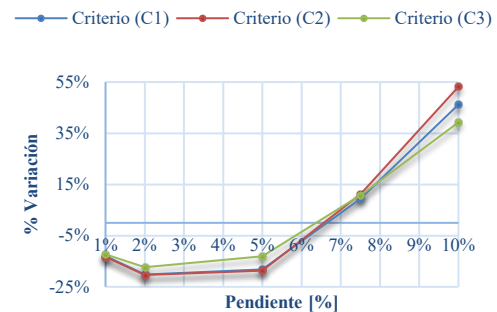


Figura 31. Porcentajes variación de costos Chicó Sur (Variación en topografía). Fuente: Autor.



En la Figura 31, se observa como en la pendiente del 2% se presenta la mayor reducción de los costos en comparación con el diseño aplicando las condiciones originales de la red. Lo cual sugiere que para este caso de estudio la pendiente óptima es del 2% con una reducción en los costos de hasta el -20.37%. Además, es importante destacar que con el Criterio 2 (C2), se alcanza el menor costo en cada uno de los escenarios evaluados.

Por otro lado, en el caso de estudio de Cedritos, se observa que, en comparación con el costo de la red original, en todas las pendientes estudiadas, se obtiene un menor costo. En la Figura 32 se presentan las variaciones calculadas.

% Variación			
Pendiente	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3
1%	-44.57%	-49.55%	-52.04%
2%	-47.63%	-52.30%	-54.23%
5%	-47.22%	-52.08%	-53.27%
7.5%	-38.22%	-44.00%	-44.26%
10%	-19.19%	-26.41%	-31.49%

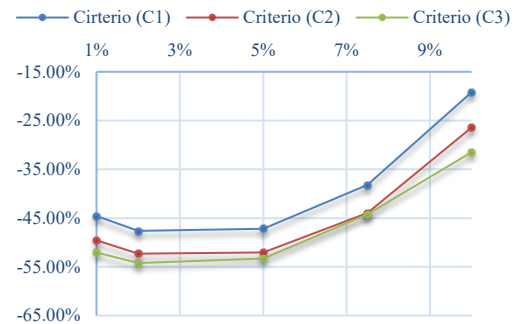


Figura 32. Porcentajes variación de costos Cedritos (Variación en topografía). Fuente: Autor.

Con base en los resultados anteriormente expuestos se evidencia que nuevamente la pendiente que reduce en mayor magnitud el costo de la red corresponde al 2%. Para este caso de estudio el menor costo en cada variación se presenta haciendo uso del Criterio 1 (C1).

Por último, en la Figura 33 se evidencia la variación en los costos para el caso de estudio de Sabaneta, en el cual se observa la misma tendencia descrita en los demás casos de estudio y el mínimo costo en todos los escenarios se obtiene con el Criterio 2 (C2) de diseño.

% Variación			
Pendiente	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3
1%	14.12%	22.41%	11.30%
2%	2.04%	6.15%	-3.32%
5%	12.88%	20.87%	10.34%
7.5%	21.62%	30.24%	18.84%
10%	30.36%	39.62%	27.39%

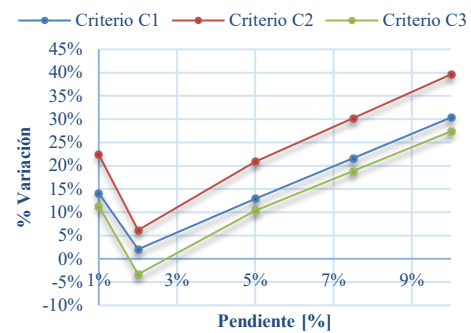


Figura 33. Porcentajes variación de costos Sabaneta (Variación en topografía). Fuente: Autor.

9.1.2. Variación de Topografía (Giro - Cambio de Inclinación)

Este escenario fue ejecutado con el propósito de poner en manifiesto la bondad de los algoritmos, al manipular los datos de entrada, para de esta manera tener una visión de cómo este es capaz de adaptarse. Las simulaciones se realizan únicamente para las dos redes más pequeñas. Debido a que los tiempos de cómputo de la red de Sabaneta son altos y la idea era hacer únicamente una validación de las bondades del *software*. Para los dos casos se encuentra que, al realizar las inclinaciones, los costos se incrementan, tal como se puede ver en la Figura 34.

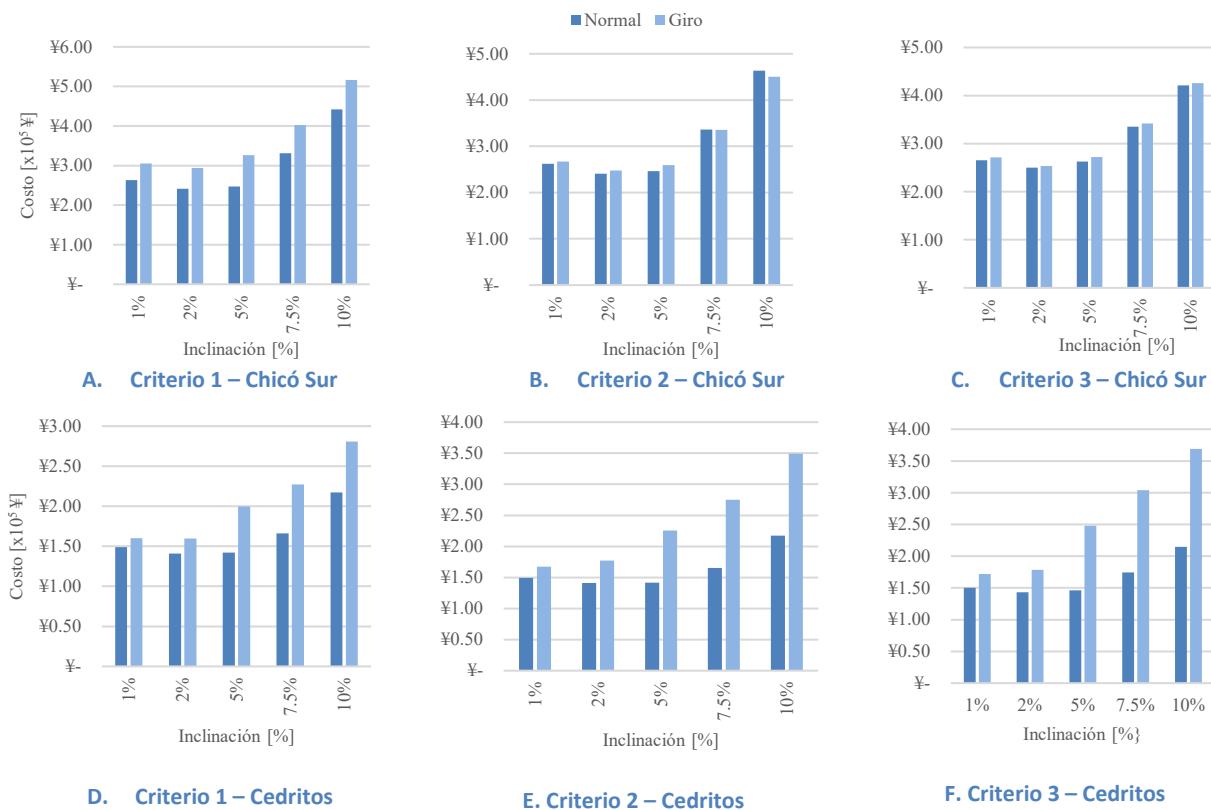
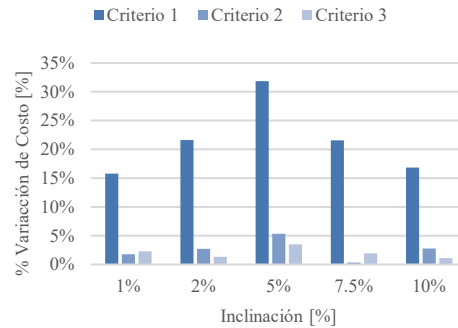


Figura 34. Resultados cambio de inclinación (Giro). Fuente: Autor.

Además, para obtener una visión global, se determina el porcentaje de variación del costo. Cabe resaltar que el diseño con inclinación resulta más costoso en los dos casos de estudio. Sin embargo, al analizar el porcentaje de incremento, se observa que el uso del Criterio 1 (C1) genera mayores aumentos en comparación con los demás criterios, como se muestra en la Figura 35. Esto se debe a que el Criterio 1 penaliza las tuberías en función de la relación entre el delta de z y su longitud, lo que implica una mayor influencia de la topografía.



% Variación			
Pendiente	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3
1%	15.76%	1.76%	2.27%
2%	21.64%	2.71%	1.32%
5%	31.83%	5.31%	3.49%
7.5%	21.57%	0.30%	1.97%
10%	16.84%	-2.78%	1.12%



% Variación			
Pendiente	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3
1%	7.39%	1.76%	2.27%
2%	13.47%	2.71%	1.32%
5%	40.63%	5.31%	3.49%
7.5%	36.61%	0.30%	1.97%
10%	29.09%	2.78%	1.12%

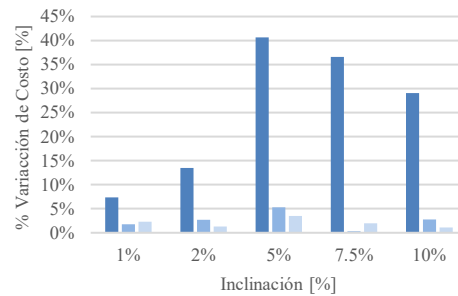


Figura 35. Porcentajes variación de costos (Variación en la inclinación).

9.1.3. Variación de Caudales

Inicialmente para el caso de estudio Chicó Sur, se obtuvo que a medida que aumenta el caudal de entrada en cada uno de los nodos, el costo crece. Para este caso de estudio se puede observar que el criterio que presenta una mayor variación es el criterio 1 (C1), con un porcentaje del 29.23%, en comparación con el diseño original de la red de estudio. La Figura 36 presenta las curvas de variación para cada criterio de diseño. En la cual se observa cómo efectivamente los costos crecen a medida que los caudales de entrada de cada nodo aumentan.

% Variación			
ΔQ	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3
2%	1.39%	0.61%	0.95%
5%	2.99%	1.15%	-1.21%
7.50%	3.93%	3.58%	2.72%
10.0%	4.69%	3.59%	3.27%
30%	9.56%	8.99%	5.45%
50%	16.85%	13.99%	9.30%
75%	22.56%	20.63%	12.43%
100%	29.23%	26.31%	16.35%

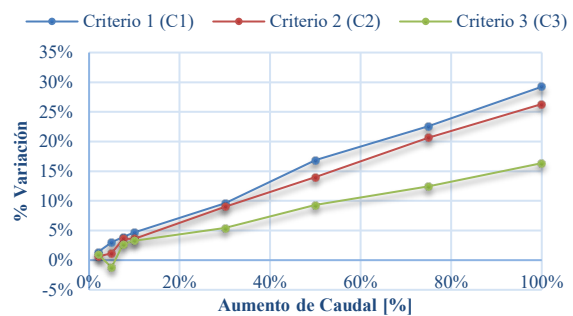


Figura 36. %Variación Costos - Caudal – Chicó Sur. Fuente: Autor.

Por otro lado, para el caso de estudio de Cedritos, se observa que el costo disminuye a medida que aumenta el caudal, hasta llegar al aumento del 30%. Este fenómeno se puede presentar debido a que la red original es de caudales de entrada muy bajos a causa de que es una red únicamente de aguas residuales. La Figura 37 presenta las variaciones en relación con el aumento de caudal, para el cual en este caso de estudio se observa que al aumentar el caudal de entrada en cada nodo a un 5%, se llega al menor costo. Lo anterior, da como indicativo que puede existir una capacidad óptima en las redes de drenaje urbano. La variación más alta se obtuvo con el criterio de diseño criterio 1 (C1), en un porcentaje del 9.10%.

% Variación			
ΔQ	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3
2%	0.74%	0.23%	-0.50%
5%	-1.67%	-2.26%	-1.81%
7.50%	-1.59%	-2.14%	-1.85%
10.0%	-1.18%	-2.28%	-1.06%
30%	-0.03%	-0.45%	-1.38%
50%	1.59%	2.04%	-3.37%
75%	5.49%	4.53%	-0.74%
100%	9.10%	8.00%	2.38%

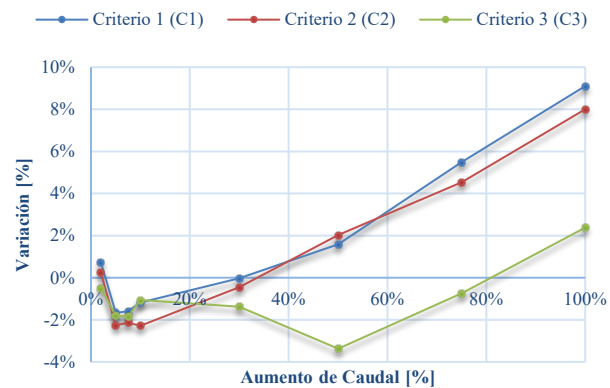


Figura 37. %Variación Costos - Caudal – Cedritos. Fuente: Autor.

Por último, en el caso de estudio de Sabaneta, al igual que en Chicó Sur, los costos aumentan a medida que se incrementa el caudal de entrada en cada uno de los nodos, a partir del incremento del 2% de caudal. Particularmente, para este caso de estudio la mayor variación se presenta en los resultados del criterio 3 (C3), con un porcentaje del 45.14%, esto se puede atribuir a que el criterio fue diseñado para topografías planas y este caso cuenta con una pendiente promedio de alrededor del 7%. También, es importante exaltar que para este caso de estudio las variaciones de caudal se realizan hasta el 30%, debido al tamaño y orden de magnitud de los caudales originales de la red, al superar este porcentaje, se requiere diámetros mayores a los estipulados preliminarmente.

% Variación			
ΔQ	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3
2%	-0.14%	-0.12%	4.35%
5%	1.66%	1.18%	4.42%
7.50%	2.64%	1.77%	10.60%
10%	4.82%	3.85%	12.39%
30%	24.14%	15.82%	45.14%

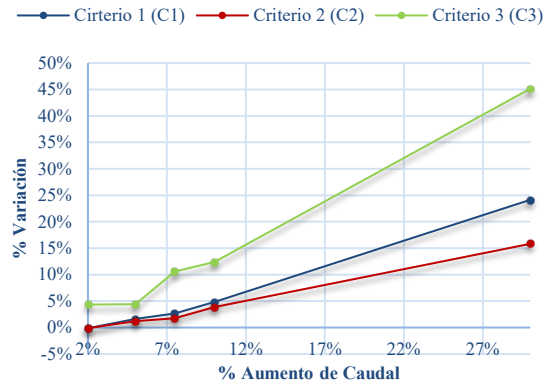


Figura 38. %Variación Costos - Caudal – Sabaneta. Fuente: Autor.

9.1.4. Variación de Rugosidades

Por último, se hace el análisis de variación de costos para la variación de rugosidades en las tuberías. La Figura 39 presenta los resultados correspondientes a la variación de rugosidades en el caso de estudio Chicó Sur, para este caso, se evidencia que las tuberías con las que se obtiene el costo más bajo son las lisas, a menor rugosidad menores son los costos. El criterio de diseño con el cual se obtienen los costos más bajos son el Criterio 1 (C1) y así mismo es con el que se obtiene la mayor variación en los costos, con un porcentaje del 13.76%. La Figura 39 presenta las curvas de variación de los costos, en el cual se marca que, a mayores rugosidades, para esta topografía los costos aumentan.

Variación en cada Criterio			
Ks [mm]	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3
0.0015	0.02%	0.17%	0.00%
0.002	0.04%	0.17%	0.02%
0.005	0.63%	0.36%	0.05%
0.01	1.40%	0.71%	0.17%
0.02	1.87%	0.82%	0.40%
0.05	3.81%	2.32%	1.16%
0.1	6.69%	4.00%	1.80%
0.2	7.31%	5.57%	2.91%
0.5	9.29%	8.73%	5.60%
1	13.76%	12.47%	7.99%

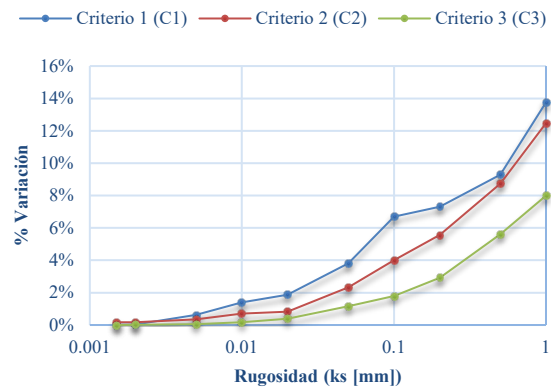


Figura 39. %Variación Costos - Rugosidad – Chicó Sur. Fuente: Autor.

En el caso de Cedritos, se observa que para el Criterio 3 (C3), el costo varió muy poco y los menores costos se obtienen con el Criterio 1 (C1) de diseño. En este caso nuevamente favorecen las tuberías lisas. El criterio con el cual se obtiene la mayor variación corresponde al Criterio 2 (C2), con un máximo porcentaje del 10.31%. En la Figura 40 se presenta la

relación entre rugosidad y variación de los costos, en la cual se muestra como los costos menores se localizan en las tuberías mayormente lisas.

Variaciones en cada Criterio			
Ks [mm]	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3
0.0015	0.13%	0.00%	0.00%
0.002	0.13%	0.00%	0.00%
0.005	0.13%	0.03%	0.00%
0.01	0.18%	0.04%	0.02%
0.02	0.40%	0.12%	0.04%
0.05	0.77%	-0.26%	0.01%
0.1	1.99%	1.54%	2.49%
0.2	3.58%	2.76%	3.30%
0.5	7.29%	6.07%	5.37%
1	10.14%	10.31%	7.85%

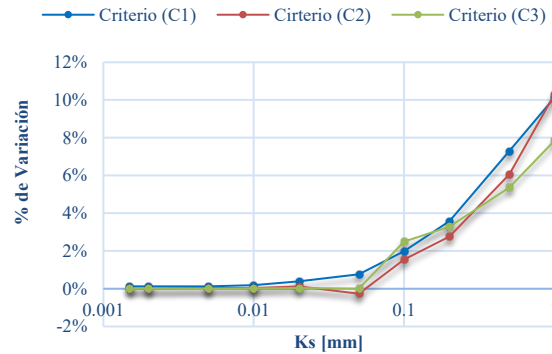


Figura 40. %Variación Costos - Rugosidad – Cedritos. Fuente: Autor.

Caso contrario en el caso de Sabaneta, debido a su topografía con altas pendientes, la rugosidad tiene un papel importante en la disipación de energía en los sistemas. Pues como se ha explicado previamente a mayores rugosidades se necesita menos cámaras de caída, lo cual se refleja de manera significativa en los costos del sistema. Particularmente para este caso de estudio, existe una rugosidad óptima en la cual se llega al menor costo, está corresponde a rugosidades de 0.005mm. En la Figura 41, se observa el intervalo en el cual los costos se ven reducidos a causa del aumento en la rugosidad de las tuberías. Este intervalo está entre los 0.005mm a los 0.02mm, rugosidades en las cuales la variación es negativa.

Variaciones en cada Criterio			
Ks [mm]	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3
0.0015	0.02%	0.40%	-0.08%
0.002	-0.02%	0.23%	-0.02%
0.005	-2.64%	-1.47%	-5.77%
0.01	-3.79%	-1.17%	-5.60%
0.02	-2.76%	-0.90%	-5.45%
0.05	-1.31%	0.10%	-3.78%
0.1	-0.09%	4.17%	-2.07%
0.2	6.14%	6.05%	1.98%

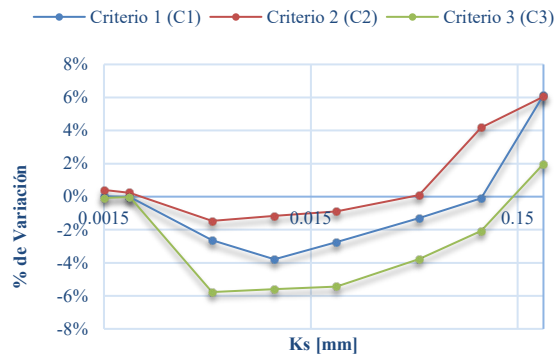


Figura 41. %Variación Costos - Rugosidad – Sabaneta. Fuente: Autor.

Las figuras presentadas anteriormente representan los porcentajes de variación de los resultados de los diseños optimizados de las redes de drenaje urbano, con las variaciones topográficas, caudales de entrada en cada uno de los nodos y las diversas rugosidades en las tuberías.

Se destaca la notable sensibilidad del diseño ante las variaciones topográficas específicamente las pendientes. Se observa que el diseño es mayormente sensible a este factor, tanto en el sentido de aumentar los costos hasta casi duplicarse, como en reducirlos, como lo fue en el caso de estudio Cedritos. Esta variabilidad sugiere que el diseño del sistema es altamente influenciado por la topografía del terreno, al ser un factor que no depende del diseñador, sino de la localización de los proyectos, este hallazgo resalta la importancia de considerar las características topográficas al diseñar sistemas de alcantarillado eficientes, con el fin de considerar el tipo de topografía que se tiene y así mismo elegir los materiales que optimicen al máximo los diseños.

El aumento de caudales en cada nudo de la red muestra una sensibilidad intermedia en el diseño del sistema de alcantarillado. La variación máxima en los costos alcanza un porcentaje del 45.14%, mientras que el mínimo es de 2.38%. Este hallazgo sugiere que, aunque el aumento de caudales tiene un impacto significativo en los costos, no es tan pronunciado como en el caso de las variaciones topográficas. A excepción de los alcantarillados de aguas residuales, tal como se observó en el caso de estudio Cedritos, al tener tan bajos caudales, cuando se genera el aumento porcentual se obtiene una capacidad óptima en la cual el costo se reduce de manera significativa.

Por otra parte, se identifica que la rugosidad absoluta de las tuberías tiene una menor influencia en los costos del diseño. Este factor se muestra como el menos sensible, y logra alcanzar un porcentaje máximo de variación del 13.76% y un mínimo del 1.98%. Es relevante señalar que estas variaciones están directamente vinculadas al tipo de criterio de diseño seleccionado. Además, se evidencia que cuando se tiene terrenos con pendientes altas, la rugosidad de las tuberías si tiene un impacto significativo en la reducción de los costos y puede existir una rugosidad óptima en la cual se minimiza de manera considerable los costos, caso contrario en topografías no tan empinadas se observa que la selección de la rugosidad da como resultados pequeñas variaciones en los costos. Dando como indicativo baja sensibilidad para estos casos de estudio en específico.

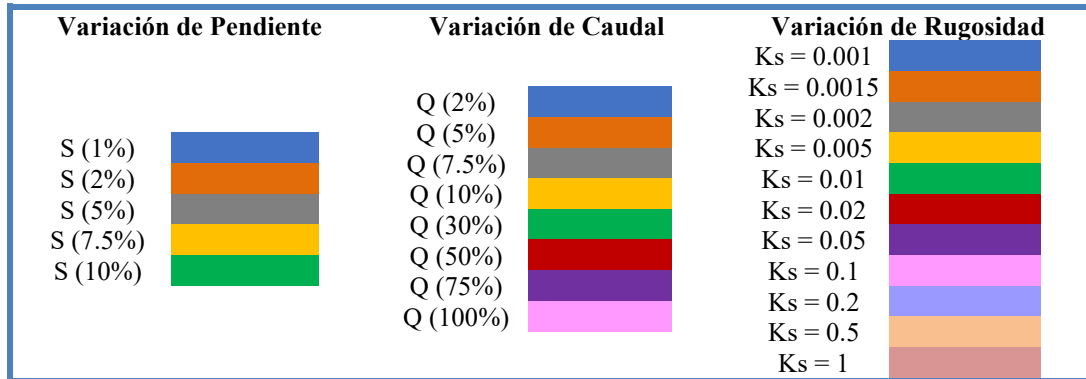
9.2. Análisis de Resiliencia

Una vez ejecutados cada uno de los diseños, se seleccionan los resultados con los cuales se obtiene el mínimo costo en cada uno de los casos de estudio y se procede a determinar el índice de resiliencia tal como se expone en el Capítulo 5.4 del presente documento. Para ello y al tener en cuenta el tamaño de las redes se toma la decisión de automatizar los procesos por medio de un código en *Python*.



Para una mejor visualización de los resultados obtenidos se hace uso de las siguientes convenciones:

Tabla 8. Convenciones resultados Resiliencia. Fuente: Autor.



A partir de las convenciones descritas en la Tabla 8, se presentan los resultados en las Figuras 42,43 y 44. En relación con la variación en la topografía los diseños de Chicó Sur y Cedritos presentan índices de resiliencia entre el 90% y 95%. Por otra parte, en el caso de Sabaneta la resiliencia oscila entre 98.85% y 98.88%, allí se puede observar que si la red está comprendida por un gran número de tubos el índice de resiliencia presenta variaciones bajas y su orden de magnitud está muy cercano al 100%. Adicionalmente, se observa que en los tres casos de estudio la mayor resiliencia se presenta en los diseños con una pendiente del 1%, lo que refleja que no necesariamente la variación de menor costo es equivalente a la de mayor resiliencia.

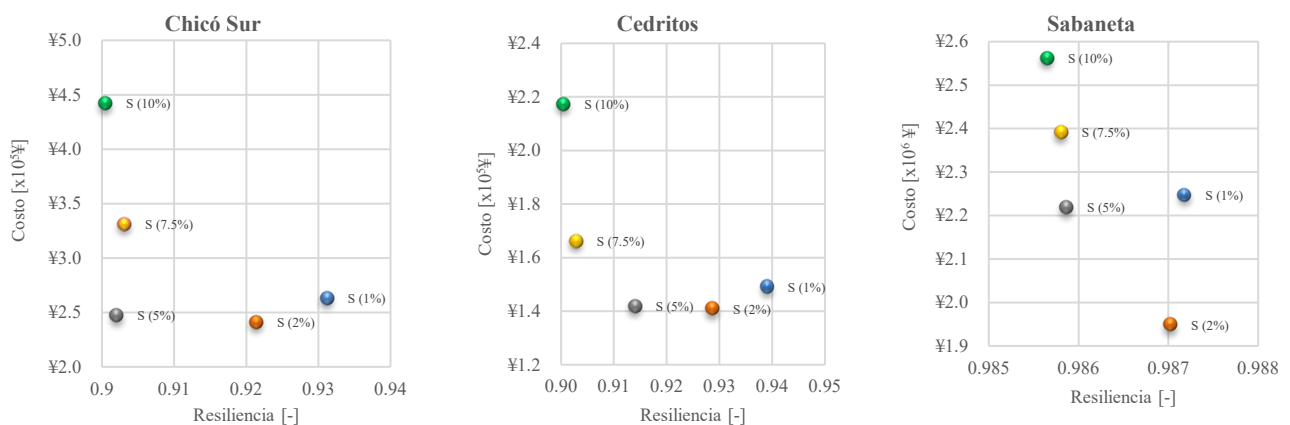


Figura 42. Resultados Resiliencia – Variación Topografía. Fuente: Autor.

Por otra parte, en relación con la resiliencia en los diseños al realizar las variaciones de caudal de entrada en cada uno de los nodos se observa que los diseños con mayor resiliencia son



aumento del 2%, 75% y 30%, para los casos de Chicó Sur, Cedritos y Sabaneta, respectivamente.

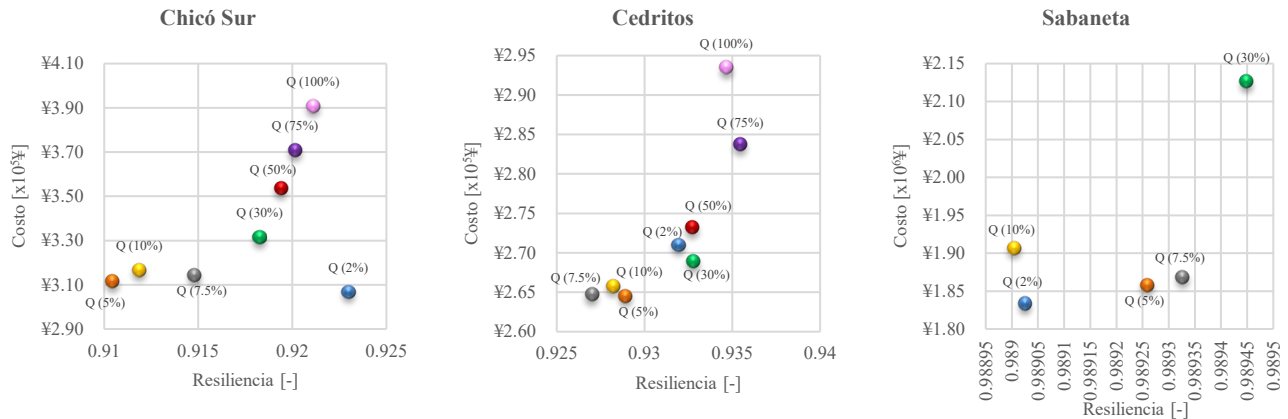


Figura 43. Resultados Resiliencia – Variación Caudales de Entrada. Fuente: Autor.

Finalmente, al realizar la variación de las rugosidades, la mayor resiliencia se observa en los diseños con una rugosidad absoluta de 0.5mm, 0.2mm y 0.0015mm, en los tres casos estos diseños no corresponden al de menor costo.

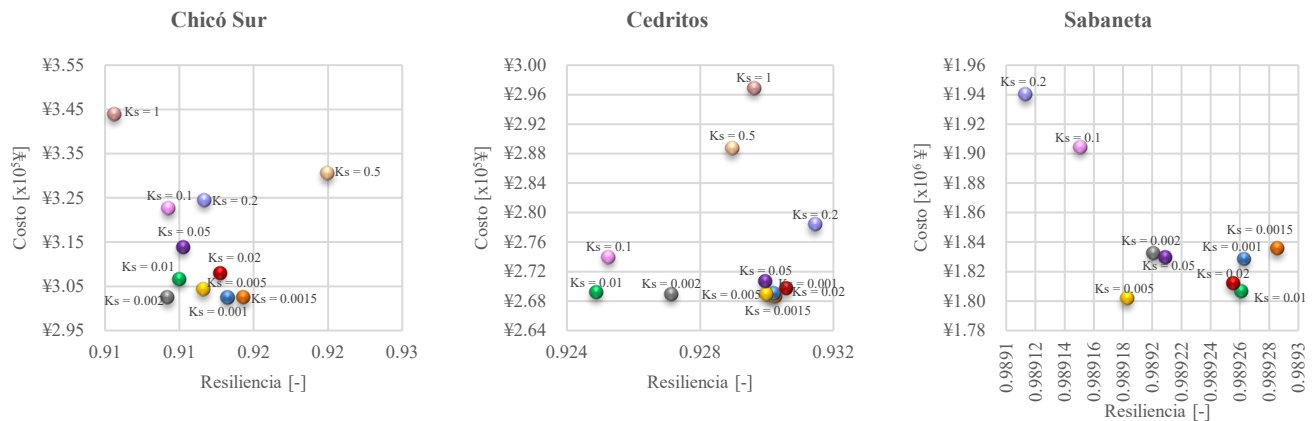


Figura 44. Resultados Resiliencia – Variación Rugosidades. Fuente: Autor.

Con base en lo descrito anteriormente, se puede inferir que el índice formulado por (Mugume et al., 2015) no es un índice conservador que simula adecuadamente la resiliencia de la red. Este índice considera únicamente el volumen de inundación en cada una de las tuberías al simular el fallo de una única tubería. Este proceso se repite para cada tubo del sistema y luego se promedian los resultados para establecer la resiliencia de la red. Aunque es útil para definir la resiliencia en redes pequeñas, presenta inconsistencias en redes grandes. Esto se debe a que el resultado del índice muestra variaciones mínimas entre cada escenario ejecutado, principalmente porque al comparar el fallo de una tubería entre miles de tuberías en buen

estado, el valor promedio se sesga hacia valores cercanos al 100%. Esto se evidencia en los resultados del caso de estudio de Sabaneta, donde las variaciones en el índice de resiliencia reflejan muy pocos cambios. Bajo esta premisa, se sugiere para trabajos futuros plantear un índice de resiliencia que incluya la relación de llenado, ya que este parámetro es indicativo de cómo responde el sistema ante eventos externos.

Además, se confirma, como se ha observado en investigaciones posteriores, que la resiliencia no presenta un *trade-off*, ya que no hay una correlación directa entre menor costo y mayor resiliencia, y viceversa. Sin embargo, para corroborar que los diseños optimizados también maximizan la resiliencia, se realizó una prueba con una red existente ubicada en el municipio de Soacha, Cundinamarca. A este diseño existente se le determinó la resiliencia, posteriormente se optimizó y se calculó nuevamente la resiliencia. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:



Figura 45. Resultados Resiliencia – Comparación Red no optimizada con Optimizada. Fuente: Autor.

Cómo se logra observar en la Figura 45, la optimización si tiene un efecto sobre la resiliencia de los sistemas, lo cual genera un aumento en la resiliencia del 28.6%. Estos hallazgos reafirman que la optimización no solo mejora los parámetros hidráulicos y económicos de una red, sino que también puede incrementar su resiliencia. Esto sugiere que, aunque el índice por (Mugume et al., 2015) puede tener limitaciones, la metodología de diseño optimizado puede ofrecer una solución integral y efectiva para el manejo de cada una de las redes sin importar su tipología.

10. CONCLUSIONES

Según los resultados obtenidos, se concluye que el diseño optimizado de redes de drenaje urbano ejecutado mediante el *software UTOPIA* cumple en general con las restricciones impuestas por el modelador y es adaptable a diversas variaciones solicitadas por el diseñador.

En cuanto al impacto de la topografía en los diseños optimizados, se destaca que esta variable es restrictiva y depende del terreno, siendo evaluada en esta investigación a través de pruebas académicas de casos hipotéticos para entender su efecto en los diseños. Se observa que, a mayores pendientes, se reducen los diámetros de las tuberías, y se incrementa la pendiente de las tuberías, se disminuye la relación de llenado, y se aumenta el número de Froude, los esfuerzos cortantes y las velocidades. Este incremento en las pendientes también conlleva mayores costos debido a la necesidad de instalar cámaras de caída adicionales.

Por otro lado, al aumentar los caudales de entrada en cada nodo para simular el impacto del cambio climático o el crecimiento poblacional, se observa que esto resulta en un aumento de los diámetros de las tuberías, sin afectar las pendientes ni los números de Froude. Sin embargo, incrementa la relación de llenado, los esfuerzos cortantes y la velocidad en las tuberías, lo cual se traduce en mayores costos operativos.

Además, al variar la rugosidad de las tuberías, se nota que a medida que estas son más lisas, las fluctuaciones en los costos son menores, lo que indica una baja sensibilidad de los costos respecto al material seleccionado. No obstante, en casos como el estudio de Sabaneta, donde existen zonas empinadas, la selección del material puede tener un impacto significativo, y permite una rugosidad óptima que reduce los costos de instalación de cámaras de caída y facilita la disipación de energía a través de la tubería.

Finalmente, en relación con la resiliencia de las redes analizadas, se observa que los diseños optimizados no solo reducen costos, sino que también mejoran la resiliencia del sistema. Sin embargo, se sugiere explorar en futuros estudios un índice de resiliencia que no se centre exclusivamente en los volúmenes de inundación, sino que considere otras eventualidades de las redes, como una óptima relación de llenado que asegure un funcionamiento eficiente del sistema en general.

Con base en el cumplimiento de los objetivos de esta investigación, todos fueron cumplidos a cabalidad. A través de los resultados específicos de cada diseño optimizado aplicado para las tres variaciones, se logra entender la influencia de la topografía, los caudales de entrada

en los nodos y las rugosidades de las tuberías en los diseños optimizados de las redes de drenaje urbano. Esto demuestra que la topografía juega un papel esencial y condiciona la selección del material que mayormente beneficia al sistema. Adicionalmente, estos resultados han permitido identificar el efecto de cada variación en los diseños, donde algunas, como la pendiente de las tuberías respecto al aumento del caudal, muestra una baja sensibilidad.

Tras evaluar los efectos de las tres variaciones estudiadas en términos de resiliencia y costos, se concluye que es crucial considerar las condiciones del terreno original para determinar el tipo de material óptimo que no solo optimice el diseño, sino que también reduzca los costos. Este efecto fue especialmente evidente en el caso de Sabaneta, donde la selección adecuada del material y la rugosidad óptima influye directamente en los costos de instalación de cámaras de caída. Además, se validó que los resultados de una red optimizada muestran una mejora del 28% en la resiliencia en comparación con un diseño tradicional.

La presente investigación da como resultado una serie de hallazgos para la ingeniería, los cuales permiten indicar que los diseños optimizados pueden contribuir significativamente al aumento de la cobertura del servicio de alcantarillado en países en desarrollo. Al lograr diseños óptimos con mínimos costos y alta resiliencia, se facilita la implementación de proyectos de agua y saneamiento en comunidades enfrentando desafíos financieros significativos.

11. RECOMENDACIONES PARA TRABAJOS FUTUROS

- Se recomienda para futuras investigaciones enfocar el estudio en la variable topográfica mediante casos de estudio con topografías reales, las cuales imponen restricciones significativas en los diseños de redes de drenaje urbano. Se sugiere utilizar el *software UTOPIÁ*, capaz de identificar de manera eficiente los puntos óptimos para la instalación de bombas en terrenos planos y la ubicación de cámaras de caída en zonas empinadas. Esta herramienta facilita la obtención de diseños de mínimo costo, independientemente de las características topográficas del terreno.
- Se propone implementar en futuros trabajos un análisis del impacto ambiental asociado a los diseños optimizados, específicamente cuantificando las toneladas de carbono equivalente producidas en comparación con proyectos tradicionales.
- Dado que esta investigación se centra en el diseño, se recomienda para estudios posteriores realizar análisis de sensibilidad enfocado en los efectos de las restricciones de diseño establecidas por normativas colombianas e internacionales, y formular conclusiones adaptadas a diversas tipologías de redes.
- Para el caso de estudio de Chicó Sur, se sugiere considerar en futuros trabajos la configuración existente, en el cual se incluya la configuración real, con los canales como parte integral del análisis.
- Por último, se propone realizar pruebas en futuros estudios con una ecuación de índice de resiliencia que no se vea afectada por el volumen de inundación, sino que considere factores intrínsecos de la red, como la relación de llenado, para una evaluación más precisa de la capacidad de respuesta del sistema ante eventos adversos.

12. REFERENCIAS

- Aguilar, A. (2017). *Análisis de Sensibilidad de la Metodología Exhaustiva Desarrollada por el CIACUA para el diseño optimizado de redes de drenaje urbano*. [Tesis de Pregrado – Universidad de los Andes]. <https://repositorio.uniandes.edu.co/entities/publication/ff4c2a73-a02f-4baa-95a9-207fa1500206>
- Atiyah, R. H., & Hassan, W. H. (2021). Optimum design of sewer networks with pump station using Genetic Algorithms. *Journal of Physics: Conference Series*, 1973(1). <https://doi.org/10.1088/1742-6596/1973/1/012187>
- Burian, S. J., & Edwards, F. G. (2002). Historical perspectives of urban drainage. *Global Solutions for Urban Drainage*, 1–16. [https://doi.org/10.1061/40644\(2002\)284](https://doi.org/10.1061/40644(2002)284)
- Burian, S. J., Nix, S. J., Durrans, S. R., Pitt, R. E., Fan, C.-Y., & Field, R. (1999). Historical Development of Wet-Weather Flow Management. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 125(1), 3–13. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9496\(1999\)125:1\(3\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(1999)125:1(3))
- Cisty, M. (2010). Hybrid genetic algorithm and linear programming method for least-cost design of water distribution systems. *Water Resources Management*, 24(1), 1–24. <https://doi.org/10.1007/S11269-009-9434-1/METRICS>
- Butler, D. (2018). *Urban drainage* (4th ed.). CRC Press, Taylor & Francis Group.
- Duque, N., Aguilar, A., & Saldarriaga, J. (2017). Costs Functions Proficiency over the Urban Drainage Networks Optimal Design. *Computing and Control for the Water Industry Sheffield 5th-7th*. <https://web.archive.org/web/20200226183510/https://s3-eu-west-1.amazonaws.com/pstorage-sheffield-5641355/9218707/F120.pdf>
- Duque, N., Duque, D., Aguilar, A., & Saldarriaga, J. (2020). Sewer network layout selection and hydraulic design using a mathematical optimization framework. *Water (Switzerland)*, 12(12). <https://doi.org/10.3390/w12123337>
- Duque, N., Duque, D., & Saldarriaga, J. (2016). A New Methodology For The Optimal Design Of Series Of Pipes On Sewer Systems. *Journal of Hydroinformatics*, 18(5), 757–772. <https://iwaponline.com/jh/article/18/5/757/3572/A-new-methodology-for-the-optimal-design-of-series>
- Elimam, A. A., Charalambous, C., & Ghobrial, F. H. (1989). Optimum Design of Large Sewer Networks. *Journal of Environmental Engineering*, 115(6), 1171–1190. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9372\(1989\)115:6\(1171\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9372(1989)115:6(1171))

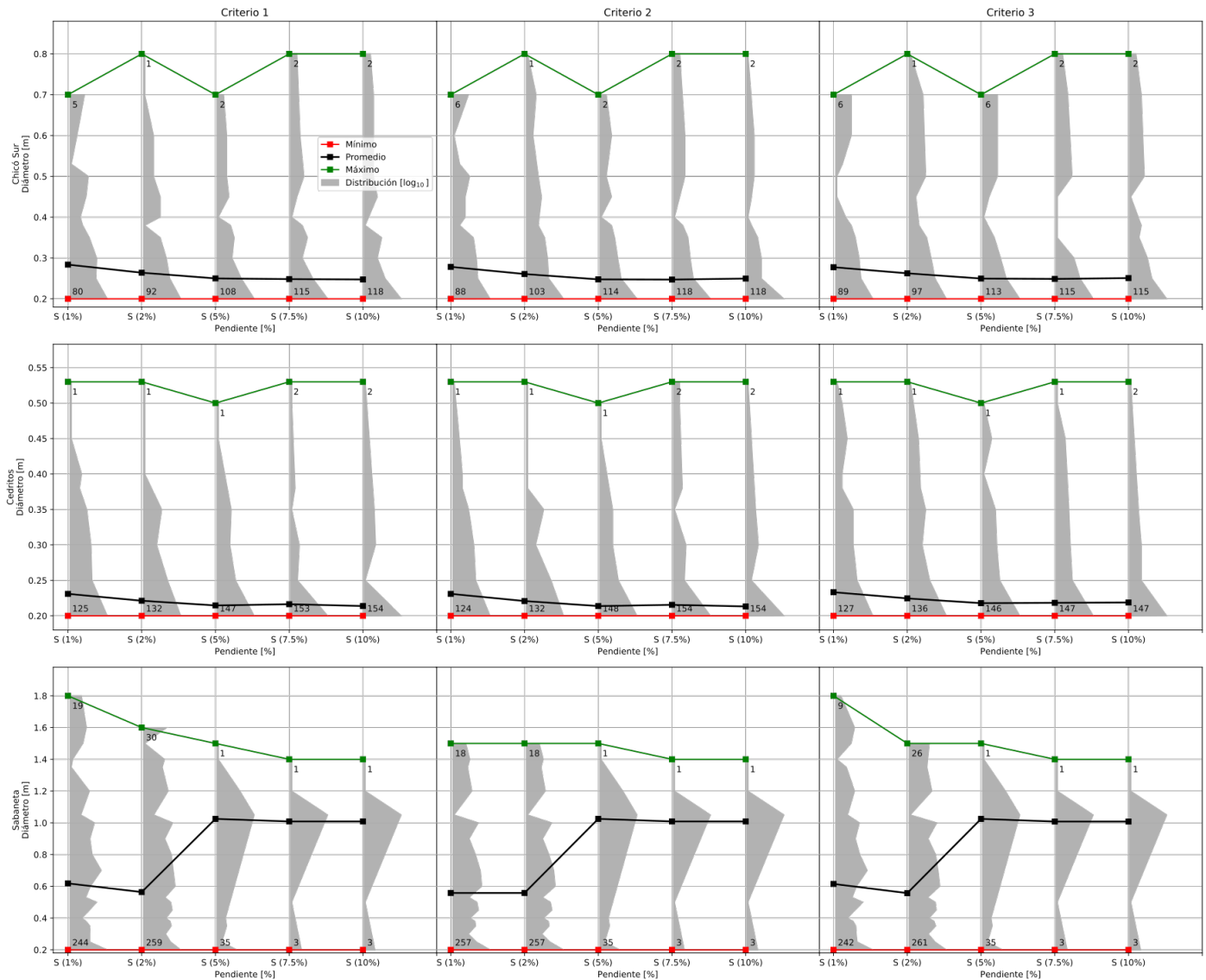
- Galindo, C. (2022). *Uso de la teoría de fractales para entender la hidráulica de las redes de drenaje urbano*. [Tesis de Maestría – Universidad de los Andes]. <https://repositorio.uniandes.edu.co/entities/publication/7053eb3f-2c34-43c4-a00a-9004cdbeed61>
- González, M. (2022). *Comparación Económica entre Alcantarillado Condominial y Alcantarillado Convencional Optimizado*. [Tesis de Maestría – Universidad de los Andes]. <https://repositorio.uniandes.edu.co/entities/publication/84db1c61-6303-42b5-a16d-cebf9f0ed968>
- Haghighi, A., & Bakhshipour, A. E. (2014). Deterministic Integrated Optimization Model for Sewage Collection Networks Using Tabu Search. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 141(1), 04014045. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000435](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000435)
- Haghighi, A., Samani, H. M. V., & Samani, Z. M. V. (2011). GA-ILP Method for Optimization of Water Distribution Networks. *Water Resources Management*, 25(7), 1791–1808. <https://doi.org/10.1007/S11269-011-9775-4/METRICS>
- Haith, A. (1966). *Vertical Alignment of Sewer and Drainage Systems by Dynamic Programming*. [Master thesis - Massachusetts Institute of Technology].
- Herrán, J., & Saldarriaga, J. (2023). Sewer network design methodology for low-cost, resilient, and reliable designs Sewer network design framework for low-cost, resilient, and reliable designs. *Urban Water Journal*, 20(7), 943-952. <https://doi.org/10.1080/1573062X.2023.2218339>
- Holland, M. (1966). *Computer models of waste-water collection systems*. [Ph.D. Thesis - Harvard University].
- Kulkarni, V. S., & Khanna, P. (1985). Pumped Wastewater Collection Systems Optimization. *Journal of Environmental Engineering*, 111(5), 589-601. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9372\(1985\)111:5\(589\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9372(1985)111:5(589))
- Li, G., & Matthew, R. G. S. (1990). New Approach For Optimization Of Urban Drainage Systems. *Journal of Environmental Engineering*, 116(5), 927-944. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9372\(1990\)116:5\(927\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9372(1990)116:5(927))
- López Sabogal, D. A. (2014). *Optimización Del Diseño De Los Trazados De Sistemas De Drenaje Urbano Basado En Criterio Económico*. [Tesis de Maestría – Universidad de los Andes]. <https://repositorio.uniandes.edu.co/entities/publication/18c96348-c411-4373-b3dc-caf30412b760>
- Maurer, M., Scheidegger, A., & Herlyn, A. (2013). Quantifying costs and lengths of urban drainage systems with a simple static sewer infrastructure model. *Urban Water Journal*, 10(4), 268–280. <https://doi.org/10.1080/1573062X.2012.731072>

- Mugume, S. N., Gomez, D. E., Fu, G., Farmani, R., & Butler, D. (2015). A global analysis approach for investigating structural resilience in urban drainage systems. *Water Research*, 81, 15-26. <https://doi.org/10.1016/j.watres.2015.05.030>
- Noriega, A. (2020). *Diseño Optimizado de Redes de Drenaje Urbano: Análisis de Sensibilidad de Restricciones de Diseño y Variación Topográfica*. [Tesis de Pregrado – Universidad de los Andes]. <https://repositorio.uniandes.edu.co/entities/publication/9118fbdd-d71d-490a-92fe-35555fe1aa14>
- Palumbo, A., Cimorelli, L., Covelli, C., Cozzolino, L., Mucherino, C., & Pianese, D. (2014). Optimal design of urban drainage networks. *Civil Engineering and Environmental Systems*, 31(1), 79–96. <https://doi.org/10.1080/10286608.2013.820277>
- Pan, T.-C., & Kao, J.-J. (2009). GA-QP Model to Optimize Sewer System Design. *Journal of Environmental Engineering*, 135(1), 17–24. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9372\(2009\)135:1\(17\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9372(2009)135:1(17))
- Rosenberg, E. (2020). Lacunarity. *Fractal Dimensions of Networks*, 413–424. https://doi.org/10.1007/978-3-030-43169-3_19
- Saldarriaga, J. (2019). *Hidráulica de tuberías*. Alfaomega. https://uniandes.primo.exlibrisgroup.com/permalink/57U_UDLA/1g0omtq/alma991005423454907681
- Saldarriaga, J., Salcedo, C., González, M. A., Ortiz, C., Wiesner, F., & Gómez, S. (2022). On the Evolution of the Optimal Design of WDS: Shifting towards the Use of a Fractal Criterion. *Water (Switzerland)*, 14(23). <https://doi.org/10.3390/w14233795>
- Saldarriaga, J., Zambrano, J., Herrán, J., & Iglesias-Rey, P. L. (2021). Layout selection for an optimal sewer network design based on land topography, streets network topology, and inflows. *Water (Switzerland)*, 13(18). <https://doi.org/10.3390/w13182491>
- Swamee, P. K., & Sharma, A. K. (2013). Optimal design of a sewer line using Linear Programming. *Applied Mathematical Modelling*, 37(6), 4430–4439. <https://doi.org/10.1016/J.APM.2012.09.041>
- Vargas, K., & Saldarriaga, J. (2019). Analysis of Fractality in Water Distribution Networks Using Hydraulic Criteria. In: Scott, G., & Hamilton, W. (Eds), *World Environmental and Water Resources Congress 2019: Hydraulics, Waterways, and Water Distribution Systems Analysis*. (564–572). <https://doi.org/10.1061/9780784482353.054>.
- Zambrano, J. (2019). *Diseño Optimizado de Redes de Drenaje Urbano. Casos de Estudio Variando la Topografía del Terreno, Densidad de Viviendas, los Coeficientes de Impermeabilidad y la Rugosidad de las Tuberías*. [Tesis de Maestría – Universidad de los Andes]. <https://repositorio.uniandes.edu.co/entities/publication/3b430b73-ee5e-4a4c-8e6d-8fdc5b510cab>

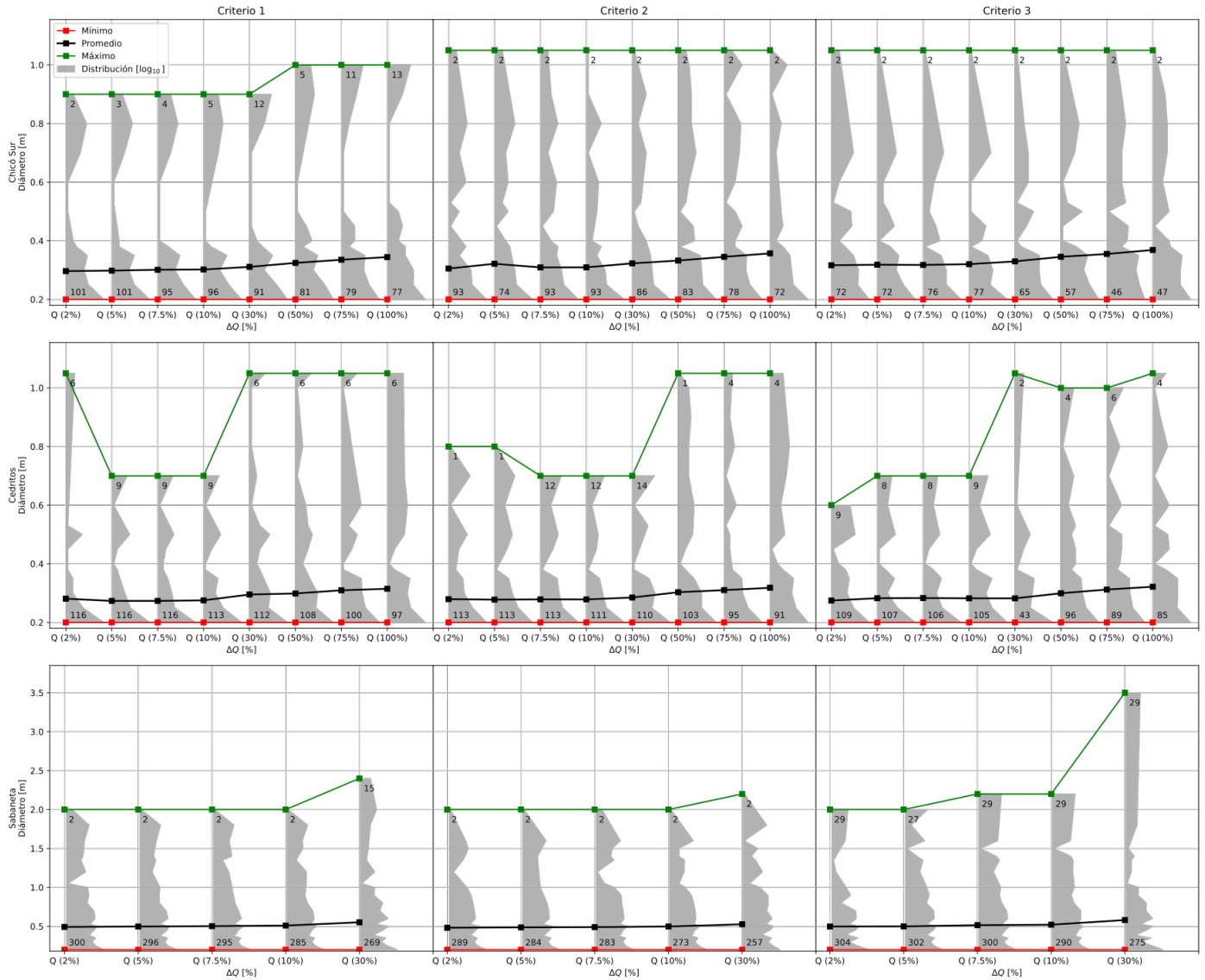
13. ANEXOS

Anexo 1. Gráficas de Resultados Diseño Optimizado

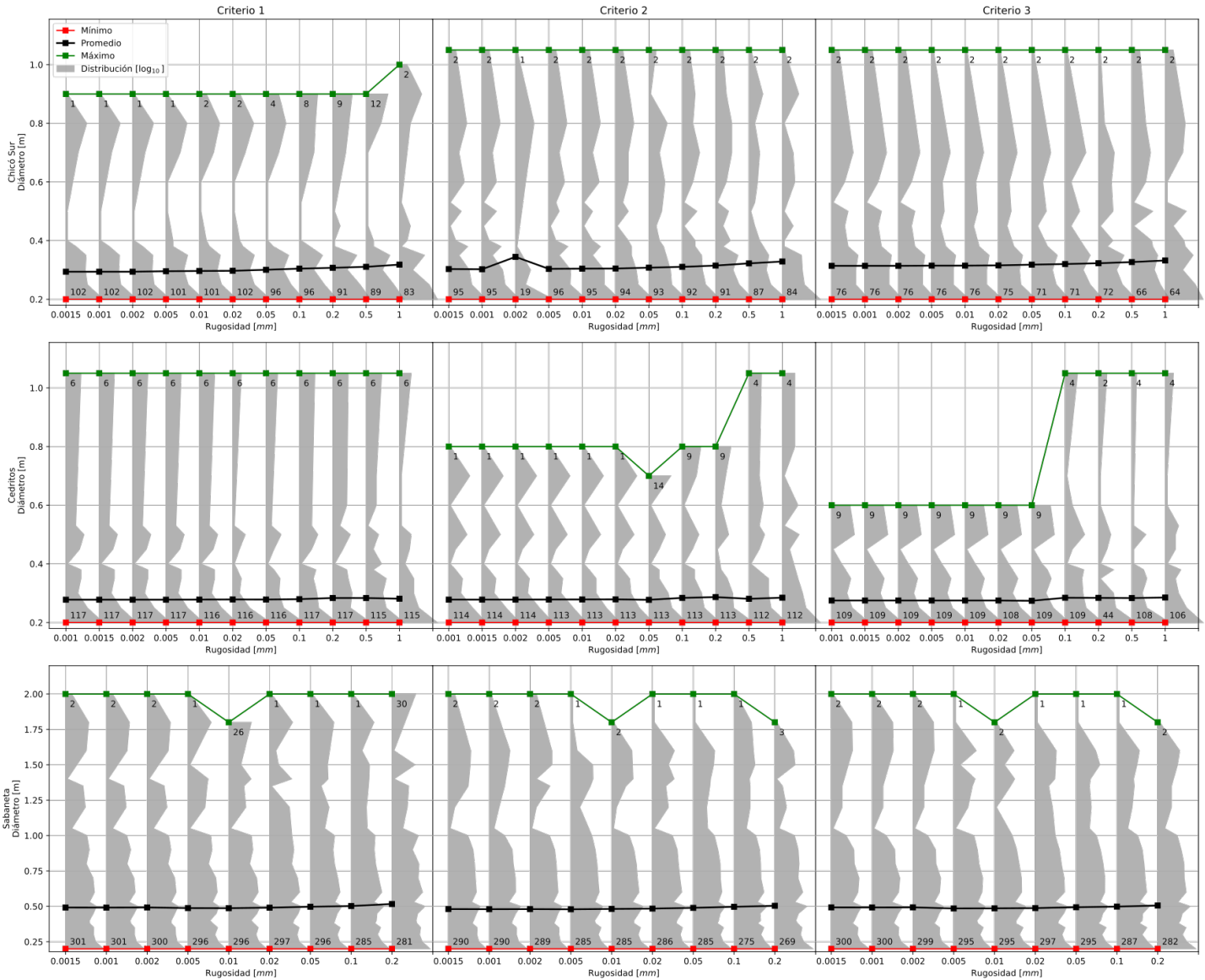
Anexo 1.1. Resultados Diámetro



Anexo 1.1.1. Resultados Diámetro (Variación de Topografía). Fuente: Autor.

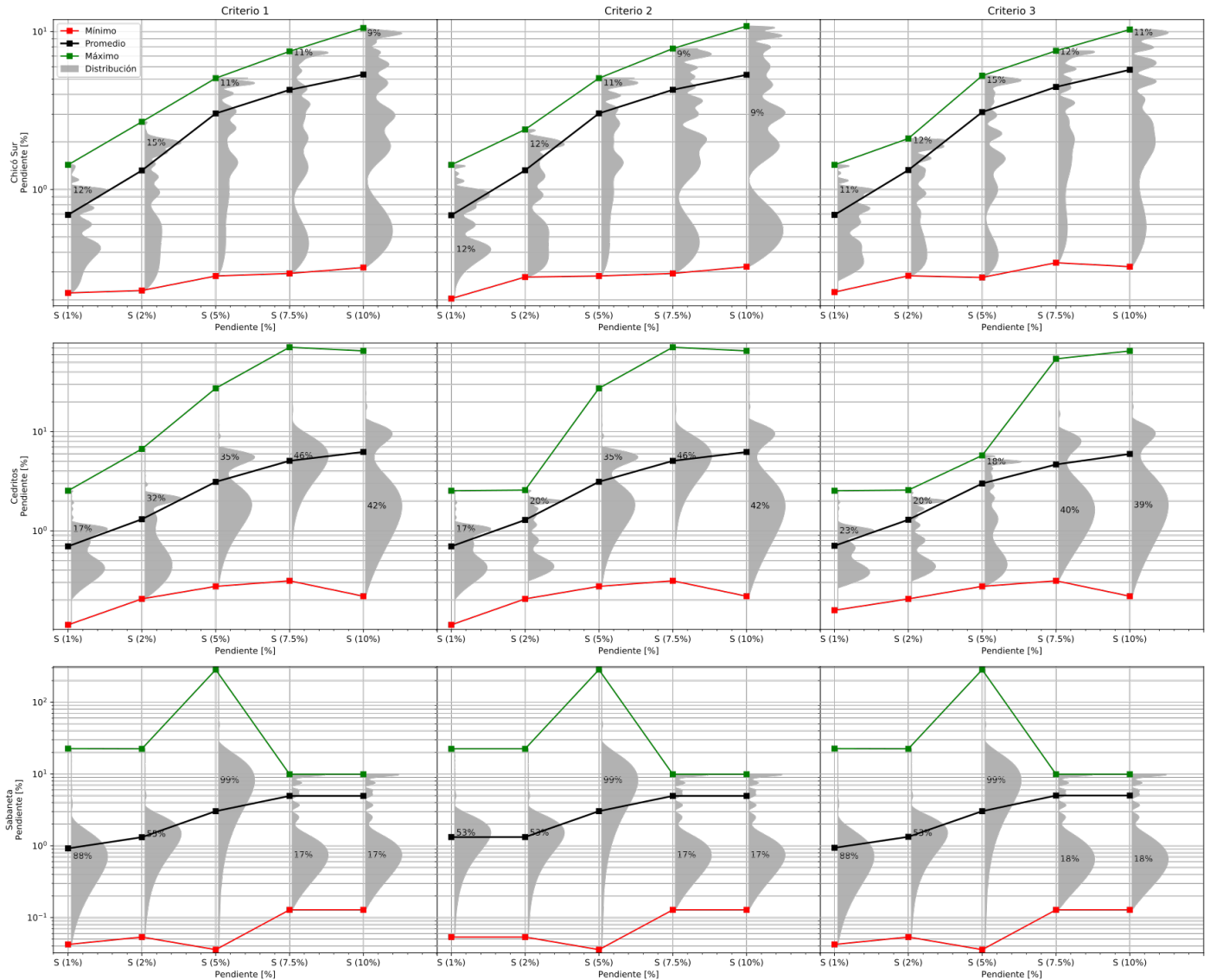


Anexo 1.1.2. Resultados Diámetro (Variación de Caudales de Entrada). Fuente: Autor.

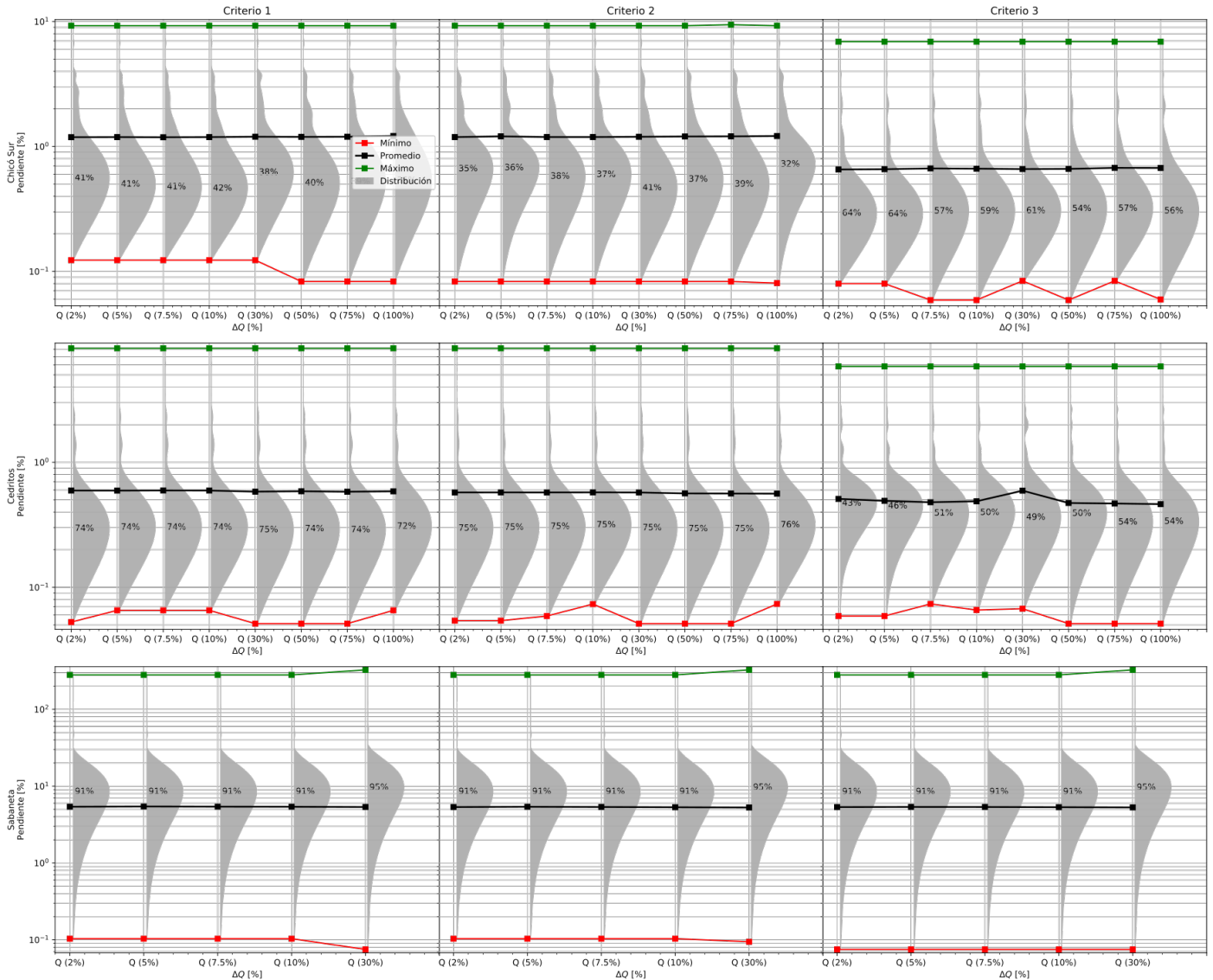


Anexo 1.1.3. Resultados Diámetro (Variación de Rugosidades). Fuente: Autor.

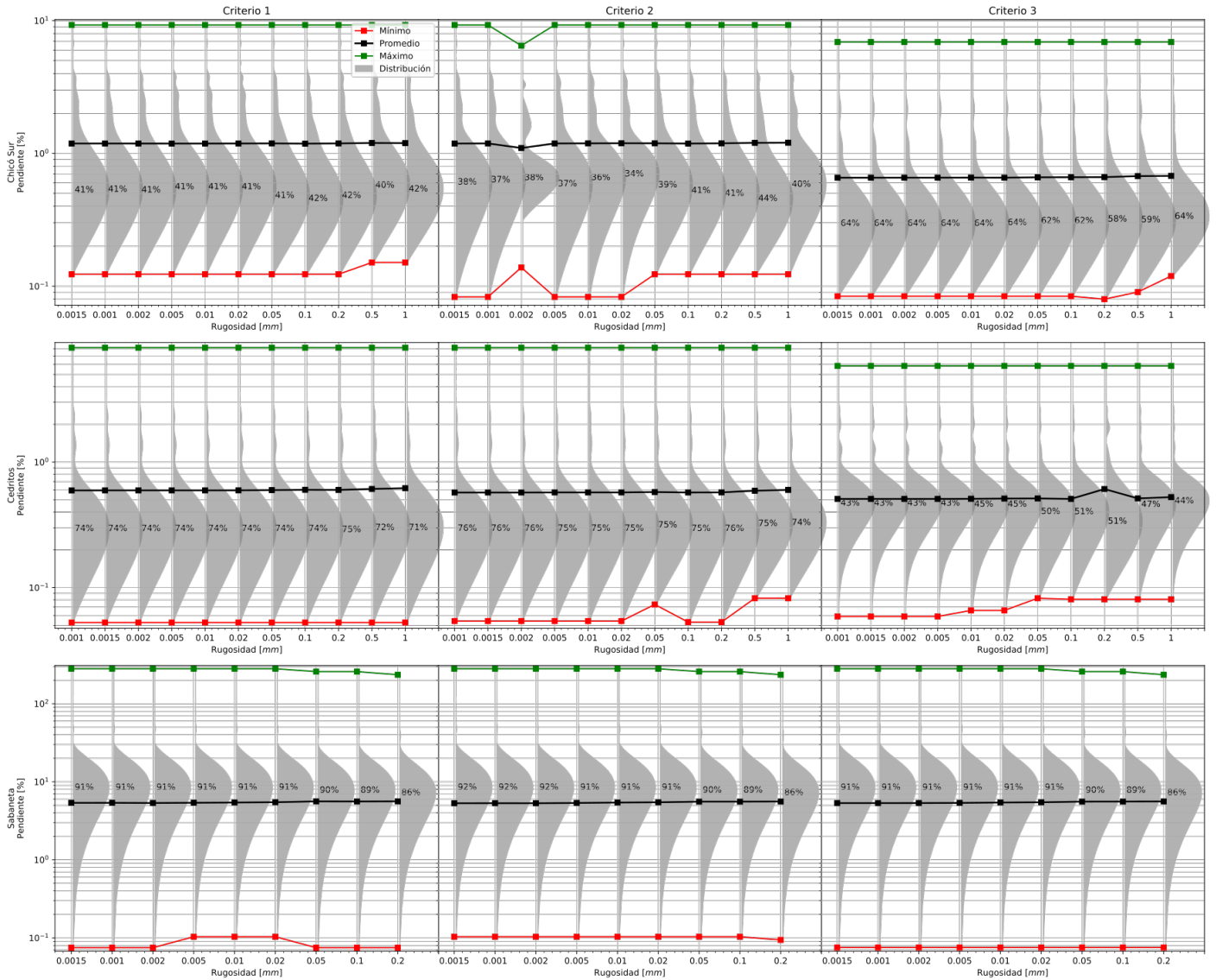
Anexo 1.2. Resultados Pendientes



Anexo 1.2.1. Resultados Pendiente (Variación de Topografía). Fuente: Autor.

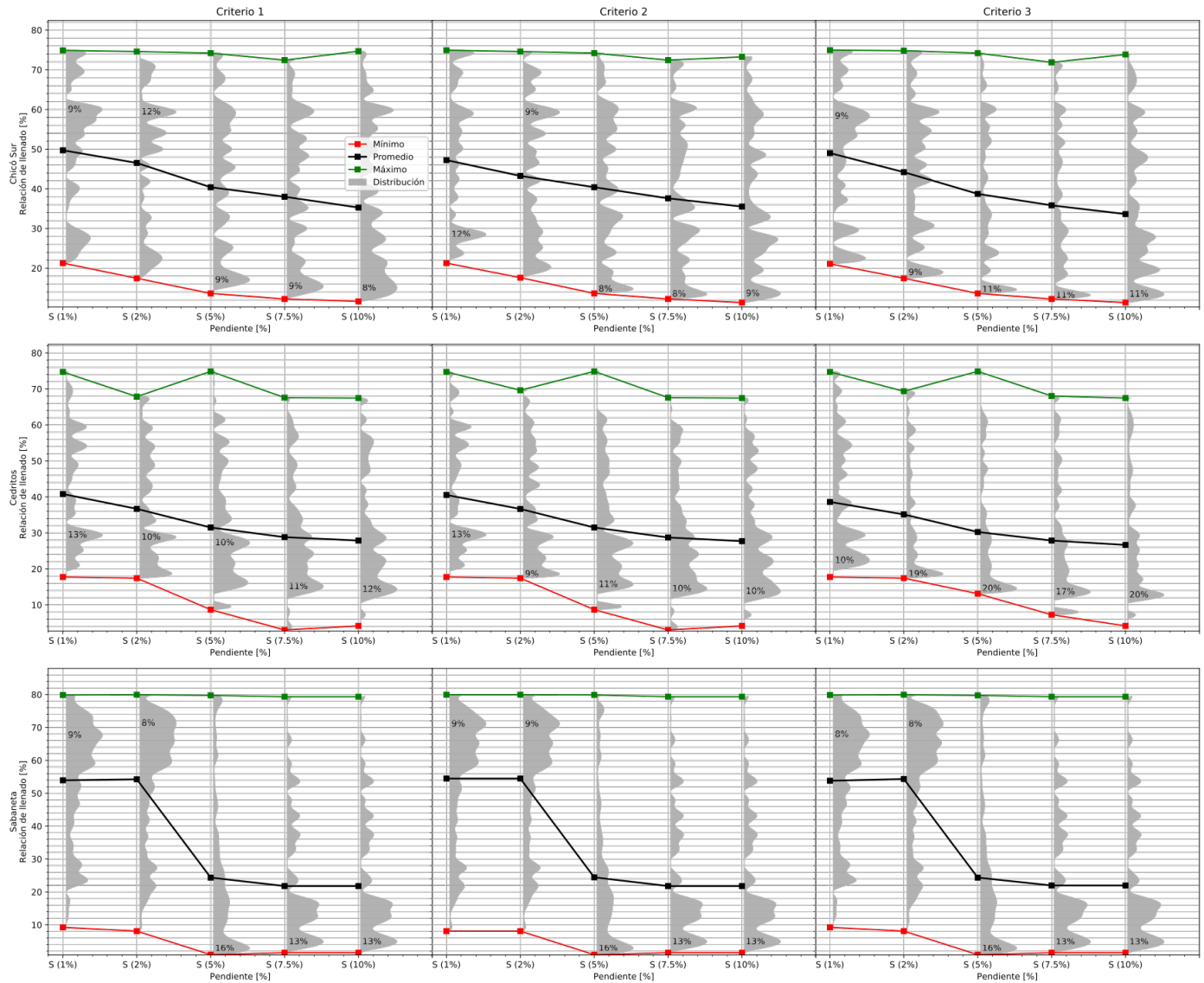


Anexo 1.2.2. Resultados Pendiente (Variación de Caudales de Entrada). Fuente: Autor.

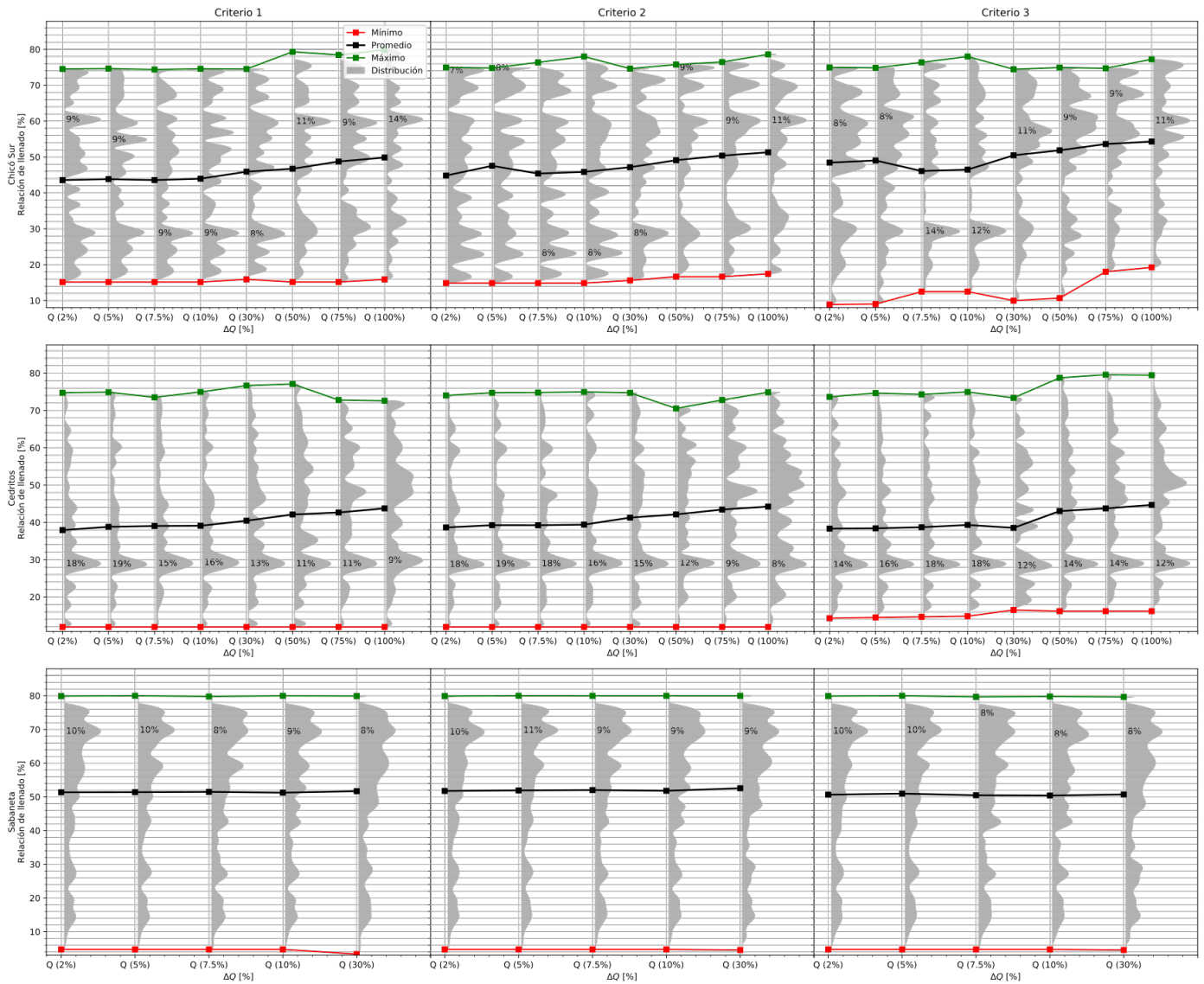


Anexo 1.2.3. Resultados Pendiente (Variación de Rugosidades). Fuente: Autor.

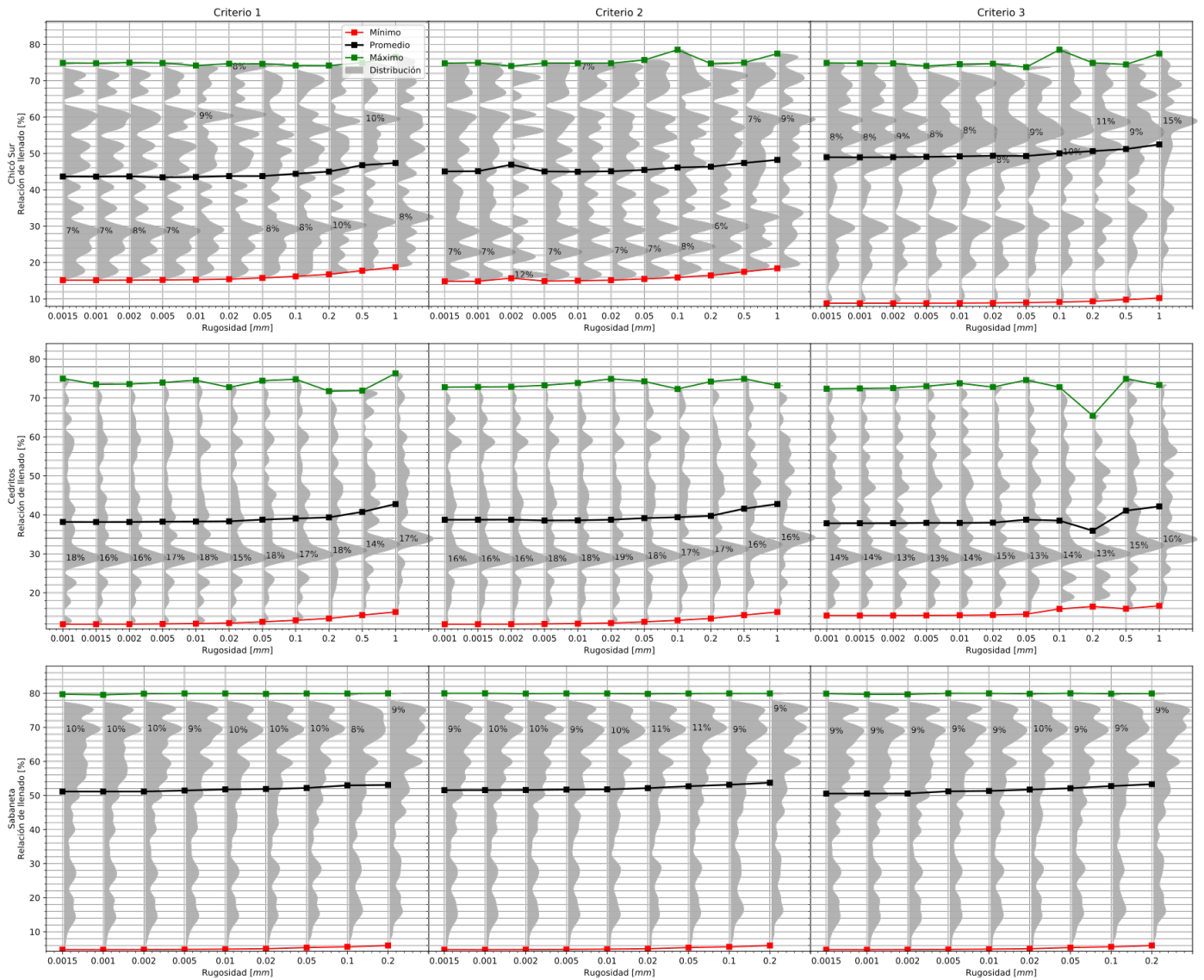
Anexo 1.3. Resultados Relación de Llenado



Anexo 1.3.1. Resultados Relación de Llenado (Variación de Topografía). Fuente: Autor.

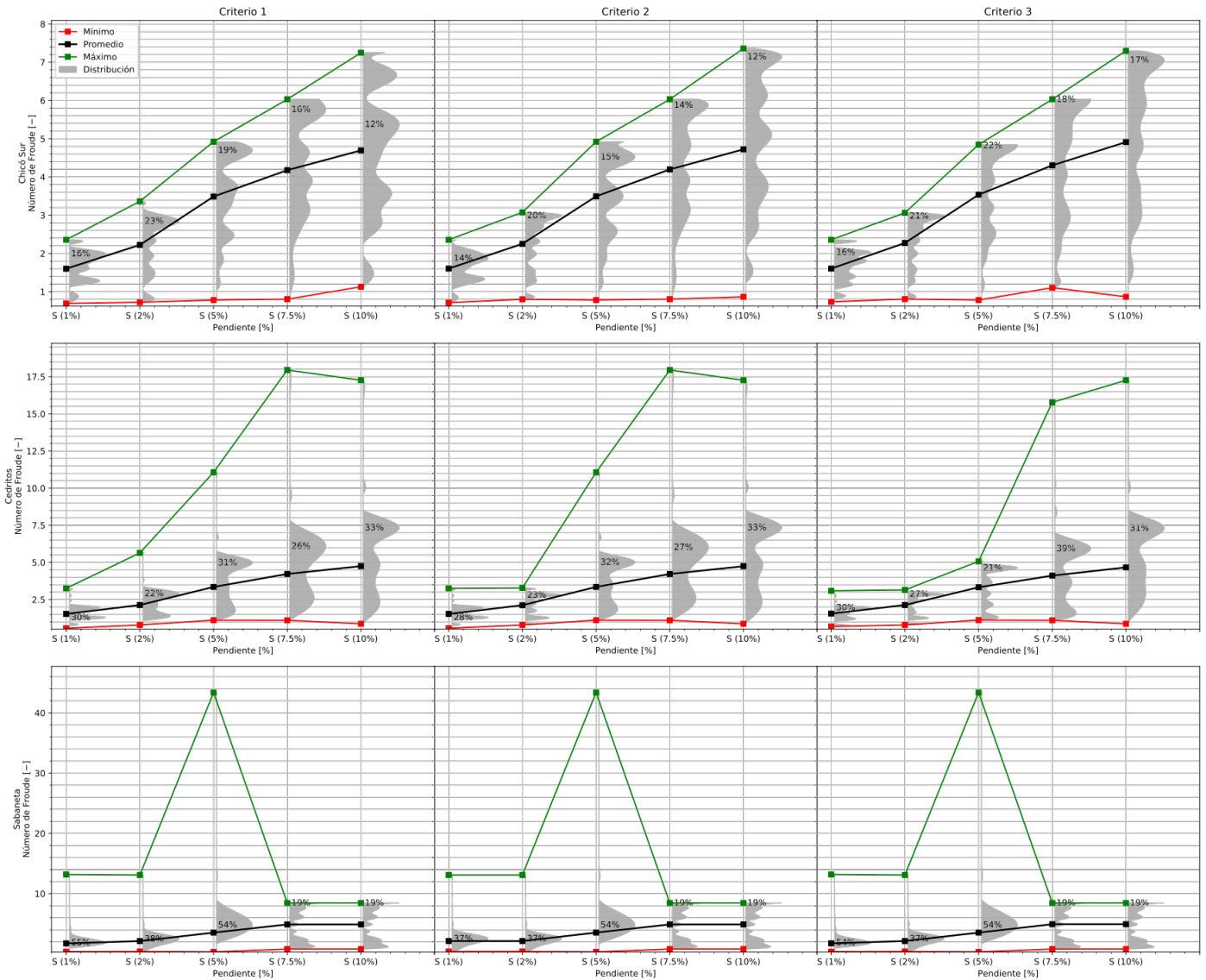


Anexo 1.3.2. Resultados Relación de Llenado (Variación de Caudales de Entrada). Fuente: Autor.

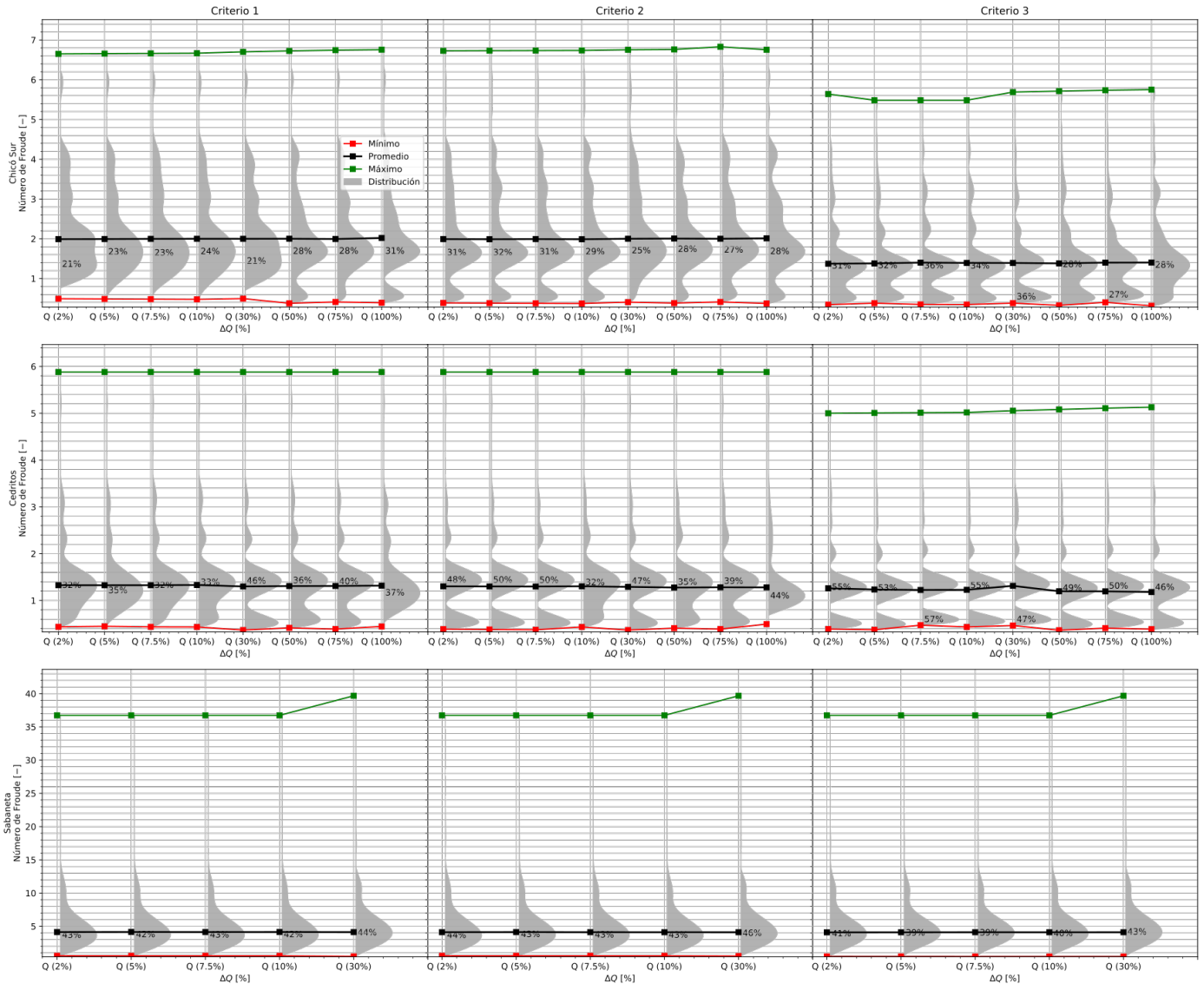


Anexo 1.3.3. Resultados Relación de Llenado (Variación de Rugosidades). Fuente: Autor.

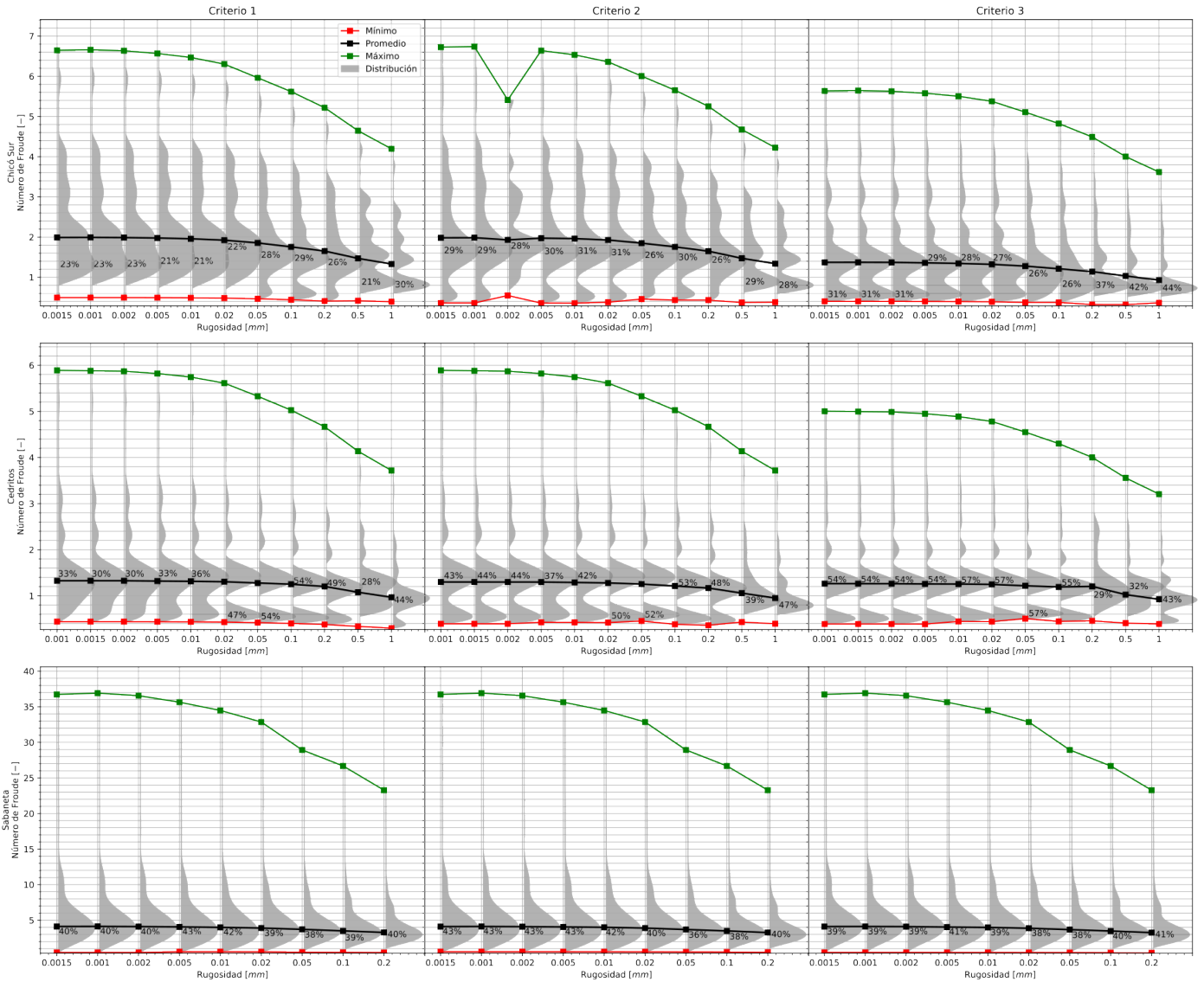
Anexo 1.4. Resultados Número de Froude



Anexo 1.4.1. Resultados Número de Froude (Variación de Topografía). Fuente: Autor

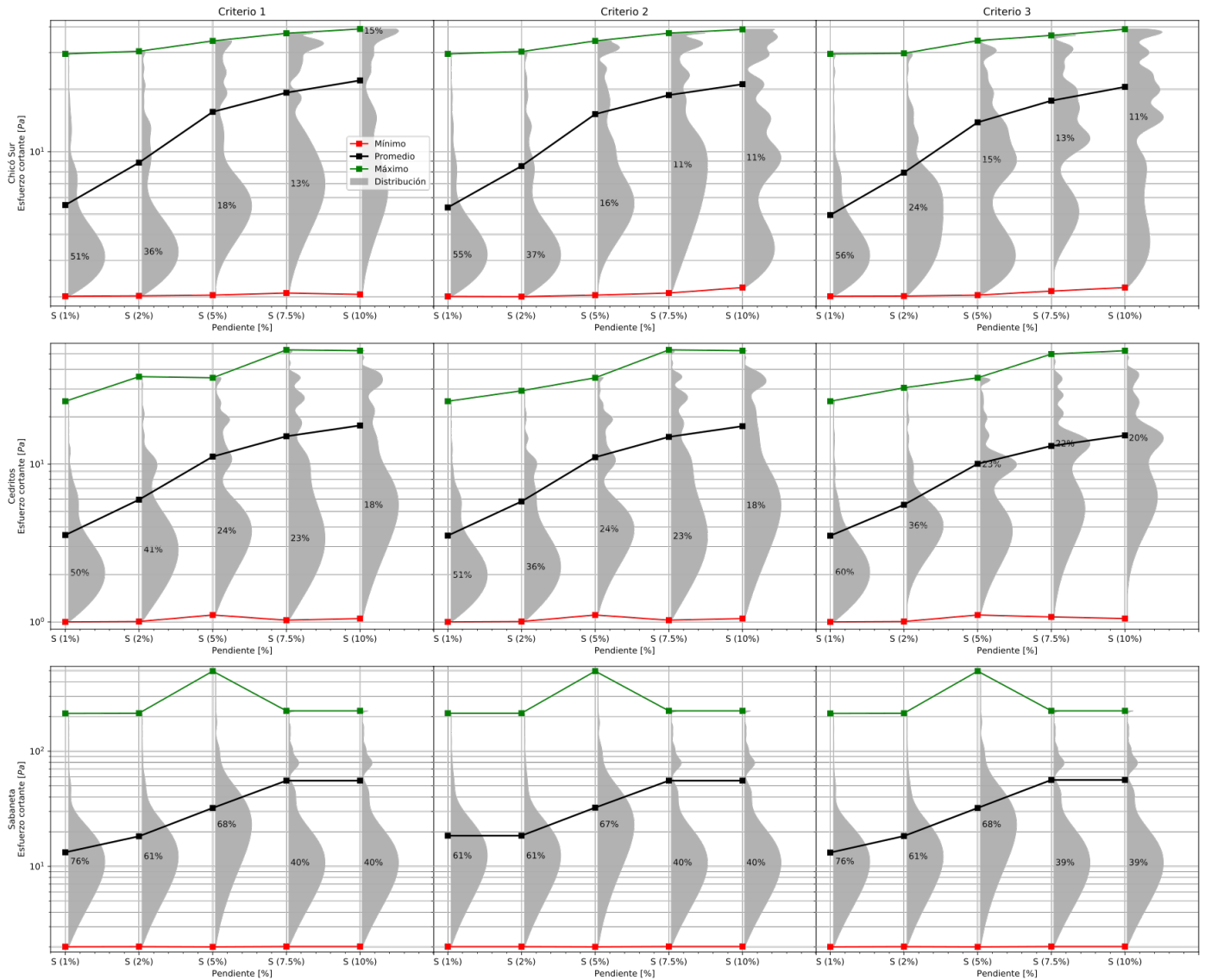


Anexo 1.4.2. Resultados Número de Froude (Variación de Caudales de Entrada). Fuente: Autor

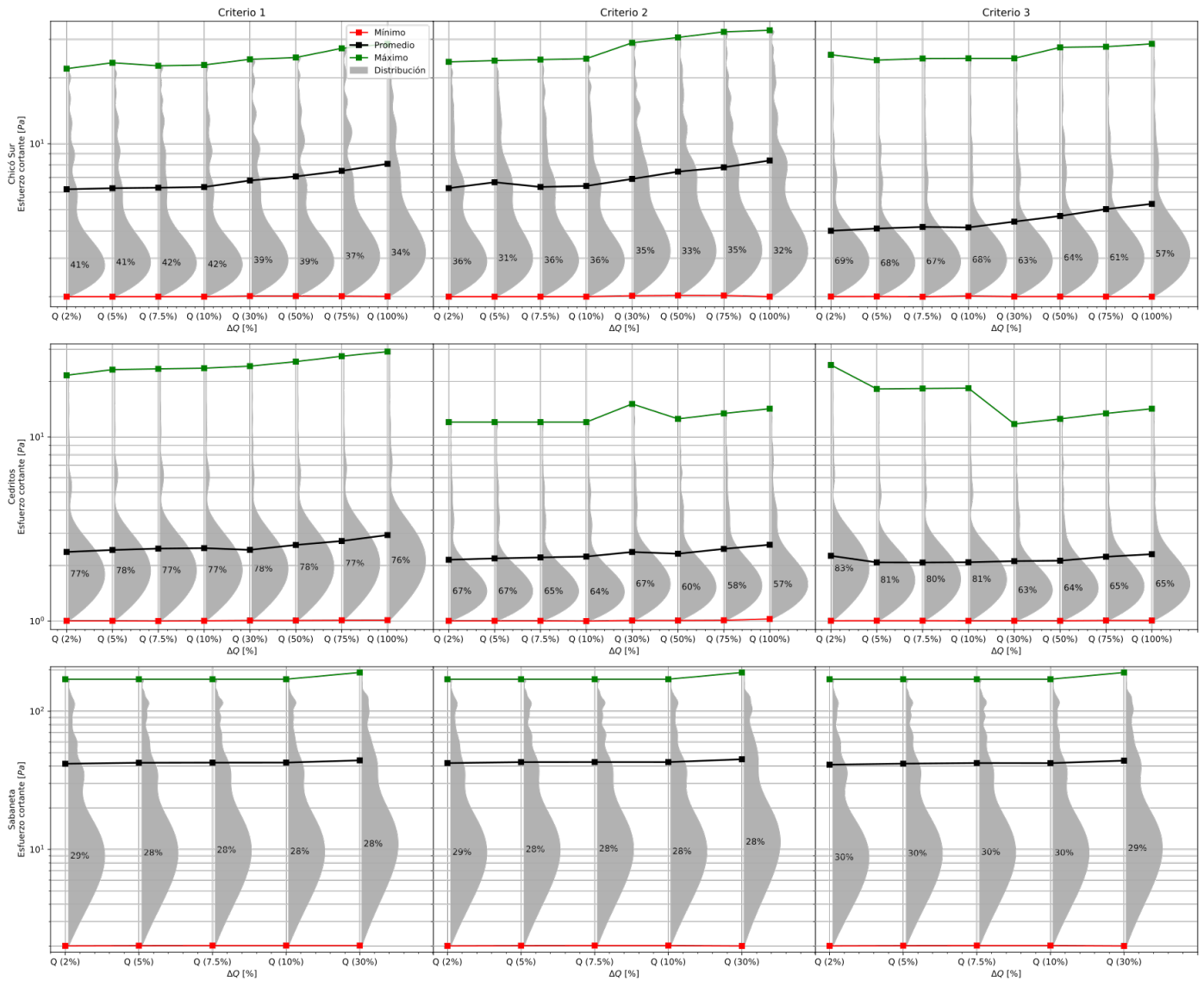


Anexo 1.4.3. Resultados Número de Fraude (Variación de Rugosidades). Fuente: Autor

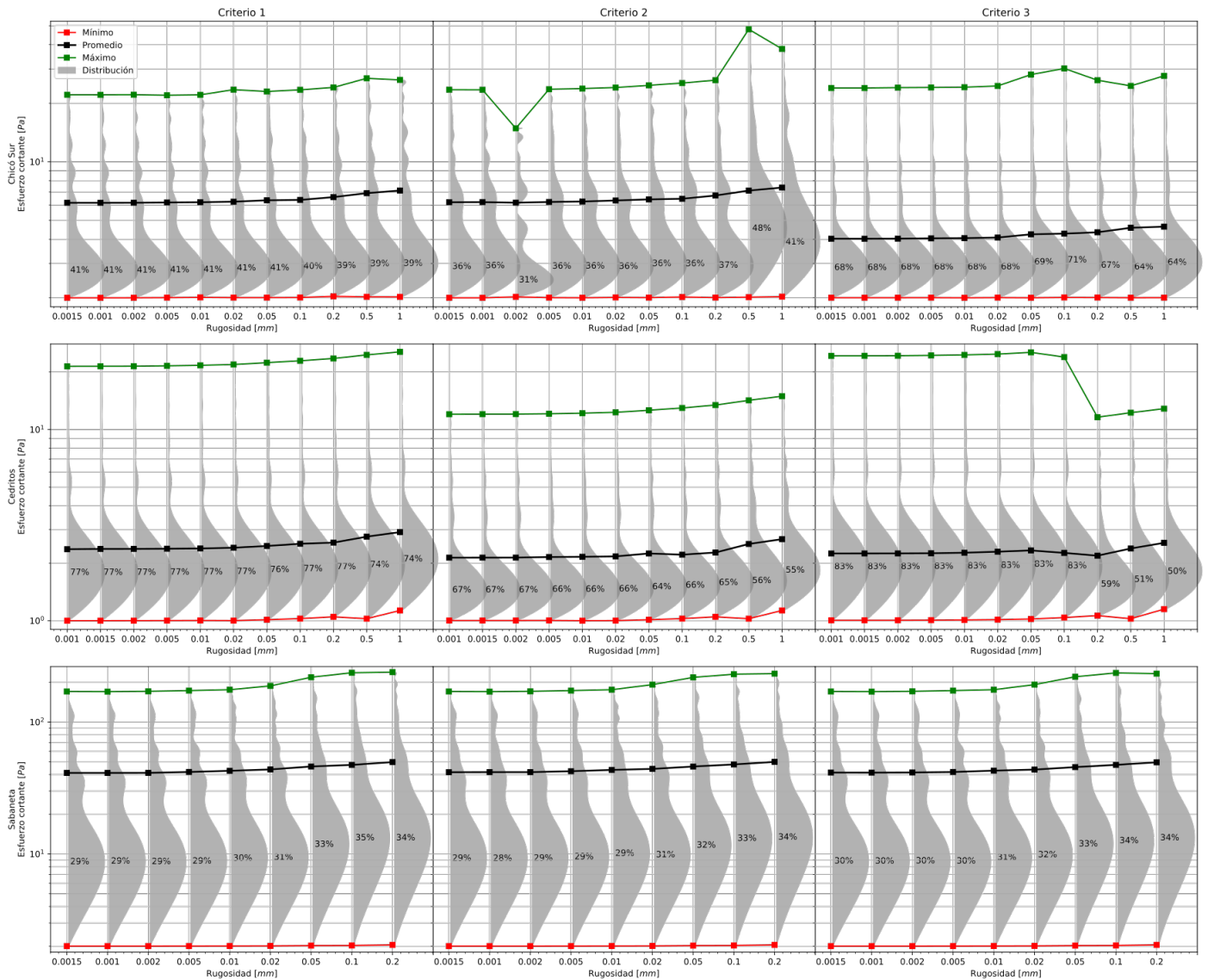
Anexo 1.5. Resultados Esfuerzo Cortante



Anexo 1.5.1. Resultados Esfuerzo Cortante (Variación de Topografía). Fuente: Autor

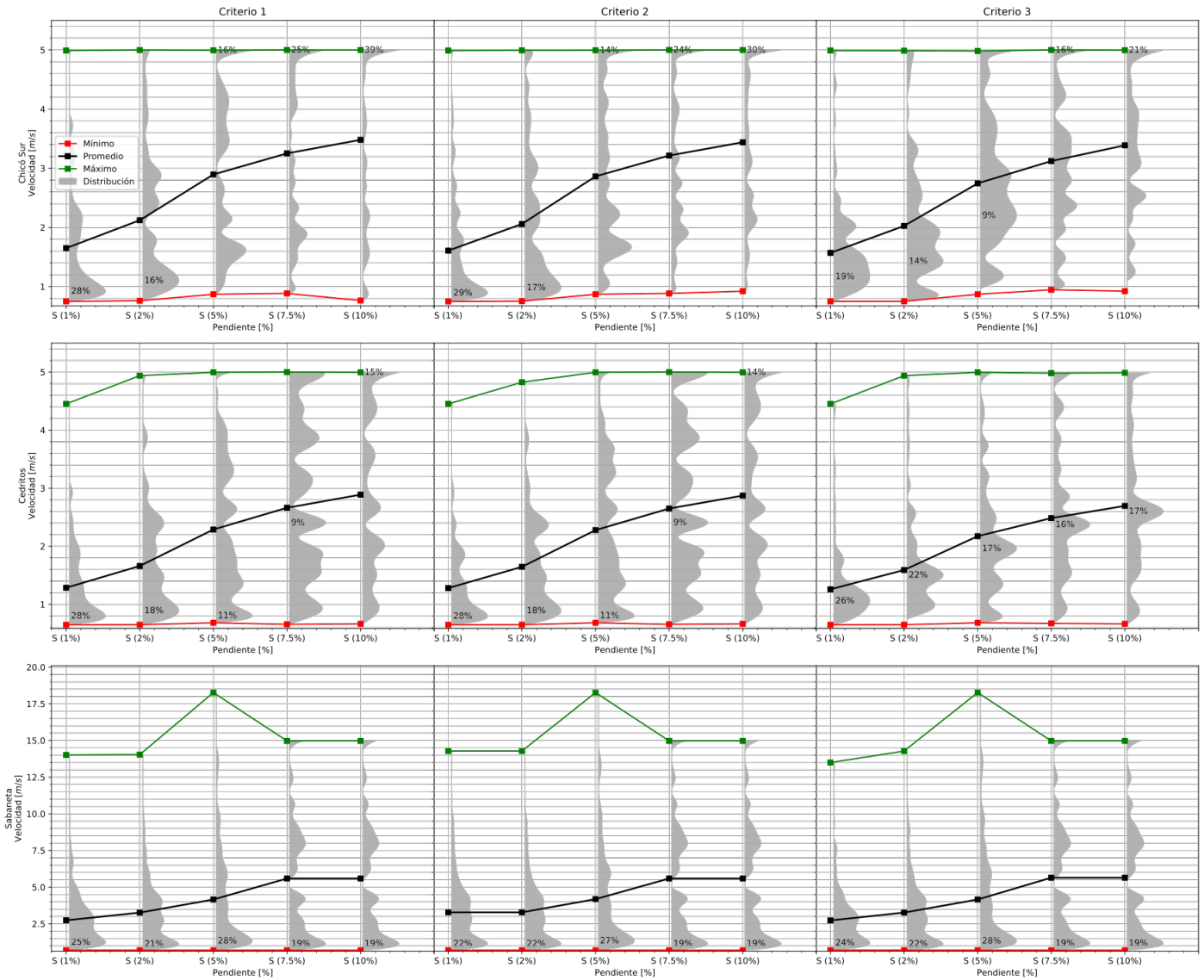


Anexo 1.5.2. Resultados Esfuerzo Cortante (Variación de Caudales de Entrada). Fuente: Autor

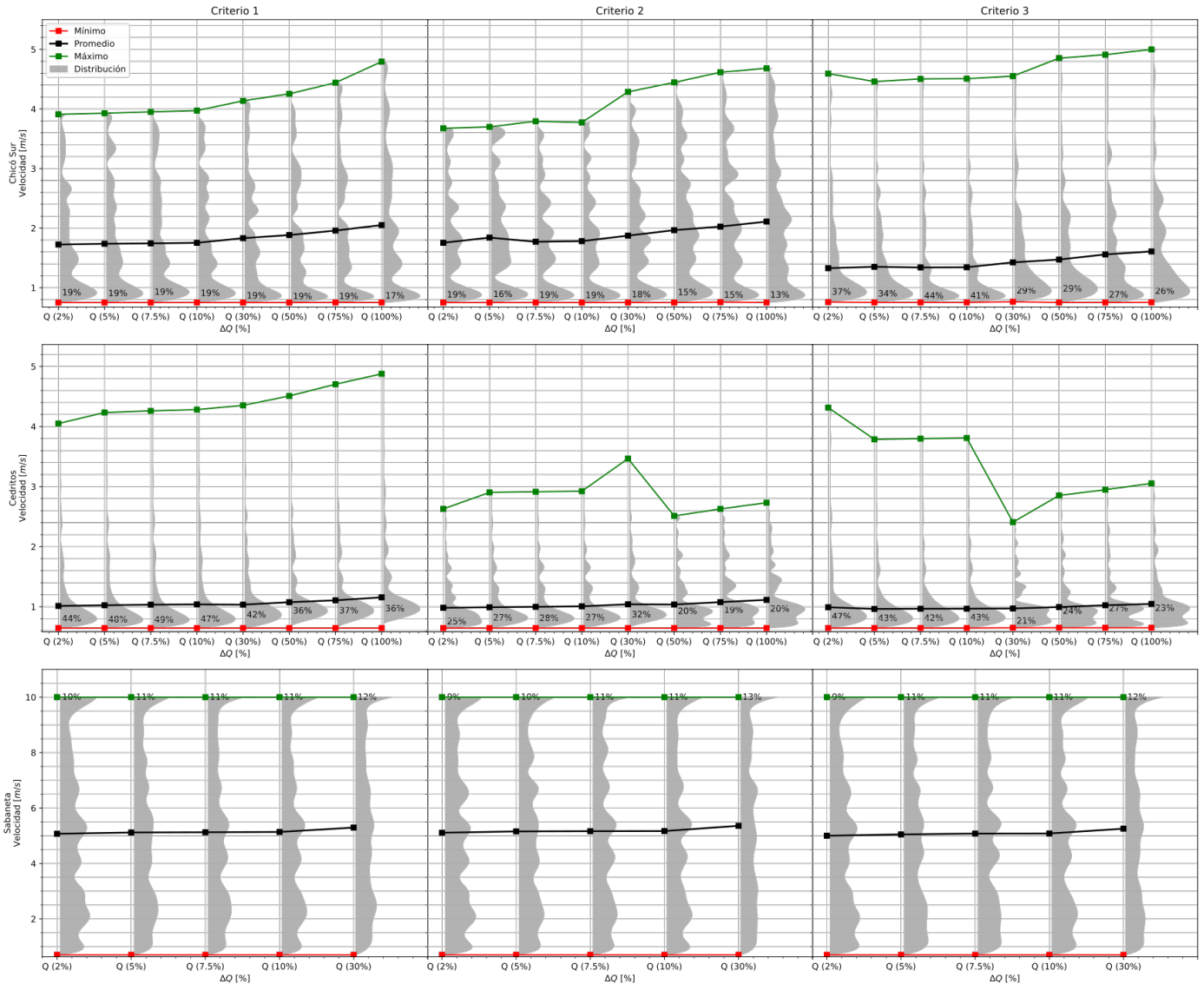


Anexo 1.5.3. Resultados Esfuerzo Cortante (Variación de Rugosidades). Fuente: Autor

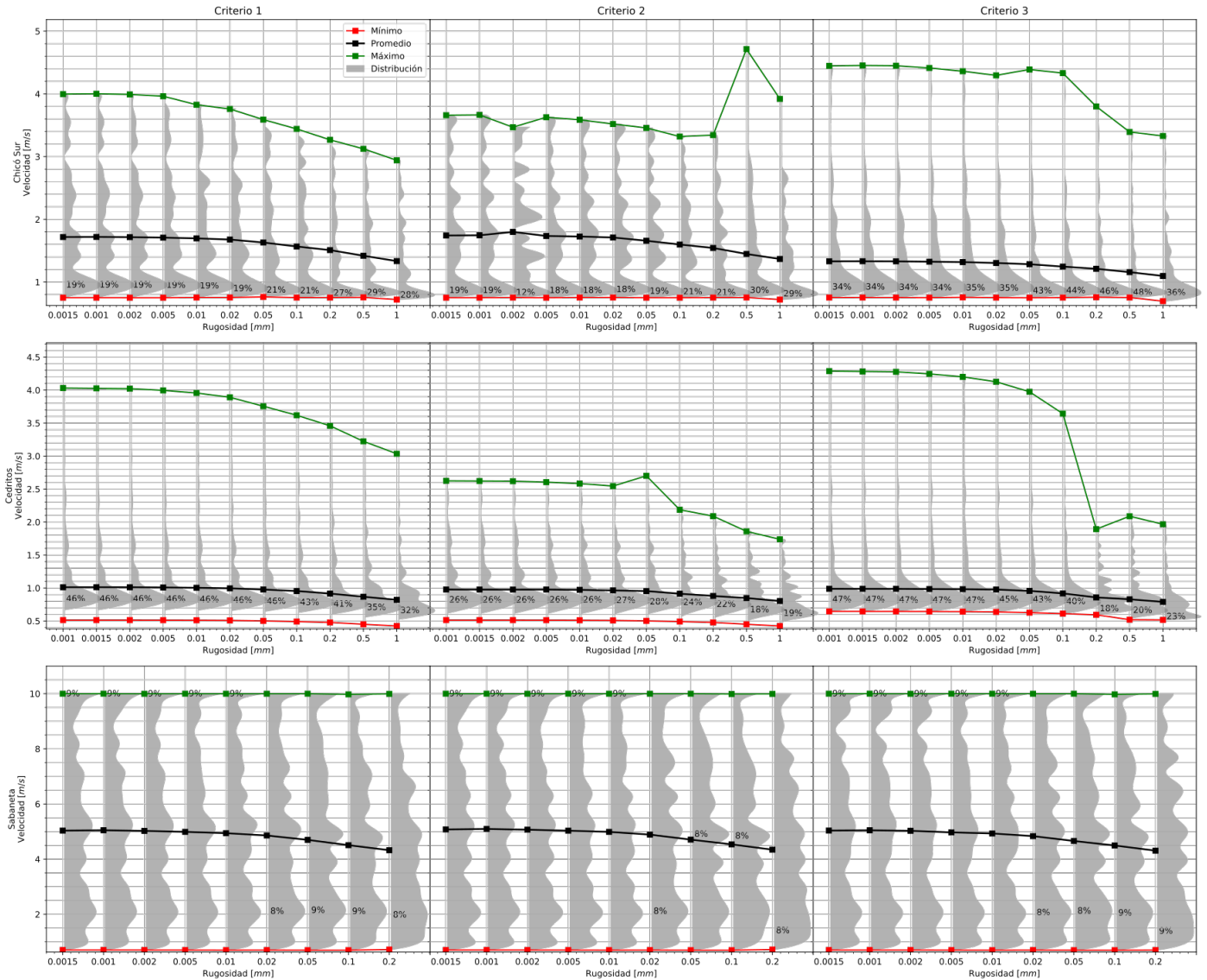
Anexo 1.6. Resultados Velocidad



Anexo 1.6.1. Resultados Velocidad (Variación de Topografía). Fuente: Autor



Anexo 1.6.2. Resultados Velocidad (Variación de Caudales de Entrada). Fuente: Autor



Anexo 1.6.3. Resultados Velocidad (Variación de Rugosidades). Fuente: Autor

Anexo 2. Resultados Costos (Ecuación de Maurer)

Anexo 2.1. Resultados Chicó Sur

Pendiente	Criterio (C ₁)	Criterio (C ₂)	Criterio (C ₃)
Original	\$ 42,340	\$ 44,658	\$ 70,906
1%	\$ 36,878	\$ 36,700	\$ 37,112
2%	\$ 33,791	\$ 33,714	\$ 35,001
5.00%	\$ 34,620	\$ 34,454	\$ 36,809
7.5%	\$ 46,341	\$ 47,101	\$ 46,938
10%	\$ 61,910	\$ 64,856	\$ 58,967

Anexo 2.1.1. Resultados Costos en dólares (Variación de Topografía). Fuente: Autor

Aumento de Caudal	Criterio (C ₁)	Criterio (C ₂)	Criterio (C ₃)
0%	\$ 42,340	\$ 44,658	\$ 70,906
2%	\$ 42,928	\$ 44,931	\$ 71,583
5%	\$ 43,606	\$ 45,173	\$ 70,051
7.50%	\$ 44,005	\$ 46,256	\$ 72,832
10%	\$ 44,324	\$ 46,262	\$ 73,221
30%	\$ 46,390	\$ 48,674	\$ 74,772
50%	\$ 49,475	\$ 50,906	\$ 77,499
75%	\$ 51,894	\$ 53,873	\$ 79,718
100%	\$ 54,717	\$ 56,409	\$ 82,501

Anexo 2.1.2. Resultados Costos en dólares (Variación de Caudales de Entrada). Fuente: Autor

Ks [mm]	Criterio 1 (C ₁)	Criterio 2 (C ₂)	Criterio 3 (C ₃)
0.001	\$ 42,331	\$ 44,582	\$ 70,906
0.0015	\$ 42,340	\$ 44,658	\$ 70,906
0.002	\$ 42,347	\$ 44,658	\$ 70,920
0.005	\$ 42,599	\$ 44,742	\$ 70,945
0.01	\$ 42,923	\$ 44,899	\$ 71,025
0.02	\$ 43,124	\$ 44,949	\$ 71,187
0.05	\$ 43,944	\$ 45,617	\$ 71,727
0.1	\$ 45,164	\$ 46,364	\$ 72,181
0.2	\$ 45,424	\$ 47,066	\$ 72,970
0.5	\$ 46,266	\$ 48,474	\$ 74,878
1	\$ 48,154	\$ 50,142	\$ 76,573

Anexo 2.1.3. Resultados Costos en dólares (Variación de Rugosidades). Fuente: Autor

Anexo 2.2. Resultados Cedritos

Pendiente	Criterio 1 (C ₁)	Criterio 2 (C ₂)	Criterio 3 (C ₃)
Original	\$ 37,656	\$ 41,393	\$ 43,851
1%	\$ 20,871	\$ 20,883	\$ 21,030
2%	\$ 19,721	\$ 19,745	\$ 20,072
5.00%	\$ 19,875	\$ 19,836	\$ 20,491
7.5%	\$ 23,263	\$ 23,180	\$ 24,442
10%	\$ 30,428	\$ 30,459	\$ 30,043

Anexo 2.2.1. Resultados Costos en dólares (Variación de Topografía). Fuente: Autor

Aumento de Caudal	Criterio 1 (C ₁)	Criterio 2 (C ₂)	Criterio 3 (C ₃)
0%	\$ 37,656	\$ 41,393	\$ 43,851
2%	\$ 37,934	\$ 41,490	\$ 43,632
5%	\$ 37,027	\$ 40,458	\$ 43,059
7.50%	\$ 37,057	\$ 40,505	\$ 43,038
10%	\$ 37,213	\$ 40,448	\$ 43,385
30%	\$ 37,645	\$ 41,205	\$ 43,245
50%	\$ 38,253	\$ 42,235	\$ 42,373
75%	\$ 39,722	\$ 43,269	\$ 43,524
100%	\$ 41,084	\$ 44,705	\$ 44,895

Anexo 2.2.2. Resultados Costos en dólares (Variación de Caudales de Entrada). Fuente: Autor

Ks [mm]	Criterio 1 (C ₁)	Criterio 2 (C ₂)	Criterio 3 (C ₃)
0.001	\$ 37,608	\$ 41,393	\$ 43,851
0.0015	\$ 37,656	\$ 41,393	\$ 43,851
0.002	\$ 37,656	\$ 41,393	\$ 43,851
0.005	\$ 37,656	\$ 41,406	\$ 43,851
0.01	\$ 37,677	\$ 41,408	\$ 43,858
0.02	\$ 37,757	\$ 41,441	\$ 43,869
0.05	\$ 37,899	\$ 41,284	\$ 43,854
0.1	\$ 38,359	\$ 42,028	\$ 44,945
0.2	\$ 38,971	\$ 42,542	\$ 45,307
0.5	\$ 40,416	\$ 43,947	\$ 46,243
1	\$ 41,568	\$ 45,814	\$ 47,393

Anexo 2.2.3. Resultados Costos en dólares (Variación de Rugosidades). Fuente: Autor

Anexo 2.3. Resultados Sabaneta

Pendiente	Criterio 1 (C₁)	Criterio 2 (C₂)	Criterio 3 (C₃)
Original	\$ 275,665	\$ 256,994	\$ 281,821
1%	\$ 314,578	\$ 314,578	\$ 313,660
2%	\$ 281,302	\$ 272,805	\$ 272,454
5.00%	\$ 311,159	\$ 310,622	\$ 310,970
7.5%	\$ 335,254	\$ 334,717	\$ 334,906
10%	\$ 359,348	\$ 358,811	\$ 359,000

Anexo 2.3.1. Resultados Costos en dólares (Variación de Topografía). Fuente: Autor

Aumento de Caudal	Criterio 1 (C₁)	Criterio 2 (C₂)	Criterio 3 (C₃)
0%	\$ 275,665	\$ 256,994	\$ 281,821
2%	\$ 275,288	\$ 256,685	\$ 294,070
5%	\$ 280,247	\$ 260,035	\$ 294,271
7.50%	\$ 282,954	\$ 261,541	\$ 311,687
10%	\$ 288,955	\$ 266,891	\$ 316,743
30%	\$ 342,198	\$ 297,655	\$ 409,041

Anexo 2.3.2. Resultados Costos en dólares (Variación de Caudales de Entrada). Fuente: Autor

Ks [mm]	Criterio 1 (C₁)	Criterio 2 (C₂)	Criterio 3 (C₃)
0.001	\$ 275,619	\$ 255,980	\$ 282,048
0.0015	\$ 275,665	\$ 256,993	\$ 281,821
0.002	\$ 275,574	\$ 256,572	\$ 281,993
0.005	\$ 268,342	\$ 252,214	\$ 265,768
0.01	\$ 265,255	\$ 252,955	\$ 266,232
0.02	\$ 267,991	\$ 253,655	\$ 266,637
0.05	\$ 271,884	\$ 256,185	\$ 271,086
0.1	\$ 275,187	\$ 266,620	\$ 275,726
0.2	\$ 292,336	\$ 271,611	\$ 286,881

Anexo 2.3.3. Resultados Costos en dólares (Variación de Rugosidades). Fuente: Autor