

**PROYECTO DE GRADO  
INGENIERÍA CIVIL**

**DISEÑO OPTIMIZADO DE REDES DE DRENAJE URBANO: ANÁLISIS DE  
SENSIBILIDAD DE RESTRICCIONES DE DISEÑO Y VARIACIÓN TOPOGRÁFICA**

**PRESENTADO POR:  
ANDRÉS FELIPE NORIEGA GARZÓN**

**ASESOR:  
JUAN GUILLERMO SALDARRIAGA VALDERRAMA**  
*Centro de Investigación en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA), Departamento de Ingeniería  
Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia*



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

## **AGRADECIMIENTOS**

*A mis abuelos Etelvina y Cicer<sup>†</sup>. Por haber materializado mis sueños hasta el día de hoy*

*A mi madre María Cristina y mi padre Guillermo Andrés. Por todo el amor y soporte*

*A mi abuelo Carlos Alberto<sup>†</sup>. De quien honradamente sigo sus pasos*

*A mi asesor y profesor, Juan Saldarriaga. Por sus enseñanzas, dedicación y orientación en el desarrollo de esta investigación*

*A mis tías Victoria Eugenia Gómez y María Claudia Gómez. Por el apoyo y estar siempre pendientes de mí*

*A mis amigos Nicolás Vargas y Santiago Prieto. Por todo el apoyo en momentos difíciles*

*A Valentina Alegrúe. Por ser un soporte y ayudarme a sobrellevar estos tiempos difíciles durante esta pandemia*



## TABLA DE CONTENIDO

<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
<b>2. OBJETIVOS</b>	<b>3</b>
2.1. OBJETIVO PRINCIPAL	3
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
<b>3. MARCO TEÓRICO</b>	<b>4</b>
3.1. VISIÓN INTEGRAL	4
3.2. EVALUACION DE REDES DE ALCANTARILLADO	6
3.2.1. FALLAS EN LOS SISTEMAS DE DRENAJE URBANO	6
3.2.2. CAUSAS DE LAS FALLAS	6
3.2.3. CONSECUENCIAS DE LAS FALLAS	8
3.3. TIPOS DE SISTEMAS DE DRENAJE URBANO	9
3.4. ELEMENTOS DE LAS REDES DE DRENAJE URBANO	11
3.4.1. INTRODUCCIÓN	11
3.4.2. ELEMENTOS DE CAPTACIÓN	12
3.4.3. ELEMENTOS DE CONDUCCIÓN	14
3.4.4. ELEMENTOS DE INSPECCIÓN Y CONEXIÓN	15
3.4.5. ELEMENTOS DE ALIVIO Y REGULACIÓN	17
3.4.6. ELEMENTOS DE BOMBEO	19
3.5. CLASIFICACIÓN DE LOS TIPOS DE FLUJO	19
3.5.1. TIPOS DE FLUJO	19
3.5.2. TIPOS DE FLUJO EN TUBERÍAS	20
3.6. HIDRÁULICA DE TUBERÍAS PARCIALMENTE LLENAS BAJO FLUJO UNIFORME	22
3.6.1. FLUJO UNIFORME	22
3.6.2. ECUACIÓN DE MANNING	24
3.6.3. ECUACIÓN DE CHÉZY	24
3.6.4. ECUACION DE DARCY – WEISBACH CON LA ECUACIÓN DE COLEBROOK WHITE	25
3.7. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL EN TUBERÍAS CIRCULARES	26
3.8. DISEÑO DE REDES DE DRENAJE URBANO	28
3.8.1. ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO	28
3.8.2. DISEÑO DE UN TRAMO	30
3.8.3. DISEÑO DE REDES DE DRENAJE URBANO	32
<b>4. METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO OPTIMIZADO DE REDES DE DRENAJE URBANO</b>	<b>34</b>
4.1. INTRODUCCIÓN	34
4.2. ANTECEDENTES	34
4.3. METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO OPTIMIZADO DESARROLLADO EN EL CIACUA	35
4.3.1. DISEÑO HIDRÁULICO DE TUBERÍAS EN SERIE	35
4.3.2. INTRODUCCIÓN: REDES DE DRENAJE URBANO	37



4.3.3.	SELECCIÓN DEL TRAZADO DE REDES DE DRENAJE URBANO .....	37
4.3.4.	DISEÑO HIDRÁULICO DE REDES DE DRENAJE URBANO.....	39
4.3.5.	VERSION EXTENDIDA PARA LA TOPOLOGÍA DE LA RED.....	40
<b>5.</b>	<b>RESTRICCIONES DE DISEÑO EN SISTEMAS DE DRENAJE URBANO.....</b>	<b>41</b>
5.1.	INTRODUCCIÓN.....	41
5.2.	PROFUNDIDAD MÁXIMA DE EXCAVACIÓN.....	41
5.3.	ESFUERZO CORTANTE MÍNIMO.....	41
5.4.	RELACIÓN DE LLENADO MÁXIMA.....	41
5.5.	VELOCIDAD MÁXIMA .....	42
5.6.	VELOCIDAD MÍNIMA .....	42
5.7.	DIÁMETRO MÍNIMO .....	42
<b>6.</b>	<b>JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA Y METODOLOGÍA GENERAL .....</b>	<b>43</b>
6.1.	JUSTIFICACIÓN .....	43
6.2.	METODOLOGÍA GENERAL .....	43
6.2.1.	RESTRICCIONES Y TOPOGRAFÍA.....	43
6.2.1.	ANÁLISIS DE MÁXIMA RELACIÓN DE LLENADO ÓPTIMA.....	46
6.2.2.	ECUACIÓN DE VELOCIDAD MEDIA DE FLUJO.....	46
6.2.3.	ECUACIÓN DE COSTOS.....	46
<b>7.</b>	<b>CASO DE ESTUDIO: RED CHICÓ SUR .....</b>	<b>49</b>
<b>8.</b>	<b>METODOLOGÍA PARA LA VARIACIÓN DE LAS RESTRICCIONES DE DISEÑO .....</b>	<b>52</b>
8.1.	INTRODUCCIÓN.....	52
8.2.	LÍMITES E INTERVALOS PARA CADA RESTRICCIÓN DE DISEÑO .....	52
<b>9.</b>	<b>TOPOLOGÍA Y TOPOGRAFÍA .....</b>	<b>54</b>
9.1.	ANÁLISIS DE LA TOPOGRAFÍA ACTUAL .....	54
9.2.	METODOLOGÍA PARA LA VARIACIÓN TOPOLÓGICA DE LA RED.....	55
9.3.	METODOLOGÍA PARA LA VARIACIÓN TOPOGRÁFICA DEL TERRENO .....	60
<b>10.</b>	<b>RESULTADOS .....</b>	<b>61</b>
10.1.	VARIACIÓN TOPOLÓGICA Y TOPOGRÁFICA .....	61
10.1.1.	TOPOLOGÍA DE LA RED.....	61
10.1.2.	TOPOGRAFÍA DEL TERRENO .....	62
10.2.	VARIACIÓN DE LAS RESTRICCIONES DE DISEÑO .....	66
10.2.1.	PROFUNDIDAD MÁXIMA DE EXCAVACIÓN.....	66
10.2.2.	ESFUERZO CORTANTE MÍNIMO.....	66
10.2.3.	RELACIÓN DE LLENADO MÁXIMA.....	68
10.2.4.	VELOCIDAD MÁXIMA.....	73
10.2.5.	VELOCIDAD MÍNIMA .....	74
10.2.6.	DIÁMETRO MÍNIMO .....	76
<b>11.</b>	<b>ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>78</b>



---

11.1.	LIMITE DE VARIABILIDAD Y LÍMITE SOLUCIÓN.....	78
11.2.	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD: RESTRICCIONES DE DISEÑO.....	80
11.3.	EVALUACIÓN DE LA FUNCIÓN DE COSTOS .....	85
11.4.	RESTRICCIONES DE DISEÑO: EVALUACIÓN DE LA VARIACIÓN TOPOGRÁFICA.....	85
11.5.	MÁXIMA RELACIÓN DE LLENADO ÓPTIMA.....	87
11.5.1.	<i>A PARTIR DE RESTRICCIONES CONSTANTES INICIALES .....</i>	<i>87</i>
11.5.2.	<i>ESFUERZO CORTANTE MÍNIMO.....</i>	<i>87</i>
11.5.3.	<i>VELOCIDAD MÍNIMA .....</i>	<i>88</i>
11.5.4.	<i>DIÁMETROS COMERCIALES CONTINUOS.....</i>	<i>88</i>
12.	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>90</b>
13.	<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>92</b>
14.	<b>ANEXOS.....</b>	<b>95</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Fuentes de generación de agua residual y pluvial. (Butler & Davies, Urban drainage, 2011)	4
Figura 2: Interacciones del sistema de drenaje urbano. (Butler & Davies, Urban drainage, 2011) ....	4
Figura 3: Sistema integral de drenaje urbano. (Saldarriaga , Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)	5
Figura 4: Sistema integrado de drenaje con PTAR. (Saldarriaga , Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)	5
Figura 5: <i>Proceso químico de corrosión en tuberías de alcantarillado. (Park et Al. 2014)</i>	7
Figura 6: Ingreso de raíces a sistemas de alcantarillado. (Eurolimpiezas, s.f.)	8
Figura 7: Sobrecarga en los pozos. (LA CALLE Digital, 2012)	9
Figura 8: Formación de escorrentía. (NOTIFE, 2019)	12
Figura 9: Canaletas implementadas en techos. (Benito, 2015)	13
Figura 10: Sumidero tipo ventana. (Saldarriaga , Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)	13
Figura 11: Sumidero con rejillas. (Saldarriaga , Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)	14
Figura 12: Sumidero mixto. (Saldarriaga , Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)	14
Figura 13: Pozos de inspección. (MADERPLAST, 2016)	15
Figura 14: Tipos de unión en cañuelas. (López, 2003, pág. 349)	16
Figura 15: Cañuela vista en planta. (López, 2003, pág. 349)	16
Figura 16: Cámara de inspección vista en perfil. (López, 2003, pág. 350)	17
Figura 17: Alcantarillado con estructura de alivio. (NYC Environmental Protection, s.f.)	18
Figura 18: Alivio con vertedero: vista en planta y perfil. (Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico - RAS, 2016, pág. 177)	18
Figura 19: Resultados del segundo experimento de Reynolds. (Saldarriaga , Hidráulica de tuberías, 2019, pág. 11)	21
Figura 20: Perfil de flujo de una tubería parcialmente llena bajo flujo uniforme. (Saldarriaga , Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)	22
Figura 21: Diagrama de cuerpo libre para tuberías parcialmente llenas. (Saldarriaga , Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)	23
Figura 22: Propiedades de la sección circular de una tubería parcialmente llena. (Saldarriaga , Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)	27
Figura 23: Diagrama de flujo para el diseño de un tramo de alcantarillado: parte 1. (Saldarriaga , Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)	31
Figura 24: Diagrama de flujo para el diseño de alcantarillado: parte 2. (Saldarriaga , Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)	31
Figura 25: Grilla para la selección del trazado	32
Figura 26: Metodología desarrollada por Duque (2015) sintetizada por (Aguilar, Modelo de Optimización Multiobjetivo para el Diseño de Redes de Drenaje Urbano , 2019, pág. 17)	37
Figura 27: Tipo de tubería y posibles direcciones de flujo. (Duque, 2015, pág. 34)	38
Figura 28: Grafo para la selección del trazado. (Duque, 2015, pág. 35)	38
Figura 29: Solución para el diseño hidráulico de una red ejemplo. (Duque, 2015, pág. 55)	39



Figura 30: Parte del barrio Chicó .....	49
Figura 31: Delimitación de la red Chicó Sur.....	49
Figura 32: Red Chicó Sur.....	50
Figura 33: Identificación de los pozos de la red Chicó Sur.....	51
Figura 34: Calle del barrio Chicó .....	54
Figura 35: Topografía actual del terreno .....	55
Figura 36: Topología de una red ejemplo.....	58
Figura 37: Topología de la red ejemplo más plana que la topología original .....	58
Figura 38: Topología de la red ejemplo más inclinada que la topología original .....	59
Figura 39: TIN generado a partir de la topología original de la red Chicó Sur .....	60
Figura 40: Topografía del terreno $V_1$ .....	62
Figura 41: Topografía del terreno $V_2$ .....	63
Figura 42: Topografía del terreno $V_3$ .....	63
Figura 43: Topografía para el terreno $V_5$ .....	64
Figura 44: Topografía del terreno $V_6$ .....	64
Figura 45: Serie de tuberías para exponer el perfil topográfico .....	65
Figura 46: Perfil topográfico: variación topográfica del terreno .....	65
Figura 47: Límite de variabilidad y límite solución para restricciones mínimas .....	78
Figura 48: Límite de variabilidad y límite solución para restricciones máximas.....	79
Figura 49: Costo en función de los límites para restricciones mínimas .....	79
Figura 50: Costo en función de los límites para restricciones máximas.....	79
Figura 51: Serie de tuberías para el análisis de perfiles: velocidad mínima.....	80
Figura 52: Diseño de la serie de tuberías para una velocidad mínima de 0.4 m/s (restricción baja). 81	
Figura 53: Diseño de la serie de tuberías para una velocidad mínima de 1.3 m/s (restricción intermedia) .....	81
Figura 54: Diseño de la serie de tuberías para una velocidad mínima de 1.7 m/s (restricción alta). 82	
Figura 55: Serie de tuberías para el análisis de perfiles: velocidad máxima .....	83
Figura 56: Diseño de la serie de tuberías para una velocidad máxima de 5 m/s (restricción baja)... 83	
Figura 57: Diseño de la serie de tuberías para una velocidad máxima de 2.8 m/s (restricción intermedia) .....	84
Figura 58: Diseño de la serie de tuberías para una velocidad máxima de 2m/s (restricción alta).....	84



## ÍNDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 1: Costo de la red ante la variación del esfuerzo cortante mínimo.....	66
Gráfica 2: Costo de la red ante la variación de bajos esfuerzos cortantes mínimos.....	67
Gráfica 3: Profundidad máxima en la red ante variación del esfuerzo cortante mínimo.....	67
Gráfica 4: Costo de la red ante la variación de la máxima relación de llenado.....	68
Gráfica 5: Profundidad máxima en la red ante variación de la máxima relación de llenado .....	69
Gráfica 6: Costo de la red para altas relaciones de llenado máximas: terreno $V_1$ .....	70
Gráfica 7: Costo de la red para altas relaciones de llenado máximas: terreno $V_2$ .....	70
Gráfica 8: Costo de la red para altas relaciones de llenado máximas: terreno $V_3$ .....	71
Gráfica 9: Costo de la red para altas relaciones de llenado máximas: terreno $V_4$ .....	71
Gráfica 10: Costo de la red para altas relaciones de llenado máximas: terreno $V_5$ .....	72
Gráfica 11: Costo de la red para altas relaciones de llenado máximas: terreno $V_6$ .....	72
Gráfica 12: Costo de la red ante la variación de la velocidad máxima.....	73
Gráfica 13: Costo de la red ante la variación de altas velocidades máximas .....	73
Gráfica 14: Profundidad máxima en la red ante la variación de la velocidad máxima .....	74
Gráfica 15: Costo de la red ante la variación de la velocidad mínima .....	75
Gráfica 16: Costo de la red ante la variación de bajas velocidades mínimas .....	75
Gráfica 17: Profundidad máxima en la red ante la variación de la velocidad mínima.....	76
Gráfica 18: Costo de la red ante la variación del diámetro mínimo .....	76
Gráfica 19: Profundidad máxima en la red ante la variación del diámetro mínimo.....	77
Gráfica 20: Máxima relación de llenado para diámetros continuos .....	89



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Ventajas de sistemas separados y desventajas de sistemas combinados. (Butler & Davies, Urban Drainage, 2004).....	10
Tabla 2: Desventajas de sistemas separados y ventajas de sistemas combinados. (Butler & Davies, Urban Drainage, 2004).....	11
Tabla 3: Materiales en tuberías de alcantarillado. (Saldarriaga , Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019) .....	15
Tabla 4: Clasificación de tipos de flujo. (Saldarriaga , Hidráulica de tuberías, 2019, págs. 2-3) .....	19
Tabla 5: Características de la red de alcantarillado de análisis .....	44
Tabla 6: Lista de diámetros comerciales .....	45
Tabla 7: Restricciones de diseño por defecto .....	45
Tabla 8: Abreviatura de los terrenos de análisis.....	46
Tabla 9: Valor de los parámetros modificados por Aguilar (2017) para la ecuación de Maurer et Al. (2012) .....	48
Tabla 10: Límites e intervalos para la variación de restricciones de diseño .....	52
Tabla 11: Límites e intervalo para la variación de altas relaciones de llenado máximas .....	53
Tabla 12: Aplicación del parámetro V .....	57
Tabla 13: Valor de V y número de $\Delta z_i$ para llegar a los terrenos objetivo .....	59
Tabla 14: Cotas del pozo 96 para todos los terrenos de análisis .....	62
Tabla 15: Relación entre el costo de la red, la topografía y restricciones altas de diseño.....	86
Tabla 16: Relación entre el costo de la red, la topografía y restricciones bajas de diseño.....	86
Tabla 17: Máxima relación de llenado óptima para distintos esfuerzos cortantes mínimos .....	87
Tabla 18: Máxima relación de llenado óptima para distintas velocidades mínimas .....	88



## ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1: Número de Reynolds (Saldarriaga , Hidráulica de tuberías, 2019) .....	20
Ecuación 2: Espesor de la subcapa laminar viscosa. (Saldarriaga , Hidráulica de tuberías, 2019) ...	21
Ecuación 3: Velocidad de corte. (Saldarriaga , Hidráulica de tuberías, 2019) .....	22
Ecuación 4: Pendientes en flujo uniforme.....	23
Ecuación 5: Manning. (Saldarriaga , Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019).....	24
Ecuación 6: Chézy. (Saldarriaga , Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019) .....	24
Ecuación 7: Darcy-Weisbach. (Israelsen & Hansen, 1985, pág. 78).....	25
Ecuación 8: Darcy-Weisbach y Colebrook-White. (Saldarriaga ,2019).....	25
Ecuación 9: Velocidad media en alcantarillados. (Saldarriaga , Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019) .....	26
Ecuación 10: Ángulo $\alpha$ .....	27
Ecuación 11: Ángulo $\theta$ .....	27
Ecuación 12: Área mojada .....	28
Ecuación 13: Perímetro mojado .....	28
Ecuación 14: Radio hidráulico .....	28
Ecuación 15: Proyección de demanda.....	29
Ecuación 16: Caudal a partir de proyección de clientes .....	29
Ecuación 17: Caudal a partir de proyección de habitantes.....	29
Ecuación 18: Caudal medio diario .....	29
Ecuación 19: Caudal de diseño por tubería .....	30
Ecuación 20: Caudal de agua lluvia a partir del método racional .....	30
Ecuación 21: Número de trazados para una red de alcantarillado.....	32
Ecuación 22: Función objetivo propuesta por Safavi y Geranmehr (2016) .....	35
Ecuación 23: Esfuerzo cortante en las paredes de tuberías de alcantarillado.....	41
Ecuación 24: Relación de llenado en tuberías de alcantarillado .....	42
Ecuación 25: Costo de un tramo por metro lineal – Ecuación de Maurer et al. (2010).....	47
Ecuación 26: Coeficiente $\alpha$ en la ecuación de Maurer et al. (2010).....	47
Ecuación 27: Coeficiente $\beta$ en la ecuación de Maurer et al. (2010).....	47
Ecuación 28: Costo de un tramo – Ecuación de Maurer et al. (2012).....	47
Ecuación 29: Coeficiente $\alpha$ modificado en la ecuación de Maurer et al. (2012).....	48
Ecuación 30: Coeficiente $\beta$ modificado en la ecuación de Maurer et al. (2012).....	48
Ecuación 31: Tasa de variación lineal por pozo.....	56
Ecuación 32: Nueva cota del pozo para la variación $j$ .....	56
Ecuación 33: Demostración de terrenos planos para $V$ pasos .....	57



## 1. INTRODUCCIÓN

Debido al aumento de la urbanización en ciudades de todo el mundo, ha sido necesario implementar estrategias para evacuar diferentes tipos de agua generada. Dentro de estas, se encuentra el agua lluvia como escorrentía, producida a causa de zonas impermeables como vías, andenes, ciclo rutas entre otros. A su vez, el agua residual producida por el uso doméstico, institucional, comercial e industrial del agua potable. En este sentido, los sistemas de drenaje urbano convencionales se han caracterizado por ser la principal estrategia de evacuación de aguas contaminadas en las ciudades. La principal razón consiste en que permite condiciones de salubridad en áreas urbanas y reduce la proliferación de virus y bacterias. Estos microorganismos pueden estar presentes en alimentos cuando se realiza el aprovechamiento de agua lluvia o residual para riego, por ejemplo. De este modo, representan un riesgo para la salud, puesto que son causantes de múltiples enfermedades gastrointestinales como la diarrea.

El diseño y la construcción de redes de drenaje urbano representan un reto técnico y económico, debido a su gran extensión espacial. Por tanto, existen normas en diferentes países que reglamentan el diseño, la construcción, operación y mantenimiento de redes de alcantarillado. Siendo la fase de diseño fundamental para este tipo de proyectos. El diseño de redes de drenaje urbano depende de distintos aspectos tales como el material de las tuberías, los diámetros comerciales, la hidrología y la topografía de la zona, y las restricciones de diseño de la red. Con estos parámetros es posible dar solución a los dos problemas de un diseño de red de drenaje urbano: la selección del trazado y el diseño hidráulico. La solución a estos problemas es clave para determinar el comportamiento hidráulico bajo distintos escenarios hidrológicos, y el costo total de la red.

A causa de la importancia del comportamiento hidráulico y los costos, se han desarrollado distintas metodologías de optimización de redes de alcantarillado. Lo anterior, con el objetivo de establecer un diseño óptimo que garantice una red hidráulicamente funcional al menor costo posible. En la literatura, existen muchas metodologías sobre la optimización de las redes de drenaje urbano. “Los ejemplos más claros están relacionados con programación lineal y programación dinámica, que intentan darle solución a este problema. Lo anterior, teniendo en cuenta que se deben resolver dos problemas diferentes y secuenciales, la selección del trazado y el diseño hidráulico de la red” (Aguilar, 2019). Uno de estos ejemplos es la metodología propuesta por Duque (2015). Esta metodología permite diseñar una red de drenaje utilizando diferentes algoritmos de optimización: un modelo de programación entera mixta conocido como Network Design Problem (NDP) para dar solución a la selección del trazado y el algoritmo de Bellman–Ford para dar solución al diseño hidráulico de la red.



Adicionalmente, Zambrano (2019) propone una extensión a la metodología establecida por Duque (2015). La metodología consiste en continuar empleando la programación lineal mixta, aunque ahora variando el método de selección de trazado. Este último busca solucionar el problema de selección de trazado teniendo en cuenta la topografía del terreno, la topología y los caudales de entrada a la red de drenaje. De este modo, con esta extensión, se obtienen diseños más económicos que la metodología base. Esto se logró a partir de criterios que, para terrenos empinados, buscan reducir la profundidad de excavación a partir de la topografía del terreno. Además, para terrenos planos, se establecieron criterios que buscan minimizar la longitud de las series principales de la red de drenaje hasta el punto de descarga.

A partir de los resultados de Zambrano (2019), es claro que la topografía del terreno afecta en gran medida los costos totales de construcción de la red. En este sentido, en el presente trabajo de investigación, se propone emplear la metodología de Zambrano (2019), para realizar un análisis de sensibilidad de los costos de construcción de la red Chicó Sur, ubicada en la ciudad de Bogotá. Adicionalmente, se pretende extrapolar este análisis de sensibilidad variando las restricciones de diseño establecidas en el RAS 2016. En concreto, se pretende entender el comportamiento de los costos de construcción ante variaciones topológicas y variaciones en las restricciones de diseño. Esto, con el objetivo de determinar cuáles son las condiciones topográficas y restrictivas en las que se encuentra el diseño de mínimo costo de la red Chicó Sur.



## 2. OBJETIVOS

### 2.1. OBJETIVO PRINCIPAL

Realizar un análisis de sensibilidad de los costos de construcción de la red Chicó Sur, Bogotá. En este, se pretende evaluar distintos escenarios de diseño, con el fin de determinar el comportamiento de dichos costos ante la variación de las restricciones de diseño y la topología de la red.

### 2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Establecer un marco teórico general sobre los sistemas de drenaje urbanos y optimización de dichas redes.
- Exponer la metodología de Duque (2015) y la extensión de Zambrano (2019) para la optimización de redes de drenaje urbano.
- Evaluar los costos de la red Chicó Sur bajo la variación de restricciones de diseño como: diámetro mínimo, relación de llenado máxima, velocidad mínima, velocidad máxima y esfuerzo cortante mínimo.
- Evaluar los costos de la red Chicó Sur, bajo la variación de la topografía del terreno y la topología de la red.
- Analizar el comportamiento y las implicaciones del uso de la ecuación de Maurer bajo el análisis de sensibilidad.
- Establecer una metodología de variación topológica y topográfica para cualquier red de drenaje urbano.
- Aplicar la metodología propuesta a la red Chicó Sur, para variar su topología, así como la topografía del terreno.
- Establecer una máxima relación de llenado óptima para cada topología distinta.



### 3. MARCO TEÓRICO

#### 3.1. VISIÓN INTEGRAL

Actualmente los sistemas de drenaje urbano deben tener un concepto de integralidad al evacuar agua residual o pluvial. Es decir, evitar que el sistema actúe únicamente en función de la recepción y evacuación del agua contaminada. Por el contrario, debe tenerse una visión global que contemple el sistema de alcantarillado y los elementos que dependen de este. Estos elementos son: la población y el ambiente. Es fundamental a su vez, identificar las interacciones entre una red de drenaje y dichos elementos. Lo anterior, como afirma Saldarriaga (2018), con el fin de minimizar posibles problemas ambientales y de salud pública.

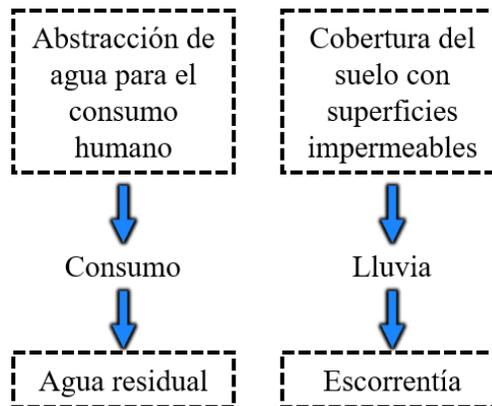


Figura 1: Fuentes de generación de agua residual y pluvial. (Butler & Davies, Urban drainage, 2011)

Como se puede ver en la Figura 1, el consumo humano genera agua residual, mientras que la urbanización, escorrentía. En el escenario ideal del sistema de drenaje, este recibe descargas o vertimientos de la población. Así como también puede recibir escorrentía, proveniente de la precipitación. No obstante, si no cumple su función adecuada, existen riesgos asociados que pueden generar repercusión tanto en la población y como el medio ambiente.

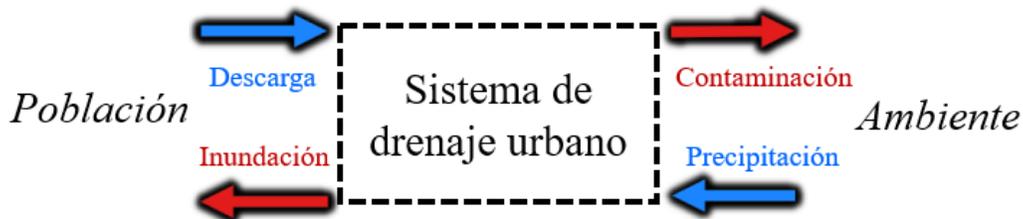


Figura 2: Interacciones del sistema de drenaje urbano. (Butler & Davies, Urban drainage, 2011)



Dentro de estos riesgos, se encuentran las inundaciones, que implican el retorno de agua residual y/o pluvial a la superficie urbana. Evidentemente, es un escenario indeseable, puesto que compromete la salubridad de la población. Asimismo, si la calidad del agua que llega al cuerpo receptor es deficiente, se tendrá repercusiones en la calidad del agua de este. Comprometiendo así el entorno biótico y abiótico del cuerpo de agua receptor. De este modo, es fundamental minimizar el riesgo de inundación y contaminación, garantizando al mismo tiempo la funcionalidad del sistema sin generar sobrecostos.

Esta minimización se puede lograr a partir de la visión integral del sistema de drenaje. Para conseguir esta integralidad, es importante evitar analizar cada componente del sistema de manera aislada. Es decir, garantizar una gestión del agua desde su generación, hasta su punto de entrega al cuerpo receptor. A continuación, se presenta un esquema de cómo podría ser un sistema integral de drenaje urbano.

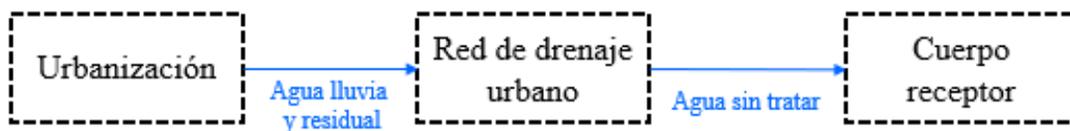


Figura 3: Sistema integral de drenaje urbano. (Saldarriaga , Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)

En este caso, cierta urbanización genera agua residual a partir del consumo de agua potable, y escorrentía. El agua sin tratar es transportada a través de la red de drenaje hasta el cuerpo receptor. En este sentido, para garantizar la integralidad del sistema, se debe tener en cuenta principalmente el tamaño de la población, e identificar áreas impermeables y permeables de la cuenca. También, evaluar la calidad del agua en la red de drenaje y la capacidad de autodepuración del cuerpo receptor. La autodepuración se puede definir como “Proceso por medio del cual un sistema natural puede llegar a recuperarse de los efectos o impacto de la contaminación, ya sea natural o antropogénica” (Mata & Quevedo, 2005). No obstante, si la carga contaminante del agua residual y/o pluvial aumenta lo suficiente, o la autodepuración del cuerpo receptor es deficiente, es necesario implementar una planta de tratamiento de agua residual (PTAR).

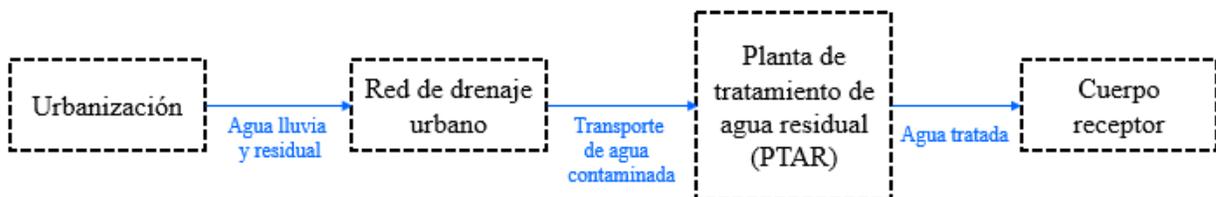


Figura 4: Sistema integrado de drenaje con PTAR. (Saldarriaga , Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)



Así, analizando los componentes a partir de una gestión integral, se puede determinar las consideraciones pertinentes en cada componente. Esta visión puede: prevenir riesgos patogénicos en la población; evacuar de manera efectiva el agua contaminada; evaluar la implementación de una PTAR; mitigar el riesgo de contaminación en el cuerpo receptor; diseñar sin sobredimensionar los sistemas; evitar sobrecostos.

En concreto y, como menciona Saldarriaga (2019), es indispensable tener conocimientos en:

- La variabilidad espacial y temporal de las lluvias y vertimientos, en términos de la cantidad y calidad del agua.
- Control de los picos de agua bajo un evento de lluvia.
- Pretratamiento o tratamiento en línea a través de la red de alcantarillado.
- Capacidad de autodepuración del cuerpo receptor
- Diseño de la red de alcantarillado y, de ser necesario, PTAR.

### 3.2. EVALUACION DE REDES DE ALCANTARILLADO

#### 3.2.1. FALLAS EN LOS SISTEMAS DE DRENAJE URBANO

Como se mencionó previamente, estos sistemas tienen una relación importante con la población y el ambiente. Por lo tanto, cualquier falla en el sistema puede traer consecuencias negativas para su entorno. Una falla se puede definir como un estado en el cual un sistema o parte del sistema deja de ser funcional.

Las principales fallas estructurales son: deflexión, colapso, fisura, grieta y fractura. (Rodríguez & Matamoros, 2017) realizan una definición para estos tipos de fallas. Dichos autores establecen que: una deflexión se entiende como una pérdida original de la sección transversal. Esta puede originarse tanto en las tuberías como en los pozos de inspección. Asimismo, el colapso es la separación o destrucción de algún elemento del sistema a causa de una carga externa. Las fisuras, por su parte, son la separación abierta del 50 % del espesor una la tubería. Una grieta ocurre cuando se supera este 50% de separación. Una fractura se define como una separación total en el espesor, es decir el 100%. En las redes de alcantarillado hay muchas causas de falla, así como también distintas consecuencias dependiendo del origen de dicha falla.

#### 3.2.2. CAUSAS DE LAS FALLAS

Existen múltiples tipos de causas por las cuales un sistema de alcantarillado falla. Una de las causas más comunes está relacionada a los agentes químicos presentes en el agua. Esta falla se fundamenta en afectar, a partir de dichos agentes químicos, la tubería de la red. La principal afección es la corrosión interna en las tuberías. Esta es causada principalmente por la degradación anaerobia de materia orgánica presente en el agua. (López, 2003) afirma que



las bacterias reducen sulfatos cuando hay condiciones de pH bajo. De esta forma, se produce ácido sulfhídrico ( $H_2S$ ). Este ácido se libera a condiciones aerobias y también vuelve a disolverse en el agua. Sin embargo, parte del ácido sulfhídrico llega a la pared de las tuberías y, bajo condiciones aerobias en presencia de la bacteria *Thiobacillus*, se genera ácido sulfúrico ( $H_2SO_4$ ) que es el que corroe las paredes de las tuberías.

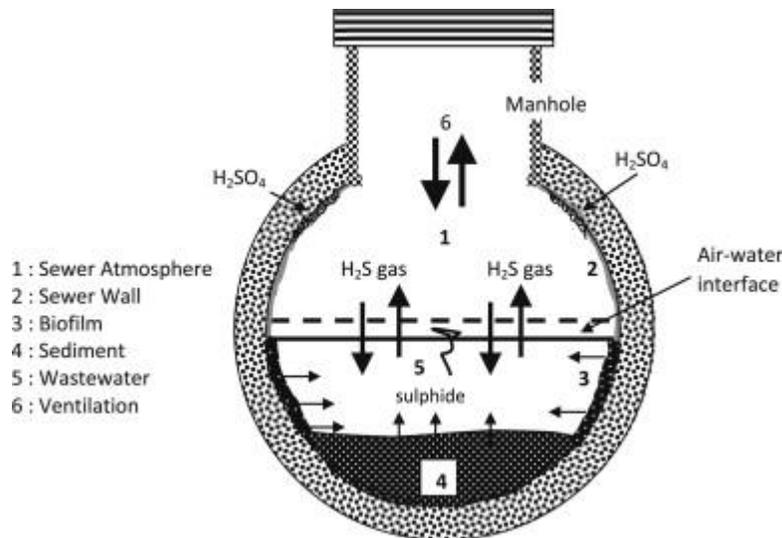


Figura 5: Proceso químico de corrosión en tuberías de alcantarillado. (Park et Al. 2014)

Otra causa de falla se fundamenta en el comportamiento del suelo. “si bien el suelo de contacto de las estructuras es en general material seleccionado que no debe afectar el alcantarillado, debido a los flujos de diversas soluciones transportadas por el agua subterránea y también a causa de los procesos de infiltración y exfiltración del agua residual del alcantarillado, el suelo de contacto puede terminar alterado y sus características físico-químicas pueden llegar a ser nocivas para los materiales que componen las estructuras de alcantarillado” (Rodríguez & Matamoras, 2017, págs. 191-192). Así, la funcionalidad del sistema de drenaje depende en gran medida del nivel freático. Si este es excesivamente alto, predominarán las infiltraciones, y comprometerá el desempeño del sistema tanto aguas arriba como aguas abajo. Además, la actividad física también puede causar daños estructurales a la red.

Asimismo, existen causas relacionadas a agentes externos tales como raíces de los árboles, basuras y sedimentos. Es posible que algunas raíces cercanas al sistema perciban agua y, por lo tanto, busquen la manera de incrustarse en las tuberías. Lo anterior se puede ver en detalle en la Figura 6. Por otro lado, las basuras y los sedimentos pueden ingresar al sistema de alcantarillado. Esto ocurre cuando no se implementa una estrategia de retención de sólidos



como rejillas o trampa para sedimentos. Estos elementos pueden disminuir el área efectiva de las tuberías y generar fallas en el sistema.



*Figura 6: Ingreso de raíces a sistemas de alcantarillado. (Eurolimpiezas, s.f.)*

Por último, está la falta de inspección y mantenimiento en las redes. A pesar de que es una labor difícil por la complejidad de las estructuras hidráulicas, es necesaria para identificar los riesgos más críticos en el sistema.

### 3.2.3. CONSECUENCIAS DE LAS FALLAS

Como se mencionó anteriormente, existen diferentes tipos de falla. Las fallas en los sistemas de drenaje urbano pueden traer repercusiones ambientales y económicas, además de representar un riesgo sanitario para la población.

Como menciona (Saldarriaga , Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019), una de las principales consecuencias ambientales son las exfiltraciones. Cuando el agua residual de la tubería se filtra en el suelo, este corre el riesgo de contaminarse. Es decir, puede afectar el medio biótico y abiótico en el subsuelo. Adicionalmente, algunos contaminantes podrían llegar a aguas subterráneas y diluirse en estas. Esto trae dos riesgos ambientales: primero, contaminar acuíferos. En segundo lugar, el agua subterránea podría transportar contaminantes hasta cuerpos de agua superficiales como lagunas, ríos, quebradas, entre otros. En ambos casos, se comprometería el uso de agua potencial para potabilizar, o que podría ser usada en riego (tanto subterránea como superficial).

Por otra parte, están las sobrecargas. Cuando falla el sistema, existe el riesgo de que se presente una presurización en las tuberías en parte o la totalidad del sistema. En este sentido, el agua deja de transportarse a flujo libre por gravedad. El agua residual y/o sanitaria entonces



puede retornar a las superficies urbanas, causando así inundaciones, malos olores y comprometiendo la salud de la población.



*Figura 7: Sobrecarga en los pozos. (LA CALLE Digital, 2012)*

Finalmente, las infiltraciones representan otra consecuencia común. Estas ocurren cuando se filtra agua externa al sistema, como por ejemplo agua lluvia en alcantarillados sanitarios. A su vez, cuando se filtra agua subterránea a las tuberías. En este sentido, aumenta considerablemente el agua que fluye a través del alcantarillado. Como afirma Saldarriaga en el año 2019, la cantidad de agua contaminada aumenta entre un 5% y 20%. Además, el volumen de agua que llega a la PTAR aumenta, por lo que los costos de tratamiento terminan siendo más elevados.

### 3.3. TIPOS DE SISTEMAS DE DRENAJE URBANO

Los sistemas de drenaje urbano pueden clasificarse según el origen del agua que se esté transportando. Según López (2013), hay cinco tipos de alcantarillados: alcantarillado separado, alcantarillado combinado, alcantarillado simplificado, alcantarillado condominal y alcantarillado sin arrastre de sólidos.

De este modo, López (2013) realiza las siguientes definiciones: los alcantarillados separados, son sistemas que transportan de manera independiente agua lluvia y residual. Existen alcantarillados sanitarios, cuya función radica en la evacuación de agua residual, sea de origen industrial, doméstico, comercial o institucional. Por su parte, los alcantarillados pluviales tienen el rol de evacuar escorrentía superficial, a causa de la precipitación.



En contraste existen alcantarillados combinados, que conducen tanto agua residual como agua lluvia por el mismo sistema. Los sistemas de drenaje urbano separado ofrecen múltiples ventajas ambientales como, por ejemplo, se evita la implementación de aliviós. Estos son elementos que permiten la evacuación de agua cuando los caudales exceden la capacidad en el sistema de alcantarillado. Son cruciales en sistemas combinados, puesto que el volumen de agua lluvia es, considerablemente, más alto de agua residual en alcantarillados. Por lo tanto, se debe verter agua contaminada a una fuente natural de agua externa para evitar sobrecargas en el sistema.

Sin embargo, la conveniencia del tipo de sistema también depende de otros factores, ambientales y económicos. De este modo, se clasificaron las ventajas y desventajas de cada sistema, tanto económicas como ambientales. A continuación, se exponen las ventajas y desventajas para cada sistema.

*Tabla 1: Ventajas de sistemas separados y desventajas de sistemas combinados. (Butler & Davies, Urban Drainage, 2004)*

<b>SISTEMAS SEPARADOS</b>	<b>SISTEMAS COMBINADOS</b>
<b>Ventajas</b>	<b>Desventajas</b>
No son necesarios aliviós para sistemas sanitarios, dado que se transporta menor caudal. No hay impacto ambiental	Los aliviós son importantes para evitar sobrecargas y mantener funcionalidad en sistemas sanitarios. Existe contaminación en corrientes externas de agua
Al tratar transportar menor caudal, disminuye el costo de tratamiento en las PTAR	Al tratar transportar mayor caudal, aumenta el costo de tratamiento en las PTAR
Si es necesario el bombeo, los costos son menores	Si es necesario el bombeo, los costos son mayores
Se diseña para una pendiente óptima según el tipo de sistema	Se “negocia” las pendientes de las tuberías y no hay profundidad óptima
Si se presentan, las inundaciones serían solo de agua lluvia	Las inundaciones y sobrecargas representarían impactos sanitarios
Los diámetros pueden ser menores, hay mayor velocidad manteniendo caudales bajos	Diámetros mayores, por lo que se presenta: velocidad baja, acumulación de sólidos y sedimentos
Existe menor variación en los caudales de agua residual	Existe mayor variación en caudales de agua residual: dependen de eventos de precipitación
En sistemas sanitarios, llega menos basura y se presenta menor acumulación de arena	Hay acumulación de basura y arena en sistemas combinados



Tabla 2: Desventajas de sistemas separados y ventajas de sistemas combinados. (Butler & Davies, Urban Drainage, 2004)

<b>SISTEMAS SEPARADOS</b>	<b>SISTEMAS COMBINADOS</b>
<b>Desventajas</b>	<b>Ventajas</b>
Costo extra al implementar dos sistemas separados	Menor costo al implementar un solo sistema de evacuación de agua
Mayor riesgo de conexiones erradas (conexión de agua lluvia a sistemas sanitarios)	Drenaje es simplificado y es más económico en los hogares
Mayor ocupación de espacio para los sistemas	Menor ocupación de espacio para el sistema
No hay lavado de residuos sólidos en sistemas sanitarios	Residuos sólidos lavados a causa de eventos de precipitación
No hay tratamiento de agua lluvia potencialmente contaminada	Hay tratamiento tanto de agua residual como de agua lluvia

Como se puede ver, son muchas las implicaciones ambientales, económicas y funcionales en cada sistema. Por lo tanto, es necesario un análisis profundo para determinar cuál sistema es más conveniente en un caso específico.

El siguiente tipo de alcantarillado, a partir de López (2013) es un sistema simplificado. Este es un sistema similar al alcantarillado sanitario. La diferencia radica en realizar esfuerzos por reducir los diámetros y longitudes de las tuberías, con el fin de disponer de mejores equipos de mantenimiento.

A diferencia de los alcantarillados condominales, que recogen agua residual de un grupo de viviendas (área menor a 1 hectárea), y las transportan a un sistema de alcantarillado combinado.

Finalmente, están los alcantarillados sin arrastre de sólidos, o alcantarillados a presión. La principal función de estos sistemas sanitarios es evacuar sólidos del sistema provenientes de los hogares, a través de un tanque interceptor. Posteriormente, el agua es transportada al sistema convencional de alcantarillado.

### 3.4. ELEMENTOS DE LAS REDES DE DRENAJE URBANO

#### 3.4.1. INTRODUCCIÓN

Si bien existen diferentes sistemas de drenaje, todos tienen componentes en común. Como afirma Saldarriaga (2019), los principales componentes de estos sistemas son: captación;



conducción; inspección y conexión. Además, dependiendo del tipo de sistema, pueden ser implementados componentes de alivio y bombeo. Cada componente mencionado cumple un rol fundamental dentro del sistema.

### 3.4.2. ELEMENTOS DE CAPTACIÓN

Los componentes de captación son elementos que tienen el potencial de ingresar agua al sistema de drenaje. Su función es recoger el agua, sea residual o lluvia, para que posteriormente llegue a la red pública de alcantarillado.

El principal componente de captación de agua lluvia es el área superficial, principalmente el área impermeable, que es común en áreas urbanas. Este tipo de área disminuye considerablemente la infiltración de agua lluvia en el suelo, por lo que se genera escorrentía.



*Figura 8: Formación de escorrentía. (NOTIFE, 2019)*

Según Saldarriaga (2019), algunos ejemplos son: techos de las casas y edificios; canaletas y bajantes en hogares; calles pavimentadas; parqueaderos; plazas y parques con materiales impermeables. Luego de que se forme escorrentía en áreas impermeables, una fracción del agua ingresa a los sistemas de drenaje.



Figura 9: Canaletas implementadas en techos. (Benito, 2015)

Otro componente de captación, comúnmente implementado en vías y andenes peatonales, son los sumideros. “Los sumideros contienen rejillas y usualmente un pozo colector subyacente para coleccionar los materiales pesados arrastrados por el flujo” (Saldarriaga, Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019). Existen diferentes tipos de sumideros y se implementan dependiendo del sitio donde se quiera construir. Los principales son sumideros de tipo ventana, sumideros de rejillas en cunetas, sumideros mixtos y transversales.

Los sumideros de tipo ventana consisten en una abertura en el andén. Además, es perpendicular a la vía, de manera que no interfiere con el flujo de vehículos. No obstante, si no se implementan rejillas, tiende a taponarse por basura y arena. Los sumideros de rejillas en cunetas están ubicados sobre la vía y aprovechan las rejillas para evitar taponamiento. Incluso, tienen un mejor desempeño bajo pendientes pronunciadas. Por su parte, los sumideros mixtos son una combinación entre los dos anteriores, para mejorar la eficiencia de este componente.

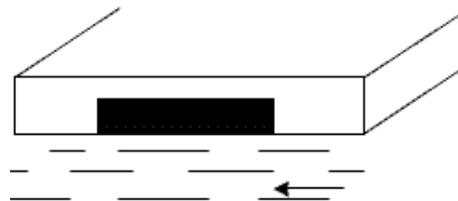


Figura 10: Sumidero tipo ventana. (Saldarriaga, Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)

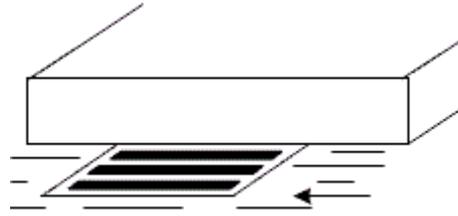


Figura 11: Sumidero con rejillas. (Saldarriaga , Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)



Figura 12: Sumidero mixto. (Saldarriaga , Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)

Finalmente, están los sumideros transversales. Estos componentes están ubicados de manera transversal y a todo lo ancho de la vía. Además, tienen la ventaja de aumentar la capacidad de drenaje, pero es más susceptible a daños por la carga cíclica causada por vehículos.

En cuanto a la captación de agua residual, están las conexiones domiciliarias. Su función, como establecen Rodríguez y Matamoros en el 2017, es conectar la red interior de una edificación o conjunto de edificaciones al sistema de alcantarillado público. (pág. 25).

### 3.4.3. ELEMENTOS DE CONDUCCIÓN

Los componentes de conducción son las tuberías en sistemas de drenaje. Estos son elementos con sección transversal circular, y permiten el flujo de agua a través de estas. Los principales materiales con los que se realizan tuberías son los siguientes.



Tabla 3: Materiales en tuberías de alcantarillado. (Saldarriaga , Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)

Material
Hierro dúctil
Concreto reforzado
Arcilla vitrificada
Termoplásticos
Fibra de vidrio
Poliéster reforzado con fibra de vidrio
Acero
Mortero plástico reforzado

#### 3.4.4. ELEMENTOS DE INSPECCIÓN Y CONEXIÓN

Los Manholes o cámaras son estructuras del sistema de alcantarillado, cuya principal función es unir las tuberías para formar la red. Además, son utilizados para cambiar la dirección del flujo, facilitar cambios en los diámetros y pendientes de las tuberías. Asimismo, las cámaras de inspección son estructuras para determinar el estado actual de algunas secciones de la red. Permite también realizar limpieza y mantenimiento en caso de ser pertinente.



Figura 13: Pozos de inspección. (MADERPLAST, 2016)



En caso de ser necesario, las cámaras pueden ser reemplazadas por entradas de aire para evacuación de olores y gases tóxicos. Según López (2013), los Manholes están compuestos por los siguientes elementos: tapas de acceso, cilindro, reducción cónica y cañuela.

La tapa de acceso permite brindar ventilación al sistema y protegerlo de agentes externos. Además, permite facilitar el acceso para labores de limpieza y mantenimiento general en las tuberías. En segundo lugar, el cilindro es la estructura principal del pozo. Tiene una altura variable dependiendo de la profundidad de diseño de las tuberías. Según el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS) 2016, el diámetro mínimo del cilindro debe ser de 1.2 metros. En tercer lugar, la reducción cónica es un elemento que permite unificar la tapa de acceso y el cilindro, ya que tienen diámetros distintos. Por último, está la cañuela. Este componente es la base del cilindro y, en éste, ocurre la unión de flujos provenientes de distintas tuberías. A continuación, se presentan las posibles formas de unión en la cañuela de las cámaras de inspección.

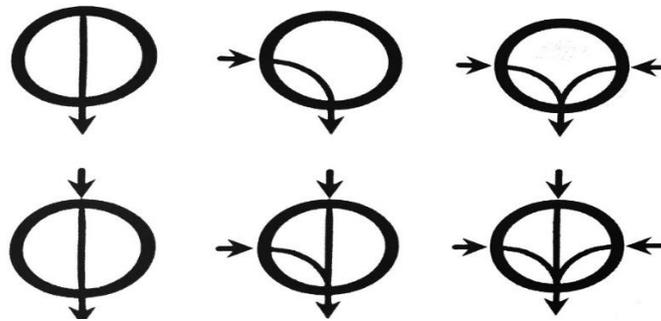


Figura 14: Tipos de unión en cañuelas. (López, 2003, pág. 349)

De igual forma, se presenta una cañuela en planta.

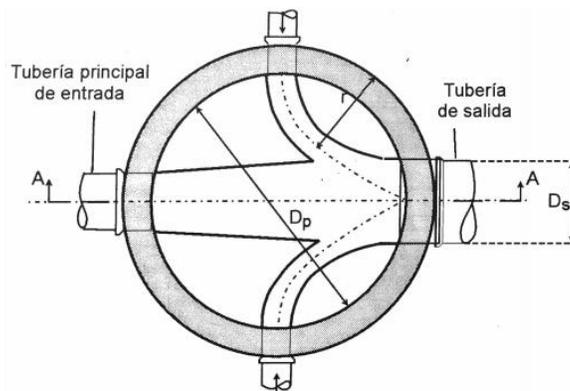


Figura 15: Cañuela vista en planta. (López, 2003, pág. 349)



Y, finalmente, una vista en perfil de una cámara de inspección típica de alcantarillado.

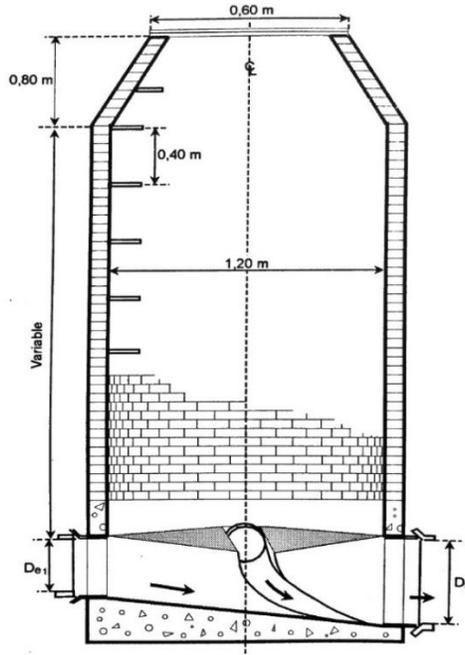


Figura 16: Cámara de inspección vista en perfil. (López, 2003, pág. 350)

### 3.4.5. ELEMENTOS DE ALIVIO Y REGULACIÓN

Los componentes de alivio, como se mencionó anteriormente, son implementados en sistemas de drenaje combinados. El RAS 2016 establece que “Los aliviaderos de alcantarillados combinados tienen como objetivo disminuir los costos de conducción de los caudales combinados de aguas residuales y aguas lluvias hasta el sitio de disposición final o hasta la planta de tratamiento de aguas residuales, en caso de que ésta exista.” (pág. 170).

De esta forma, cuando se presenta un evento de precipitación, los aliviaderos permiten evacuar el exceso de agua por medio de un vertedero. Así, el agua que rebosa el vertedero es conducida a un cuerpo de agua receptor.

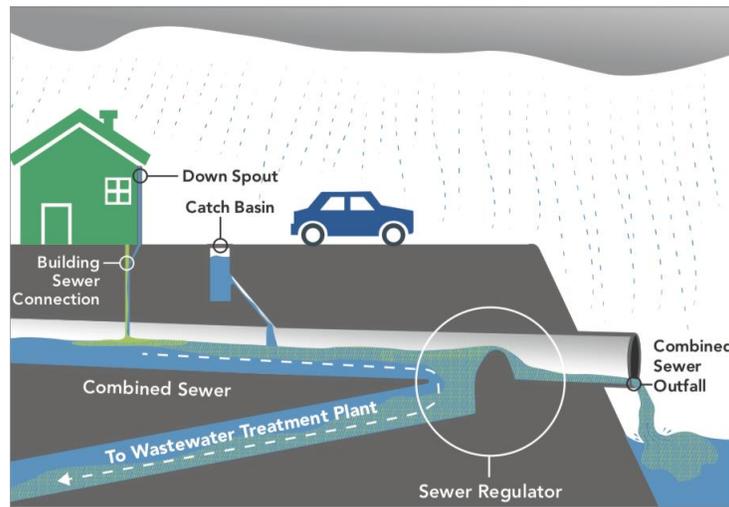


Figura 17: Alcantarillado con estructura de alivio. (NYC Environmental Protection, s.f.).

A continuación, se muestra la estructura de un aliviadero con vertedero lateral.

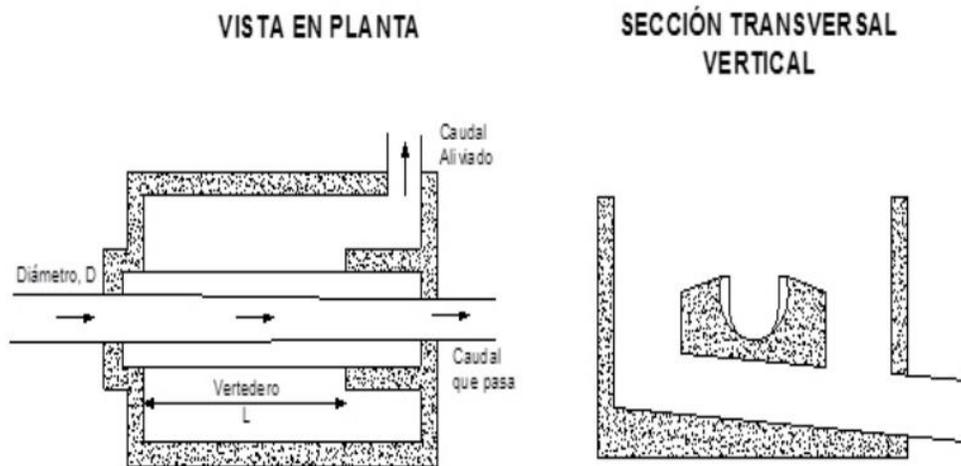


Figura 18: Alivio con vertedero: vista en planta y perfil. (Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico - RAS, 2016, pág. 177)

Por otro lado, los sistemas de regulación más comunes son los sistemas de almacenamiento temporal. Estos consisten en tanques subterráneos que, durante un evento extremo de precipitación, permiten almacenar parte del agua para retener contaminantes. Luego de retenidos, devuelve el agua almacenada al sistema de alcantarillado. Según Saldarriaga (2019), la práctica moderna implica que este almacenamiento esté acompañado de una estructura de alivio como vertederos laterales.



### 3.4.6. ELEMENTOS DE BOMBEO

Es posible que, en ciertas partes de la red de alcantarillado, la energía hidráulica sea muy baja para continuar fluyendo por gravedad. Esto se puede dar por determinadas condiciones topográficas o cuando se busque elevar el agua hasta una PTAR. En estos casos, es necesario instalar una estación de bombeo. Saldarriaga (2019) establece las principales razones para bombear agua lluvia o residual.

- Evitar excavaciones muy profundas
- Elevar el nivel de la línea piezométrica
- Elevar el agua a las corrientes naturales donde termina el drenaje

### 3.5. CLASIFICACIÓN DE LOS TIPOS DE FLUJO

#### 3.5.1. TIPOS DE FLUJO

Como aclara Saldarriaga (2019) en su obra Hidráulica de Tuberías, un flujo se puede definir como un fluido en movimiento con respecto a un sistema de coordenadas. En este sentido, los flujos pueden ser uniformes o no uniformes (si las cantidades físicas son constantes en el espacio). Asimismo, los flujos pueden ser permanentes o no permanentes (si las cantidades físicas son constantes en el tiempo). A partir de lo anterior, se pueden clasificar los tipos de flujo como se sigue.

Tabla 4: Clasificación de tipos de flujo. (Saldarriaga , Hidráulica de tuberías, 2019, págs. 2-3)

<b>Tipos de flujo</b>		
	<b>Permanente</b>	<b>No permanente</b>
<b>Uniforme</b>	Flujo uniforme permanente: las características físicas no varían en el espacio ni en el tiempo. Se conoce con el nombre de flujo uniforme	Flujo uniforme no permanente: Las características físicas no varían en el espacio, pero sí en el tiempo. No se puede encontrar este tipo de flujo en la naturaleza, ya que se tendría que presentar cambios simultáneos a lo largo de toda la tubería
<b>No uniforme</b>	Flujo variado permanente: Las características físicas en el espacio varían, pero permanecen constantes en el tiempo. Los dos subtipos son: gradualmente variado (FGV) y rápidamente variado (FRV)	Flujo no uniforme no permanente: Las características varían en el tiempo y el espacio. Dado que el flujo uniforme no permanente no se encuentra en la naturaleza, este tipo de flujo se le conoce como flujo no permanente



A su vez, es posible clasificar los tipos de flujo presentes en las tuberías.

### 3.5.2. TIPOS DE FLUJO EN TUBERÍAS

Como afirma Saldarriaga (2019), entre 1880 y 1884, Osborne Reynolds realizó un experimento para evaluar el comportamiento del agua frente a variaciones en el caudal. De este modo, inyectó una tinta para identificar los cambios en el flujo. A partir de este experimento, clasificó tres tipos de flujo a partir de la mezcla de la tinta con el agua. Estos son: flujo laminar, transicional y turbulento.

Saldarriaga (2019) establece que, el flujo laminar, consiste en un flujo en el cual no hay intercambio de paquetes de fluido entre las capas. En el flujo transicional, las capas empiezan a ser inestables. Finalmente, para el flujo turbulento, existe intercambio de paquetes de fluido entre capas.

Para clasificar qué tipo de flujo está presente en determinada tubería, Reynolds introduce el número de Reynolds  $Re$ . Este parámetro es adimensional. Este se calcula de la siguiente forma.

$$Re = \frac{\text{fuerzas inerciales}}{\text{fuerzas viscosas}}$$

$$Re = \frac{D \cdot v}{\nu}$$

*Ecuación 1: Número de Reynolds (Saldarriaga, Hidráulica de tuberías, 2019)*

Donde:

$Re$ : número de Reynolds

$D$ : diámetro de la tubería

$v$ : velocidad media de la tubería

$\nu$ : viscosidad cinemática del agua

De este modo, si  $Re$  del flujo es menor a 2200, este es de tipo laminar. En contraste con un  $Re$  entre 2200 y 4500, que representa un flujo transicional. Finalmente, para  $Re$  mayores a 4500, flujo turbulento.

Adicionalmente, Reynolds realizó un segundo experimento. En este, evaluó la caída de presión por unidad de longitud en función de la velocidad del flujo. Estos fueron los resultados.

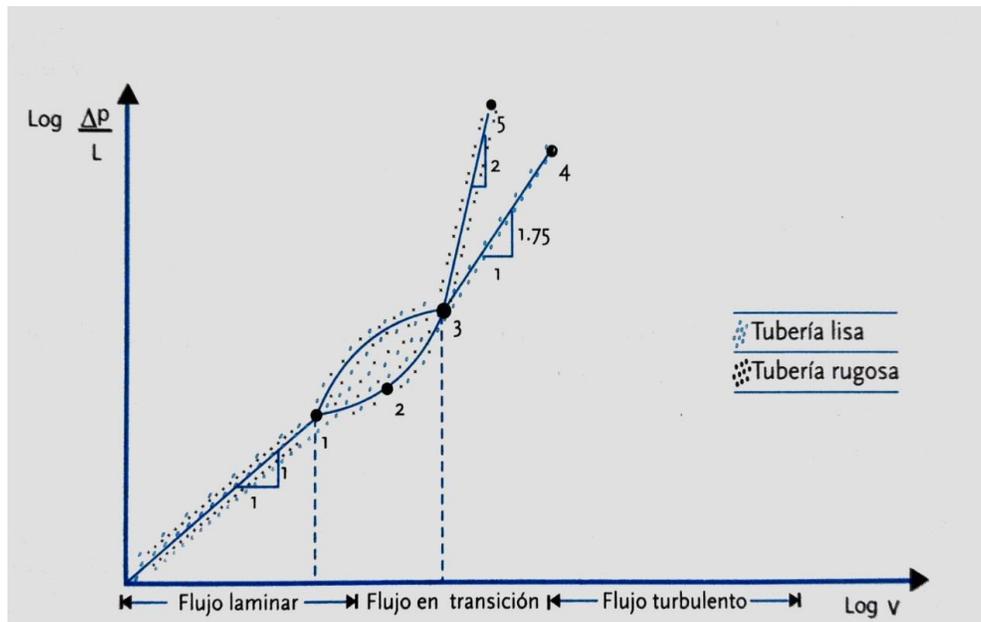


Figura 19: Resultados del segundo experimento de Reynolds. (Saldarriaga, Hidráulica de tuberías, 2019, pág. 11)

Como se puede evidenciar, cuando el flujo sobre pasa la zona de transición, presenta dos comportamientos diferentes. Esto es, si la tubería es lisa o rugosa. De modo que Reynolds llegó a la conclusión de que el flujo turbulento se divide en dos subtipos: flujo turbulento hidráulicamente liso y flujo turbulento hidráulicamente rugoso. El principal parámetro que diferencia estos dos subtipos es la rugosidad de la tubería.

Reynolds determinó que, para clasificar el tipo de flujo turbulento presente en la tubería, se debe tener en cuenta el espesor de la subcapa laminar viscosa  $\delta'$ . “parte de una capa límite turbulenta localizada en la vecindad de la superficie sólida, cuya presencia atenúa las vibraciones y el intercambio molecular típicos del flujo turbulento. Por consiguiente, el flujo en esta zona siempre es laminar” (Saldarriaga, 2019).

$$\delta' = \frac{11.6v}{v^*}$$

Ecuación 2: Espesor de la subcapa laminar viscosa.  
 (Saldarriaga, Hidráulica de tuberías, 2019)

Donde:

$\delta'$ : espesor de la subcapa laminar viscosa

$v$ : velocidad media del flujo

$v^*$ : velocidad de corte del flujo

Dicha velocidad de corte se calcula como se muestra a continuación.



$$v^* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}}$$

Ecuación 3: Velocidad de corte. (Saldarriaga, Hidráulica de tuberías, 2019)

Donde:

$v^*$ : velocidad de corte

$\tau_o$ : esfuerzo cortante en la pared de la tubería

$\rho$ : densidad del fluido

Finalmente, Reynolds a partir de la rugosidad absoluta de la tubería  $k_s$  y el espesor de la subcapa laminar viscosa, determinó las siguientes desigualdades para clasificar el flujo turbulento.

Si  $k_s \leq 0.305\delta'$ , el flujo es hidráulicamente liso. En caso de que  $k_s \geq 6.10\delta'$ , el flujo es hidráulicamente rugoso.

### 3.6. HIDRÁULICA DE TUBERÍAS PARCIALMENTE LLENAS BAJO FLUJO UNIFORME

#### 3.6.1. FLUJO UNIFORME

El flujo uniforme es fundamental para la hidráulica de alcantarillados, ya que estas se diseñan para este tipo de flujo. De este modo, se asume que en cada tubería se presenta una velocidad y profundidad constante. El perfil de una tubería parcialmente llena se puede ver a continuación:

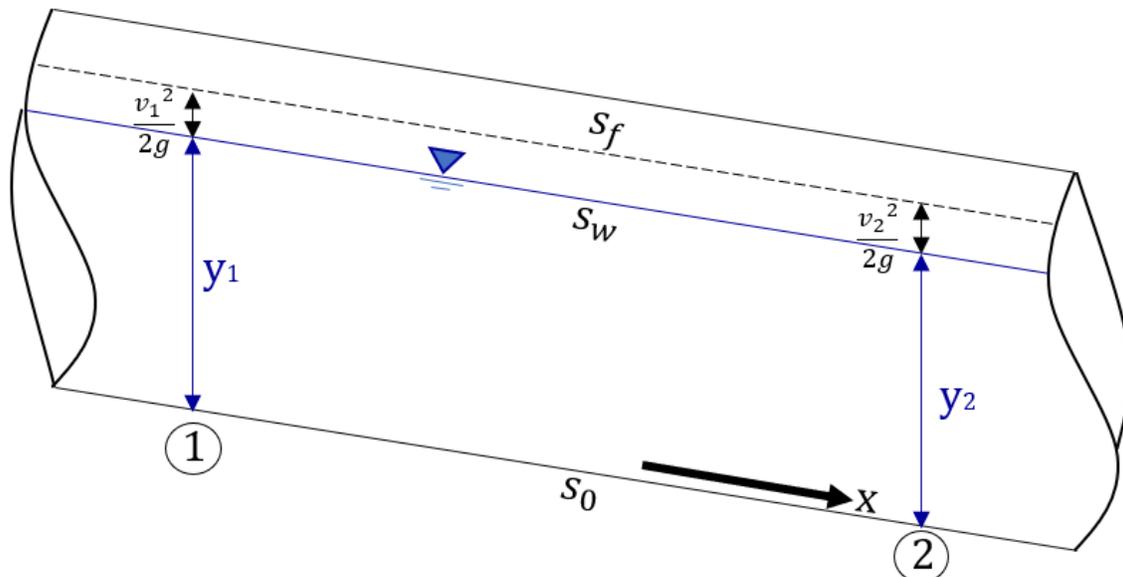


Figura 20: Perfil de flujo de una tubería parcialmente llena bajo flujo uniforme. (Saldarriaga, Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)



Donde:

- $y_1$  : profundidad de flujo en el punto 1
- $y_2$  : profundidad de flujo en el punto 2
- $S_0$ : endiente de fondo
- $S_w$ : pendiente de la línea de gradiente hidráulico (LGH)
- $S_f$ : pendiente de la línea de energía total (LET)
- $\frac{v_1^2}{2g}$ : cabeza de velocidad en el punto 1
- $\frac{v_2^2}{2g}$ : cabeza de velocidad en el punto 2

Dado que la profundidad y la velocidad son constantes:

$$S_0 = S_w = S_f$$

Ecuación 4: Pendientes en flujo uniforme

Lo cual indica que las líneas de fondo, gradiente hidráulico y energía total son paralelas. Asimismo, a partir de un volumen de control es posible realizar el diagrama de cuerpo libre de todas las fuerzas presentes en la tubería.

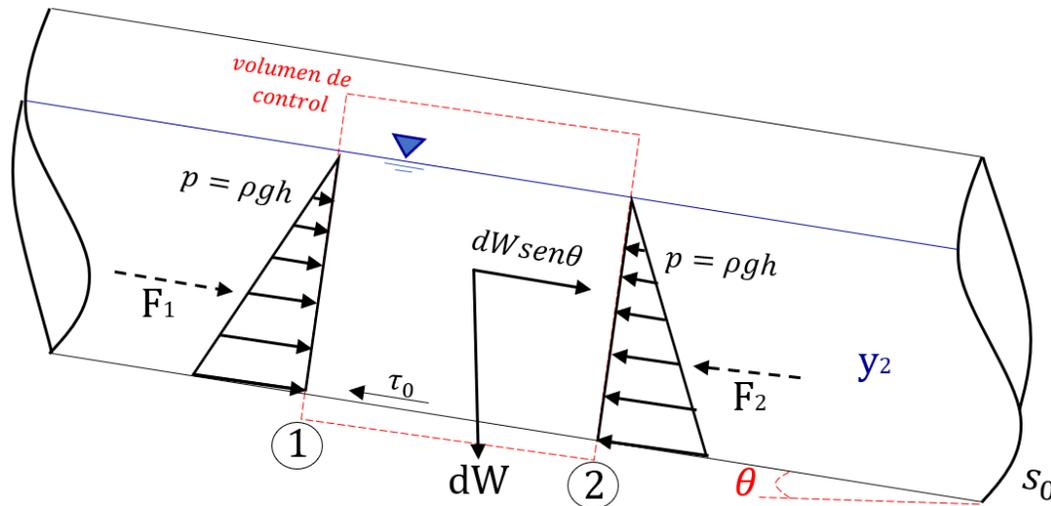


Figura 21: Diagrama de cuerpo libre para tuberías parcialmente llenas. (Saldarriaga, Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)

Donde:

- $dW \text{ sen } \theta$ : peso del flujo en la dirección del flujo
- $dW$ : peso del flujo
- $F_1$ : fuerza de presión en el punto 1
- $F_2$ : fuerza de presión en el punto 2
- $\tau_0$ : esfuerzo cortante en la pared de la tubería
- $p$ : presión hidrostática



Dado que la velocidad del flujo en la tubería es constante, no hay aceleración. Por lo tanto, las fuerzas de presión son iguales y se anulan.

### 3.6.2. ECUACIÓN DE MANNING

La ecuación de Robert Manning es una ecuación aplicada a los sistemas de alcantarillado, ya que es aplicada exclusivamente para diseñar bajo flujo uniforme. Esta ecuación empírica fue propuesta en el año 1889. Adicionalmente, fue propuesta bajo el supuesto de flujo hidráulicamente rugoso.

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

*Ecuación 5: Manning. (Saldarriaga, Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)*

Donde:

- n*: coeficiente de Manning
- R*: radio hidráulico
- S*: pendiente de fondo de la tubería
- v*: velocidad media del agua en la tubería

A pesar de que esta ecuación se emplea en la práctica, no es físicamente basada. Por tanto, tiene ciertas limitaciones. Saldarriaga (2019) expone algunas.

- El empleo de nuevos materiales como el PVC y GRP en tuberías, podría invalidar la suposición de flujo turbulento hidráulicamente rugoso.
- El *n* de Manning es un indicador de la rugosidad de la tubería. Sin embargo, es función del diámetro, por lo que varía la rugosidad relativa de la tubería. En este sentido, la rugosidad de la tubería no depende únicamente del material, sino también del diámetro empleado.

### 3.6.3. ECUACIÓN DE CHÉZY

Antoine Chézy fue un ingeniero francés que propuso una ecuación físicamente basada para determinar la velocidad media de un flujo a superficie libre. Su ecuación fue reconocida en el año 1897.

$$v = C\sqrt{RS}$$

*Ecuación 6: Chézy. (Saldarriaga, Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)*

Donde:

- C*: factor de Chézy
- R*: radio hidráulico
- S*: pendiente de fondo de la tubería
- v*: velocidad media del flujo en la tubería



### 3.6.4. ECUACION DE DARCY – WEISBACH CON LA ECUACIÓN DE COLEBROOK WHITE

La ecuación fundamental de Darcy – Weisbach es una ecuación físicamente basada. Como exponen Israelsen y Hansen en el año 1985, representa la pérdida de energía cuando un fluido cambia espacialmente de posición en un sistema. Esta pérdida de energía se conoce como  $h_f$ .

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

*Ecuación 7: Darcy-Weisbach. (Israelsen & Hansen, 1985, pág. 78)*

Donde:

$d$ : diámetro de la tubería

$f$ : factor de fricción

$h_f$ : pérdida de energía

$l$ : longitud de la tubería

$v$ : velocidad media del flujo en la tubería

Asimismo, como afirma Saldarriaga (2019), la ecuación de Colebrook y White resulta de experimentos en tuberías reales. En ellos, se buscó un comportamiento entre el factor de fricción  $f$  y la rugosidad relativa (dependiente del material y diámetro) de las tuberías. Llegando así a una expresión que fuese aplicable para flujos turbulentos.

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

*Ecuación 8: Darcy-Weisbach y Colebrook-White. (Saldarriaga, 2019)*

Donde:

$d$ : diámetro de la tubería

$f$ : factor de fricción

$k_s$ : rugosidad relativa

$Re$ : número de Reynolds

A partir de la ecuación de Darcy – Weisbach y la ecuación de Colebrook y White, es posible llegar a una nueva expresión que permita determinar la velocidad media de un flujo en función de la rugosidad del material de la tubería, como afirma Saldarriaga (2019).

Esto, se puede hacer resolviendo la ecuación de Chézy para el factor de Chézy.

$$C = \sqrt{\frac{8g}{f}}$$

Ahora, remplazando esta expresión en la ecuación de Colebrook White se obtiene la siguiente relación.



$$C = -2\sqrt{8g} \log_{10} \left( \frac{k_s}{14.8R} + \frac{2.51C}{(Re\sqrt{8g})} \right)$$

Finalmente, se reemplaza la ecuación de Chézy y la ecuación de Reynolds ( $Re$ ) en la anterior ecuación.

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

*Ecuación 9: Velocidad media en alcantarillados.  
(Saldarriaga, Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)*

Donde:

$k_s$ : rugosidad absoluta

$R$ : radio hidráulico

$S$ : pendiente de fondo de la tubería

$v$ : velocidad media del flujo en la tubería

$\nu$ : viscosidad cinemática del fluido

Como se puede ver, la anterior ecuación no depende del factor de fricción ( $f$ ) de Darcy, por lo que es una ecuación explícita para la velocidad media del flujo. Esta ecuación, como expone Saldarriaga (2019), es aplicable tanto para flujo a presión como flujo libre. Adicionalmente, la rugosidad solo depende del material de la tubería, por lo que se conoce como rugosidad absoluta.

### 3.7. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL EN TUBERÍAS CIRCULARES

A continuación, se presenta la sección circular parcialmente llena de una red de alcantarillado.

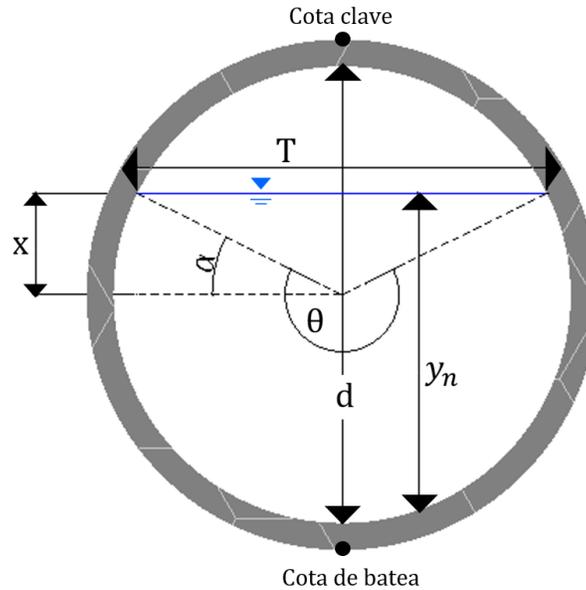


Figura 22: Propiedades de la sección circular de una tubería parcialmente llena. (Saldarriaga, Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)

Donde:

- $d$ : Diámetro de la tubería
- $T$ : Ancho de la superficie
- $y_n$ : Profundidad normal de flujo
- $\theta, \alpha, x$ : Propiedades geométricas de la tubería

A partir del anterior esquema, se pueden derivar las siguientes ecuaciones:

$$x = y_n - \frac{d}{2}$$

Ecuación 10: Ángulo  $\alpha$

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

Así, la ecuación para  $\theta$  resulta ser:

$$\theta = \pi + 2\alpha$$

Ecuación 11: Ángulo  $\theta$

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



De este modo, el área de una tubería parcialmente llena puede calcularse como:

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

*Ecuación 12: Área mojada*

El perímetro mojado puede calcularse como:

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

*Ecuación 13: Perímetro mojado*

De esta forma, puede derivarse la ecuación para el radio hidráulico.

$$R = \frac{A}{P}$$

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

Resolviendo:

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

*Ecuación 14: Radio hidráulico*

### 3.8. DISEÑO DE REDES DE DRENAJE URBANO

#### 3.8.1. ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO

Para realizar el diseño de redes de alcantarillado, es fundamental estimar los caudales aferentes a la red. Estos caudales pueden ser de origen antropogénico (agua residual) o causados por la escorrentía (agua lluvia).

El caudal de aguas residuales se estima considerando los aportes por:

- Agua residual doméstica
- Agua residual comercial
- Agua residual institucional
- Agua residual comercial

El RAS 2016 establece una metodología para calcular estos aportes y, además, el caudal de diseño para agua residual. En primer lugar, se determina el caudal de agua residual doméstica. Este puede ser estimado de tres maneras distintas: proyección de demanda, proyección de clientes o proyección de la población. La proyección por demanda se calcula de esta forma:



$$Q_D = C_R \cdot A \cdot D_{NETA}$$

*Ecuación 15: Proyección de demanda*

Donde:

$Q_D$ : caudal de agua residual doméstica (L/s)

$C_R$ : coeficiente de retorno (-)

$A$ : área tributaria bruta (Ha)

$D_{NETA}$ : demanda de agua potable proyectada (L/s/Ha)

Para la proyección de clientes, se calcula como se muestra.

$$Q_D = \frac{C_R \cdot P \cdot D_{NETA}}{30}$$

*Ecuación 16: Caudal a partir de proyección de clientes*

Donde:

$Q_D$ : caudal de agua residual doméstica (m<sup>3</sup>/día)

$C_R$ : coeficiente de retorno (-)

$P_C$ : número de clientes proyectados al periodo de diseño (cliente)

$D_{NETA}$ : demanda neta (m<sup>3</sup>/cliente/mes)

Finalmente, con la proyección de la población:

$$Q_D = Q_D = \frac{C_R \cdot P \cdot D_{NETA}}{86400}$$

*Ecuación 17: Caudal a partir de proyección de habitantes*

Donde:

$Q_D$ : caudal de agua residual doméstica (m<sup>3</sup>/s)

$C_R$ : coeficiente de retorno (-)

$P_C$ : número de habitantes proyectados al periodo de diseño (hab)

$D_{NETA}$ : demanda neta (m<sup>3</sup>/hab/día)

Por su parte, la estimación del aporte de agua industrial, comercial e institucional depende de distintas variables como el tamaño y los procesos implementados para estos tipos. Así, el RAS 2016 establece la siguiente ecuación para calcular el caudal medio diario de aguas residuales:

$$Q_{MD} = Q_D + Q_I + Q_C + Q_{IN}$$

*Ecuación 18: Caudal medio diario*

Donde:

$Q_{MD}$ : caudal medio diario (m<sup>3</sup>/s)

$Q_D$ : caudal de agua residual doméstica (m<sup>3</sup>/s)

$Q_I$ : caudal de agua residual industrial (m<sup>3</sup>/s)

$Q_C$ : caudal de agua residual comercial (m<sup>3</sup>/s)

$Q_{IN}$ : caudal de agua residual industrial (m<sup>3</sup>/s)



Para calcular el caudal de diseño, el RAS 2016 determina que se debe considerar caudal por infiltraciones y por conexiones erradas. El primero ocurre a causa de infiltraciones por agua subsuperficial. El segundo, es un aporte de agua lluvia al sistema sanitario.

Finalmente, se calcula el caudal de diseño de aguas residuales.

$$Q_{DT} = Q_{MHf} + Q_{INFf} + Q_{CEf}$$

*Ecuación 19: Caudal de diseño por tubería*

$Q_{DT}$ : caudal de diseño por tubería ( $m^3/s$ )

$Q_{MHf}$ : caudal máximo horario final ( $m^3/s$ )

$Q_{INFf}$ : caudal por infiltraciones final ( $m^3/s$ )

$Q_{CEf}$ : caudal por conexiones erradas final ( $m^3/s$ )

En cuanto al caudal de diseño de aguas lluvias, existen muchos modelos para estimar dicho caudal. Uno de estos, es el método de racional. El RAS 2016 sugiere el empleo de este modelo para diseño cuando el área de drenaje sea menor a 80 hectáreas. Este método considera los siguientes parámetros: coeficiente de impermeabilidad, intensidad de precipitación, y el área de drenaje.

El coeficiente de impermeabilidad, como establece el RAS 2016, es el porcentaje de agua lluvia que se vuelve escorrentía. Por su parte, las curvas IDF relacionan la intensidad de precipitación, la duración del evento y la frecuencia con que este evento sucede. “Estas curvas permiten estimar las frecuencias de sobrepaso  $F$  de los eventos lluviosos observados a partir de su intervalo de observación  $d$  y de su intensidad media” (Torres, 2004, pág. 42).

Dicho lo anterior, el RAS 2016 considera la siguiente ecuación.

$$Q = CIA$$

*Ecuación 20: Caudal de agua lluvia a partir del método racional*

Donde:

$Q$ : caudal pico de agua lluvia (L/s)

$C$ : coeficiente de impermeabilidad

$I$ : intensidad de precipitación

$A$ : área tributaria de drenaje

### 3.8.2. DISEÑO DE UN TRAMO

Como afirma Saldarriaga (2019), la información necesaria para diseñar un tramo de una red de alcantarillado es la siguiente:

- Características físicas del agua (densidad y viscosidad)
- La pendiente del terreno
- Rugosidad del material



- Diámetros comerciales
- Caudal de diseño

De este modo, las incógnitas principales son el diámetro de la tubería y la relación de llenado. Saldarriaga (2019) propone el siguiente diagrama de flujo para la resolución de este tipo de problema.

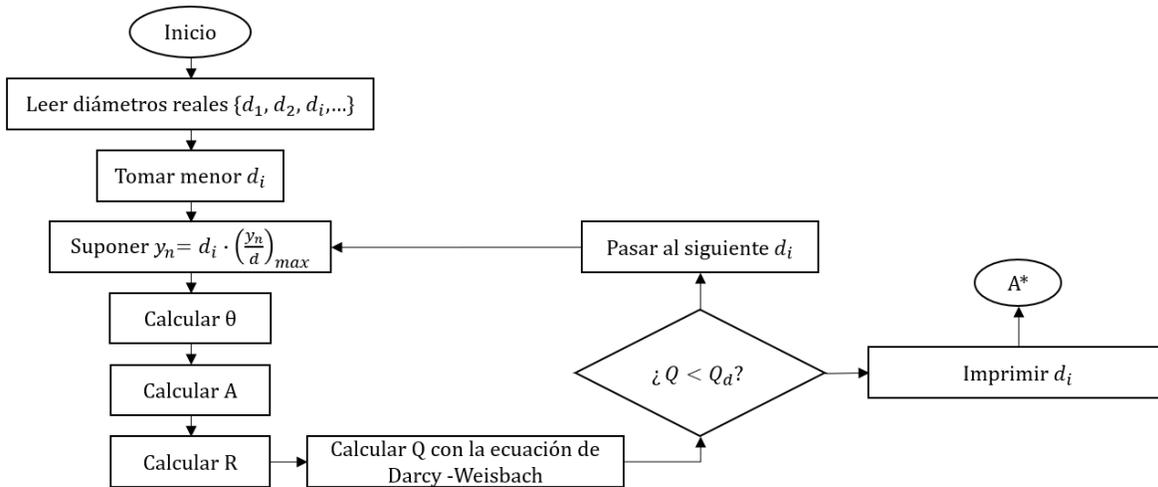


Figura 23: Diagrama de flujo para el diseño de un tramo de alcantarillado: parte 1. (Saldarriaga, Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)

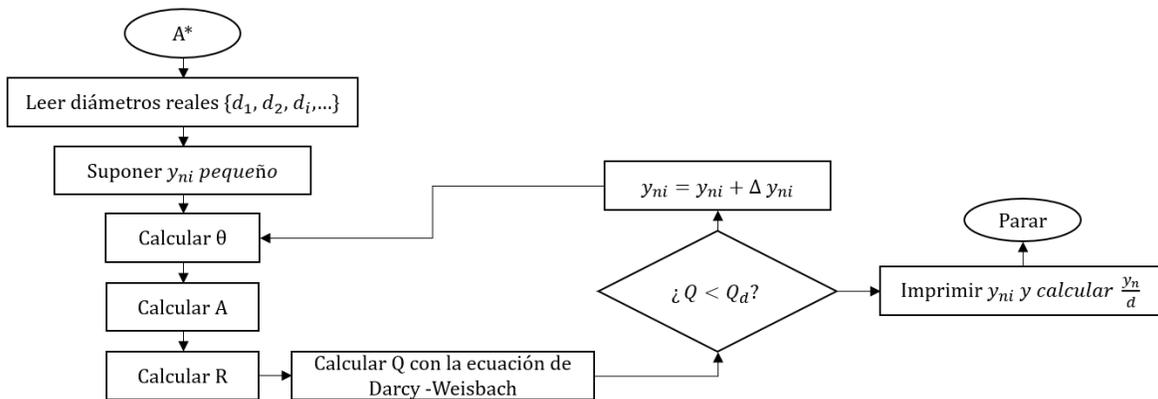


Figura 24: Diagrama de flujo para el diseño de alcantarillado: parte 2. (Saldarriaga, Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019)



### 3.8.3. DISEÑO DE REDES DE DRENAJE URBANO

El diseño de redes de drenaje urbano tiene dos problemas fundamentales: la topología de la red y el diseño hidráulico.

En cuanto al diseño topológico, como asegura Saldarriaga (2019), dado que existen muchas variables ligadas al proceso de diseño, existen muchos trazados posibles para un mismo número de cámaras de unión determinado. Entendiendo el trazado como el sentido de flujo de agua en las tuberías.

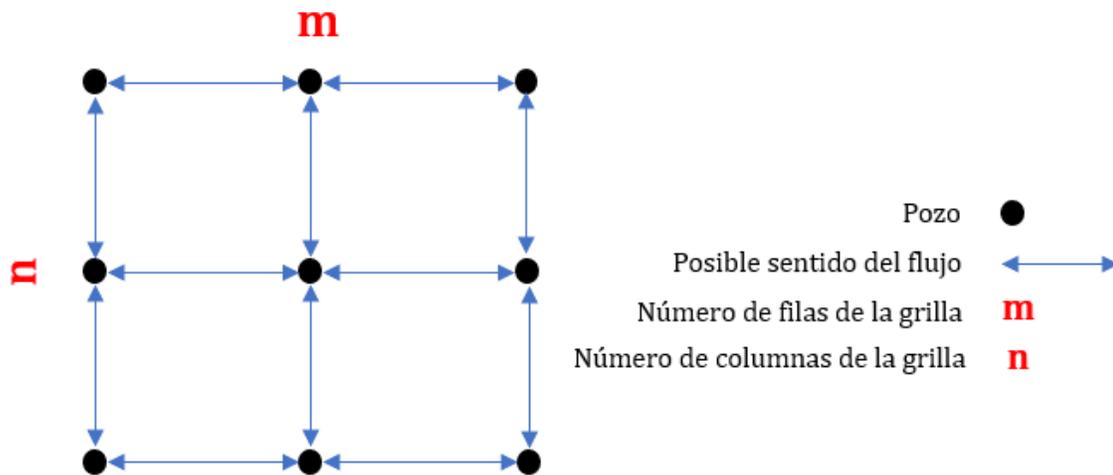


Figura 25: Grilla para la selección del trazado

Saldarriaga (2019) establece la siguiente ecuación para determinar el número de posibles trazados en una red de drenaje urbano.

$$\#_{Trazados} = 2^4 \cdot 3^{2(m+n-2)} \cdot 4^{(m-1)(n-1)}$$

Ecuación 21: Número de trazados para una red de alcantarillado

Dicha ecuación no considera el punto de descarga, ni la no-factibilidad de ciertos flujos (conecta todos los pozos). De este modo, dado que existen muchos posibles trazados, la topografía juega un papel determinante para seleccionar el trazado de la red.

Adicionalmente, a partir de Saldarriaga (2019), existen dos tipos de tubería para la selección del trazado. Tuberías de inicio y tuberías continuas. La diferencia radica en que las tuberías de inicio no están conectadas a un pozo aguas arriba.

Por otra parte, el diseño hidráulico se basa en definir el diámetro y las pendientes de las tuberías de la red. A partir de estos parámetros se pueden calcular los demás parámetros hidráulicos en la red.



---

A continuación, se presentan los pasos básicos para realizar un diseño de redes de alcantarillado, como afirma Saldarriaga (2019).

- 1) Definir los sentidos de flujo de los tramos (Selección del trazado)
- 2) Definir la ubicación de puntos de inicio
- 3) Calcular los caudales de diseño por tramo
- 4) Realizar los diseños por líneas independientes
- 5) Agregar cámaras de caída en caso de ser necesario



## 4. METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO OPTIMIZADO DE REDES DE DRENAJE URBANO

### 4.1. INTRODUCCIÓN

La optimización en diseños de drenaje urbano consiste en elegir parámetros de diseño que garanticen funcionalidad en el sistema y, fundamentalmente, se llegue al costo mínimo. Debido a la gran cantidad de alternativas en el diseño (tanto en la topología como en la hidráulica), surge la necesidad de proponer nuevas metodologías para asegurar funcionalidad y mínimo costo en el diseño de redes de alcantarillado.

En el diseño optimizado se debe hacer un procedimiento exhaustivo para evaluar todas las posibles alternativas de diseño. El número de dichas alternativas es función del número de tramos en la red. “Este tipo de problemas están catalogados dentro del conjunto de problemas NP-Duros, pues no existen algoritmos que puedan resolverlos de manera práctica” (Saldarriaga, Curso Sistemas de Drenaje Urbano, 2019).

Estos problemas de optimización por lo general son resueltos a partir de algún software. Entre mayor sea el número de alternativas factibles, mayor será el tiempo computacional hasta llegar a un diseño óptimo. De este modo, el diseño óptimo se elige a partir del costo total de la red. Según Saldarriaga (2019), se debe implementar una ecuación que permita modelar los costos de la red con base en ciertas variables de la red. Dentro de estas se encuentran: costo de la tubería (material, diámetro, longitud, etc.), costos totales de excavación y costo de las cámaras de inspección. En este sentido, la ecuación de costos y sus parámetros se vuelven fundamentales para determinar el diseño óptimo de la red.

### 4.2. ANTECEDENTES

Se han propuesto diversas metodologías para el diseño optimizado de redes de drenaje urbano. Por su parte, Haghghi y Bakhshipour en el 2015 plantean una metodología para optimizar la función de costos. Dichos autores aplican el uso de el “Tabú Search Algorithm” (TS), propuesto por Hertz y Werra en 1987. Dicho lo anterior, la principal función de este algoritmo, como afirman Hertz y Werra, la técnica TS es utilizada para moverse al mínimo valor de una función paso a paso en problemas de optimización.

Así, Haghghi y Bakhshipour presentan un modelo integrado de optimización para sistemas de drenaje urbano. En él, se propone una solución para el problema de selección de trazado y diseño hidráulico. En este sentido, una vez solucionado dicho problema de selección de trazado, el modelo realiza el diseño hidráulico determinando diámetros y profundidades de excavación. Asimismo, los autores establecen que la función objetivo es la ecuación de costo de la red de alcantarillado. De manera que, a través del método TS, se optimiza dicha ecuación



Asimismo, Haghghi y Bakhshipour en el año 2012, adaptan algoritmos genéticos (GA) para realizar un modelo de optimización introductorio. De modo que los GA cumplen la función de representar cromosomas, que consisten en diámetros, pendientes e indicadores de bombeo. En este sentido, la metodología de GA permite pasar el diseño optimizado de un problema con restricciones complejas no lineales, a un problema de optimización sin restricciones.

Por otro lado, Safavi y Geranmehr en el 2016, proponen una metodología de optimización. En esta, se implementa la Programación Lineal Entera Mixta (MILP). Así, dichos autores explican que esta metodología se basa en plantear una función objetivo que considere, simultáneamente, determinados parámetros de diseño. Estos son: costo de la tubería, costo de instalación de la tubería y la construcción de los pozos. Asimismo, esta función tiene en cuenta las restricciones mínimas y máximas en sistemas de alcantarillado. La función propuesta por Safavi y Geranmehr es la siguiente.

$$C = C_{tubería} + C_{pozo} = \sum_{i=1}^{nt} f(L_i, D_i, h_i) + \sum_{m=1}^{np} g(h'_m)$$

*Ecuación 22: Función objetivo propuesta por Safavi y Geranmehr (2016)*

Donde:

$C$ : costo total de la red

$C_{tubería}$ : costo de las tuberías

$C_{pozo}$ : costo de los pozos

$nt$ : número de tuberías

$np$ : número de pozos

$L_i$ : longitud de la tubería

$D_i$ : diámetro de la tubería

$h_i$ : profundidad de excavación de la tubería

$h'_m$ : profundidad de excavación del pozo

$f$ : función de costo para las tuberías

$g$ : función de costo para los pozos

A partir de la función objetivo, y de algunas desigualdades propuestas para cumplir las restricciones de diseño, los autores construyen un MILP que garantiza el diseño óptimo global. Finalmente, se propuso un método robusto método para optimizar el diseño de redes de alcantarillado.

#### 4.3. METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO OPTIMIZADO DESARROLLADO EN EL CIACUA

##### 4.3.1. DISEÑO HIDRÁULICO DE TUBERÍAS EN SERIE

Una de las metodologías más destacadas por el CIACUA, para el diseño optimizado de alcantarillados, fue propuesta por Duque (2013). Dicha metodología se basó, en primer



lugar, en solucionar el problema de diseño exclusivamente para series de tuberías de alcantarillado.

En la metodología de diseño optimizado de series de tuberías, Duque (2013) emplea el problema de ruta más corta. Dicho problema “pertenece a la rama de la optimización que estudia los problemas de flujo en redes.” (Duque, Metodología para la optimización del diseño de tuberías en serie en sistemas de alcantarillado, 2013, pág. 31). Para esto, generalmente se implementan grafos. Los grafos están compuestos por elementos llamados nodos, que están conectados mediante arcos, como mencionan Ahuja, Magnanti, y Orlin en 1993. Se afirma entonces, a partir de estos autores, que existen dos tipos de grafos: dirigidos y no dirigidos. En los dirigidos existe una dirección entre los nodos conectados, mientras que los no dirigidos los nodos son bidireccionales.

Uno de los tipos de problema de ruta más corta, es el algoritmo de Bellman – Ford. Como establece Resende y Pardalos en el 2006, este algoritmo iterativo está basado en ideas dinámicas programadas. Duque (2013) establece que dicho algoritmo surge a causa de la necesidad de conocer los tiempos mínimos de viaje en sistemas de transporte. En el caso de series de alcantarillado y, para modelar el grafo, Duque (2013) plantea que los nodos tengan las siguientes propiedades: la cota del nodo y el diámetro del nodo. Asimismo, los arcos tienen un costo y un diámetro asociados.

Para a una solución óptima, Duque (2013) plantea dos restricciones fundamentales durante dicho proceso iterativo.

- En las tuberías no pueden existir pendientes adversas
- En un pozo  $k$ , la tubería de salida debe tener un diámetro mayor o igual al de la tubería de entrada.

A partir de las anteriores restricciones, se reducen las alternativas. En consecuencia, encontrar una solución óptima resulta ser más rápido cuando se emplee la función de costo. En resumen, a partir del algoritmo de Bellman-Ford, Duque (2013), tiene en cuenta parámetros de diseño como el diámetro de las tuberías y la profundidad de excavación, para dar solución al diseño hidráulico (optimizado) en tuberías en serie.

Después de dar respuesta a un problema de diseño hidráulico de tuberías en serie, Duque (2015) propone una nueva metodología. Esta, no solamente resuelve el problema de diseño hidráulico. A su vez, realiza la selección del trazado. A este modelo de optimización se le llamó Underground Topography for Optimal Pipeline Infrastructure Assessment (UTOPIA). En el capítulo 4.3.3 y 4.3.4 se expondrá la metodología de Duque (2015) para la selección del trazado y diseño hidráulico en redes de drenaje urbano.



#### 4.3.2. INTRODUCCIÓN: REDES DE DRENAJE URBANO

Duque (2015) propone una metodología que consiste en solucionar, simultáneamente, el problema de selección de trazado y diseño hidráulico. Aguilar (2019) permite sintetizar esta metodología a partir del siguiente esquema.

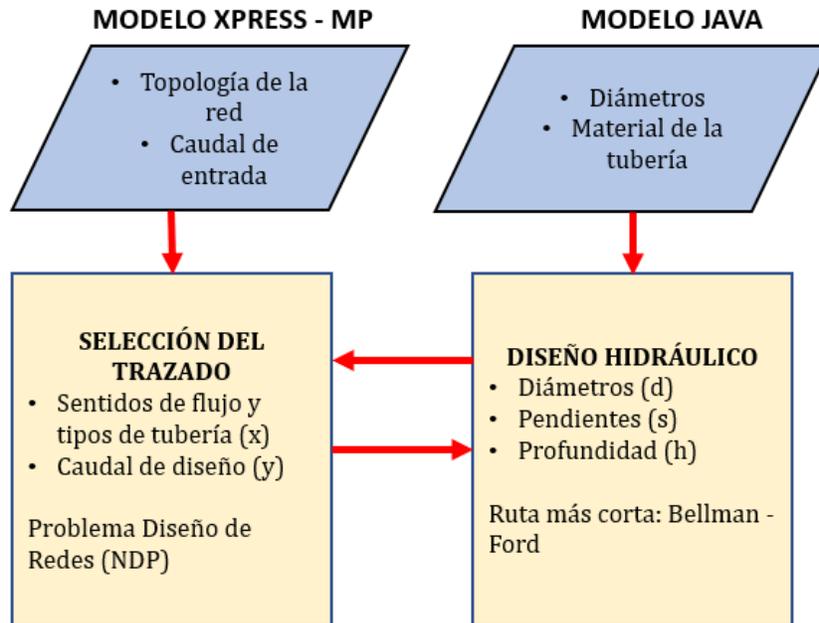


Figura26: Metodología desarrollada por Duque (2015) sintetizada por (Aguilar, Modelo de Optimización Multiobjetivo para el Diseño de Redes de Drenaje Urbano, 2019, pág. 17)

Como se puede ver, la metodología inicia con la topología de la red (coordinada z de los pozos) y el caudal de entrada para cada pozo. A partir de estos insumos, se selecciona el trazado (sentido de los flujos) en la red. Esto se hace a partir del programa XPRESS – MP. Posteriormente, a partir de un modelo en JAVA, se realiza el diseño hidráulico de la red en la primera iteración. Con este primer diseño, se vuelve a seleccionar el trazado de la red y así sucesivamente hasta completar determinadas iteraciones que indique el usuario.

#### 4.3.3. SELECCIÓN DEL TRAZADO DE REDES DE DRENAJE URBANO

En primer lugar, se debe seleccionar el trazado de la red. “Al ser redes abiertas, este tipo de sistemas no debe tener ciclos buscando evitar que el agua residual recircule por el mismo sitio. En este orden de ideas, se tienen dos tipos de tuberías: tuberías de inicio y tuberías continuas. Las tuberías de inicio son aquellas que están no tienen tuberías conectadas aguas arriba, es decir, están en los extremos de cada una de las ramas del árbol.” (Duque, 2015, pág. 28).



De este modo, las tuberías en el trazado tienen dos características: el sentido del flujo y el tipo de tubería (continua o de inicio). Entre dos pozos, existen 4 diferentes configuraciones para definir la tubería, como se muestra a continuación.

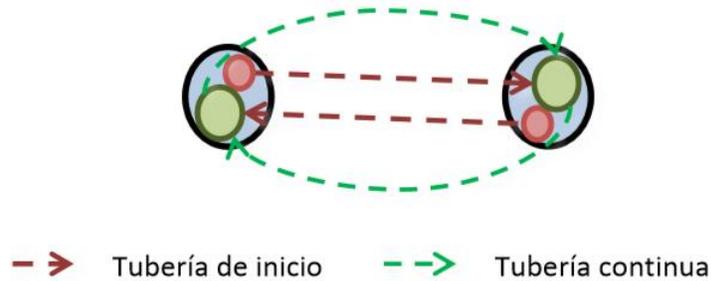


Figura 27: Tipo de tubería y posibles direcciones de flujo. (Duque, 2015, pág. 34).

Se presenta igualmente un esquema del grafo para la selección de trazado elaborado por Duque (2015).

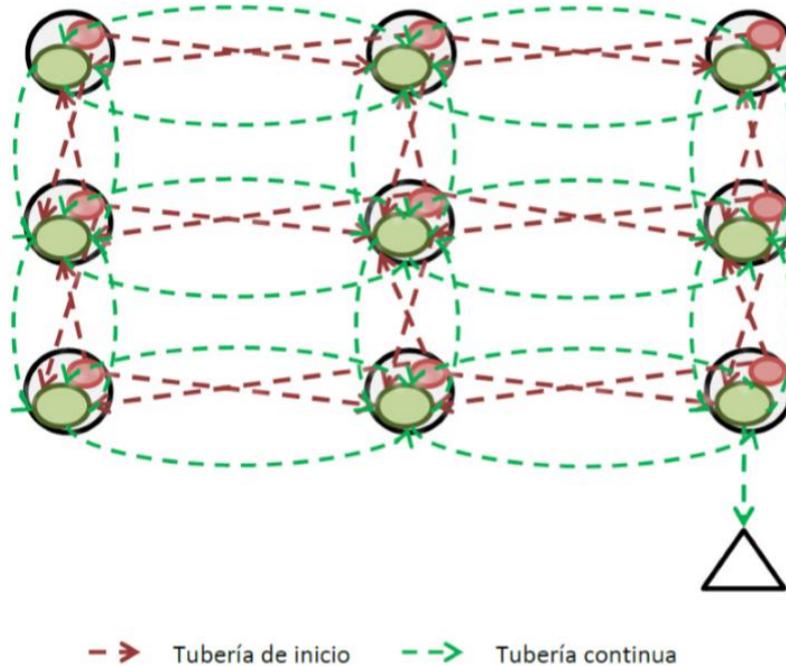


Figura 28: Grafo para la selección del trazado. (Duque, 2015, pág. 35).

Duque (2015) establece que, en cada pozo de inspección, debe haber máximo una tubería de salida continua, y tantas tuberías de inicio como pozos adyacentes al pozo en cuestión.



Asimismo, recalca que se debe diseñar asumiendo que no hay acumulación de agua en el sistema, y que toda el agua llega a un y solo a un punto de descarga. Finalmente, el software de optimización lineal XPRESS-MP soluciona este problema y determina el trazado de la red. Como establece Aguilar (2017), el propósito en esta etapa es minimizar costos que estén asociados al caudal y al tipo de tuberías.

#### 4.3.4. DISEÑO HIDRÁULICO DE REDES DE DRENAJE URBANO

Una vez ha sido definido el trazado de la red, se debe solucionar la hidráulica de la red. Esto es, determinar las pendientes de las tuberías y su respectivo caudal de diseño. En este sentido, Duque (2015) abarca el diseño hidráulico como un Problema de Ruta Más Corta. En este, se plantea la generación de tres diferentes grafos: grafo del trazado, el árbol y el grafo para el diseño hidráulico. El primero es un grafo que describe el trazado seleccionado. El segundo, denota las tuberías factibles en los pozos. Cada nodo en el árbol tiene almacenado un conjunto de subnodos. Estos subnodos tienen información acerca de los diámetros y sus respectivas cotas. Es con estos subnodos que, en el tercer grafo se soluciona el problema de ruta más corta a partir de la función de costo (el camino de mínimo costo), como plantea Duque (2015).

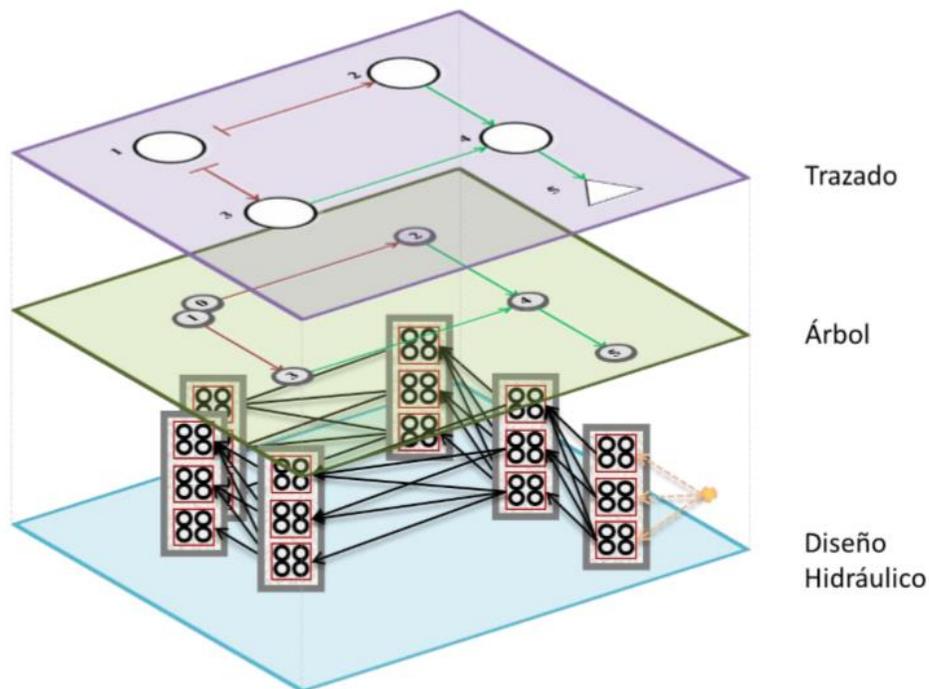


Figura 29: Solución para el diseño hidráulico de una red ejemplo. (Duque, 2015, pág. 55).



#### 4.3.5. VERSION EXTENDIDA PARA LA TOPOLOGÍA DE LA RED

El programa UTOPIA, cuenta con una versión desarrollada por Zambrano (2019). En ella, se emplea la programación lineal mixta considerando anteriormente por Duque (2015).

La metodología consiste en continuar empleando la programación lineal mixta, aunque ahora variando el método de selección de trazado. Este último busca solucionar el problema de selección de trazado teniendo en cuenta la topografía del terreno, la topología y los caudales de entrada a la red de drenaje. De este modo, con esta extensión, se obtienen diseños más económicos que la metodología base. Esto se logró a partir de criterios que, para terrenos empinados, buscan reducir la profundidad de excavación a partir de la topografía del terreno. Además, para terrenos planos, se establecieron criterios que buscan minimizar la longitud de las series principales de la red de drenaje hasta el punto de descarga.



## 5. RESTRICCIONES DE DISEÑO EN SISTEMAS DE DRENAJE URBANO

### 5.1. INTRODUCCIÓN

Las restricciones hidráulicas de diseño son criterios fundamentales para diseñar en redes de drenaje urbano. El cumplimiento de estas normas puede garantizar funcionalidad hidráulica, estructural, geotécnica y sanitaria. A continuación, se describen las restricciones de diseño que se pretenden analizar.

### 5.2. PROFUNDIDAD MÁXIMA DE EXCAVACIÓN

Este parámetro se puede entender como la distancia entre la cota en la superficie del terreno y la cota clave de la tubería donde se va a instalar. Para la profundidad máxima a cota clave de excavación, como establece el RAS 2016, se debe definir teniendo en cuenta el tipo de suelo, equipos y métodos de excavación y, finalmente, métodos de entibado disponibles. Este reglamento establece por lo general una profundidad máxima de 5 metros.

### 5.3. ESFUERZO CORTANTE MÍNIMO

El esfuerzo cortante mínimo se define en el RAS 2016 como “el valor mínimo de esfuerzos cortantes que deben actuar sobre la pared de un conducto para que se presenten condiciones de autolimpieza.”. Esta autolimpieza es necesaria sobre todo en alcantarillados pluviales, debido a la acumulación de arenas y sedimentos que se pueden filtrar en el sistema. El RAS 2016 propone la siguiente ecuación para el cálculo el esfuerzo cortante en tuberías de alcantarillado.

$$\tau = \gamma RS$$

*Ecuación 23: Esfuerzo cortante en las paredes de tuberías de alcantarillado*

Donde:

$\tau$ : esfuerzo cortante en la pared de la tubería (Pa)

$\gamma$ : peso específico del agua ( $\text{N/m}^3$ )

$R$ : radio hidráulico de la tubería (m)

$S$ : pendiente de fondo de la tubería (m/m)

### 5.4. RELACIÓN DE LLENADO MÁXIMA

En alcantarillados sanitarios y pluviales, debido a la gran carga contaminante presente, es posible que se generen gases tóxicos en las tuberías. El RAS 2016 recalca sobre “la posible generación de gases y vapores (entre ellos sulfuros) que ocasionen problemas operativos en la red”. De este modo, se debe garantizar condiciones de flujo libre y aireación en las tuberías. Adicionalmente, limitando la profundidad de flujo en las tuberías, se previenen sobrecargas en el sistema.

Por las anteriores razones, el RAS 2016 establece la restricción de relación de llenado máxima. Esta se puede definir como la relación entre la profundidad de flujo del agua y el



diámetro de la tubería. El porcentaje o relación de llenado en tuberías se calcula como se muestra.

$$\%de\ llenado = \frac{y_n}{d}$$

*Ecuación 24: Relación de llenado en tuberías de alcantarillado*

Donde:

$y_n$ : profundidad normal de flujo

$d$ : diámetro de la tubería

### 5.5. VELOCIDAD MÁXIMA

Asimismo, el RAS 2016 da lineamientos acerca de la velocidad máxima a la cual puede ir el agua en sistemas de alcantarillado. Esta restricción fue reglamentada debido al riesgo o potencial de desgaste que tienen los sistemas de presentar erosión. Por lo general, se definió una velocidad máxima de 5m/s en sistemas de alcantarillado. No obstante, para materiales lisos como por ejemplo el PVC, la velocidad máxima es de 10 m/s.

### 5.6. VELOCIDAD MÍNIMA

Con el fin de garantizar autolimpieza en las tuberías de alcantarillado. Se debe establecer una velocidad mínima en el flujo. Para alcantarillados pluviales se debe tener mínimo una velocidad de 0.75m/s para diámetros menores a 450mm. En caso de tener diámetros mayores a 450mm, se debe garantizar un esfuerzo cortante mínimo de 2.5Pa. Por su parte, En el caso de alcantarillados sanitarios, se debe asegurar una velocidad de 0.45m/s para diámetros menores a 450mm. Si el diámetro es mayor a 450mm, se debe garantizar un esfuerzo cortante de 1.5Pa.

### 5.7. DIÁMETRO MÍNIMO

En redes de alcantarillado, también fue necesario reglamentar un diámetro interno mínimo para las tuberías. Como menciona el RAS 2011, “con el fin de evitar las posibles obstrucciones que ocurran en los tramos, causadas por objetos relativamente grandes que puedan entrar al sistema”. El diámetro interno mínimo para sistemas sanitarios y pluviales es de 170mm y 215mm respectivamente.



## 6. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA Y METODOLOGÍA GENERAL

### 6.1. JUSTIFICACIÓN

Como se mencionó anteriormente, las redes de drenaje urbano son necesarias para la salubridad de la población. Sin embargo, en Colombia el costo de implementación de estas obras hidráulicas resulta muy alto en comparación con el presupuesto de muchos municipios. Según el Plan Director de Agua y Saneamiento Básico publicado en el 2018 por el Ministerio de Vivienda, la cobertura de servicios de alcantarillado en zonas urbanas y rurales es de 92.4% y 70.1% respectivamente. En este sentido, aproximadamente el 30% de la población rural no cuenta con este servicio.

A partir de lo anterior, nace la necesidad de proponer nuevas estrategias para reducir los costos de este tipo de proyectos. Esto, con el objetivo de brindar alternativas y soluciones económicas a entidades que busquen invertir en redes de alcantarillado. Una de las estrategias, es implementar diseños optimizados que permitan garantizar una alta funcionalidad al menor costo posible. Los diseños optimizados dependen de muchos parámetros. Dentro de estos, se encuentran: las restricciones de diseño y la topografía del terreno.

Las restricciones de diseño en alcantarillados son criterios fundamentales para el desempeño estructural, hidráulico, geotécnico y sanitario de estos sistemas. El RAS 2016 establece los lineamientos para diseñar considerando estos criterios. Dentro de estas restricciones se encuentran: la profundidad máxima de excavación; el esfuerzo cortante mínimo; la relación de llenado máxima; la velocidad mínima y máxima; el diámetro mínimo comercial.

Estas restricciones tienen repercusiones en el diseño de estas redes y, por lo tanto, en sus costos. Por otra parte, la topografía también tiene un impacto en los costos totales de la red. Lo anterior, debido a que a partir de la topografía se determina la selección del trazado y, por lo tanto, del diseño hidráulico. De este modo, surge la cuestión de **comprender el comportamiento de los costos totales en función de las restricciones de diseño y la topografía del terreno** para una red de drenaje urbano específica.

### 6.2. METODOLOGÍA GENERAL

#### 6.2.1. RESTRICCIONES Y TOPOGRAFÍA

En esta investigación, se busca identificar el comportamiento de los costos totales de una red de alcantarillado a partir de dos variables: las restricciones de diseño y la topografía del terreno. Por lo tanto, se propone una metodología que permita analizar simultáneamente ambos parámetros implementando el programa UTOPIA.



En primer lugar, se proponen intervalos de variación para cada restricción de diseño. Dentro de estos intervalos, se debe incluir el valor de las restricciones reglamentadas en el RAS 2016. Esto, con el fin de comparar los costos de la red a partir de las restricciones actuales con los costos ante distintas variaciones restrictivas. Las restricciones de análisis son: la profundidad máxima de excavación; el esfuerzo cortante mínimo; la relación de llenado máxima; la velocidad mínima y máxima; el diámetro mínimo comercial.

Para evidenciar cambios en los costos cuando haya variación en cierta restricción específica, es fundamental mantener los demás parámetros de diseño constantes para cada diseño. Estos parámetros incluyen las demás restricciones de diseño, la topología de la red, los diámetros comerciales, la ecuación de costos, material de las tuberías, entre otros. Por consiguiente, las restricciones de diseño que permanecerán constantes adoptarán su respectivo valor establecido por el RAS 2016.

De este modo, se debe recalcar las condiciones de la red que permanecerán constantes a lo largo de todo el análisis.

*Tabla 5: Características de la red de alcantarillado de análisis*

<b>Parámetro</b>	<b>Descripción</b>
Tipo de alcantarillado	Pluvial
Material de las tuberías	PVC ( $K_s = 0.0015\text{mm}$ )



Asimismo, se presenta la lista de diámetros comerciales a implementar.

*Tabla 6: Lista de diámetros comerciales*

<b>Diámetro (milímetros)</b>
182.0
227.0
452.0
595.0
670.0
747.0
824.0
977.6
1054.0

Finalmente, se establecen los valores de las restricciones de diseño por defecto para el análisis de sensibilidad.

*Tabla 7: Restricciones de diseño por defecto*

<b>Restricciones de diseño por defecto</b>		
<b>Restricción</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidades</b>
Profundidad máxima de excavación	5	Metros
Esfuerzo cortante mínimo	1.5	Pascales
Relación de llenado máxima	93	%
Velocidad máxima	10	Metros sobre segundo
Velocidad mínima	0.45	Metros sobre segundo
Diámetro mínimo	182	Milímetros

Una vez se haya determinado el comportamiento de los costos ante variaciones de las restricciones de diseño en el terreno original, se procede a realizar el mismo análisis de



variación en las restricciones, esta vez para distintas topografías del terreno. De este modo se realizarán, a partir de una metodología de variación topológica de la red, 5 diferentes terrenos. Algunos con mayores pendientes o más empinados, y otros con menores pendientes o menos inclinados. Se presenta una descripción de los terrenos que se van a crear en orden **ascendente** de inclinación.

*Tabla 8: Abreviatura de los terrenos de análisis*

<b>Descripción</b>	<b>Abreviatura</b>
Terreno totalmente plano	V <sub>1</sub>
Terreno semiplano	V <sub>2</sub>
Terreno parcialmente plano	V <sub>3</sub>
Terreno original	V <sub>4</sub>
Terreno inclinado	V <sub>5</sub>
Terreno más inclinado	V <sub>6</sub>

#### 6.2.1. ANÁLISIS DE MÁXIMA RELACIÓN DE LLENADO ÓPTIMA

Adicionalmente, se realizará un análisis para identificar la máxima relación de llenado óptima para cada terreno. Específicamente, en qué relación de llenado máxima se encuentra el diseño optimizado de menor costo.

#### 6.2.2. ECUACIÓN DE VELOCIDAD MEDIA DE FLUJO

La ecuación que se utilizará para determinar la velocidad media de flujo en las tuberías es la ecuación de Darcy – Weisbach en conjunto con la ecuación de Colebrook – White. Al ser una ecuación físicamente basada, brinda muchas ventajas en el diseño de alcantarillados como evitar el sobredimensionamiento de estos sistemas.

#### 6.2.3. ECUACIÓN DE COSTOS

La ecuación de costos representa un componente fundamental del análisis de sensibilidad. A partir de esta se puede relacionar los costos de la red a ciertos parámetros de diseño como la profundidad de excavación y el diámetro de las tuberías que componen la red.

La ecuación que será empleada para el análisis es la propuesta por Maurer et al. (2010). Esta ecuación hace parte de un modelo de infraestructura de agua urbana. El modelo cuenta con dos módulos: el área de la zona de captación y los costos de construcción de alcantarillados. En el módulo de costos de construcción, Maurer et al. (2010) establecen que los parámetros



de construcción más importantes son: el diámetro de la tubería, la profundidad a la cual son instaladas las tuberías, y la complejidad de la construcción (zona vial o zona verde). Se explica además que, por simplicidad, no se tienen en cuenta otros parámetros como el material de la tubería y costos en regulación constructiva y de seguridad. La ecuación propuesta por Maurer et al. (2010) es la siguiente.

$$C = \alpha \cdot D + \beta$$

*Ecuación 25: Costo de un tramo por metro lineal – Ecuación de Maurer et al. (2010).*

Donde:

$C$ : costo específico en US\$m<sup>-1</sup>

$D$ : profundidad de excavación promedio

$\alpha$ : coeficiente de costo asociado a la profundidad de excavación en función del diámetro US\$m<sup>-2</sup>

$\beta$ : coeficiente de costo asociado al diámetro y complejidad de la construcción US\$m<sup>-1</sup>

De igual forma, se pueden calcular los coeficientes de costo como se sigue.

$$\alpha = m_{\alpha} \cdot DN + n_{\alpha}$$

*Ecuación 26: Coeficiente  $\alpha$  en la ecuación de Maurer et al. (2010).*

Donde:

$DN$ : diámetro de las tuberías en metros

$m_{\alpha}, n_{\alpha}$ : coeficientes de costo asociados a regresiones lineales del modelo de costo en US\$m<sup>-2</sup> mm<sup>-1</sup> y US\$m<sup>-2</sup> respectivamente.

Igualmente, para:

$$\beta = f_{SF1} \cdot m_{\beta} \cdot DN + f_{SF2} \cdot n_{\beta}$$

*Ecuación 27: Coeficiente  $\beta$  en la ecuación de Maurer et al. (2010).*

Donde:

$DN$ : diámetro de las tuberías en metros

$f_{SF1}, f_{SF2}$ : factores de reducción adimensionales asociados a la complejidad de la construcción

$m_{\beta}, n_{\beta}$ : coeficientes de costo asociados a regresiones lineales del modelo de costo en US\$m<sup>-1</sup> mm<sup>-1</sup> y US\$m<sup>-1</sup> respectivamente.

Es necesario recalcar que Maurer et al. (2012) emitió los factores de reducción en el coeficiente  $\beta$ . Esto, con el objetivo de que las unidades sean consistentes al Sistema Internacional (SI) y obtener los costos totales de la red, Aguilar (2017) modificó la ecuación. De modo que la ecuación que se empleará en la presente metodología es la siguiente.

$$C = (\alpha \cdot D + \beta) \cdot l$$

*Ecuación 28: Costo de un tramo – Ecuación de Maurer et al. (2012).*

Donde:



$C$ : costo específico en US\$

$D$ : profundidad de excavación promedio

$l$ : longitud de la tubería en metros

$\alpha$ : coeficiente de costo asociado a la profundidad de excavación en función del diámetro US\$m<sup>-2</sup>

$\beta$ : coeficiente de costo asociado al diámetro y complejidad de la construcción US\$m<sup>-1</sup>

Los coeficientes se calcularán como se muestra a continuación.

$$\alpha = m_{\alpha} \cdot DN + n_{\alpha}$$

*Ecuación 29: Coeficiente  $\alpha$  modificado en la ecuación de Maurer et al. (2012).*

Donde:

$DN$ : diámetro de la tubería en metros

$m_{\alpha}, n_{\alpha}$ : coeficientes de costo asociados a regresiones lineales del modelo en unidades de US\$m<sup>-3</sup> y US\$m<sup>-2</sup> respectivamente.

Igualmente, para  $\beta$ :

$$\beta = n_{\alpha} \cdot DN + n_{\beta}$$

*Ecuación 30: Coeficiente  $\beta$  modificado en la ecuación de Maurer et al. (2012).*

Donde

$DN$ : diámetro de la tubería en metros

$m_{\beta}, n_{\beta}$ : coeficientes de costo asociados a regresiones lineales del modelo de costo en US\$m<sup>-2</sup> y US\$m<sup>-1</sup> respectivamente. Los valores de cada constante son los siguientes.

Finalmente, se exponen los valores propuestos por Aguilar (2017) para la ecuación modificada.

*Tabla 9: Valor de los parámetros modificados por Aguilar (2017) para la ecuación de Maurer et Al. (2012)*

Parámetro	Valor
$m_{\alpha}$	1.02
$n_{\alpha}$	127
$m_{\beta}$	0.11
$n_{\beta}$	37



## 7. CASO DE ESTUDIO: 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. A continuación se presenta el sector de estudio.

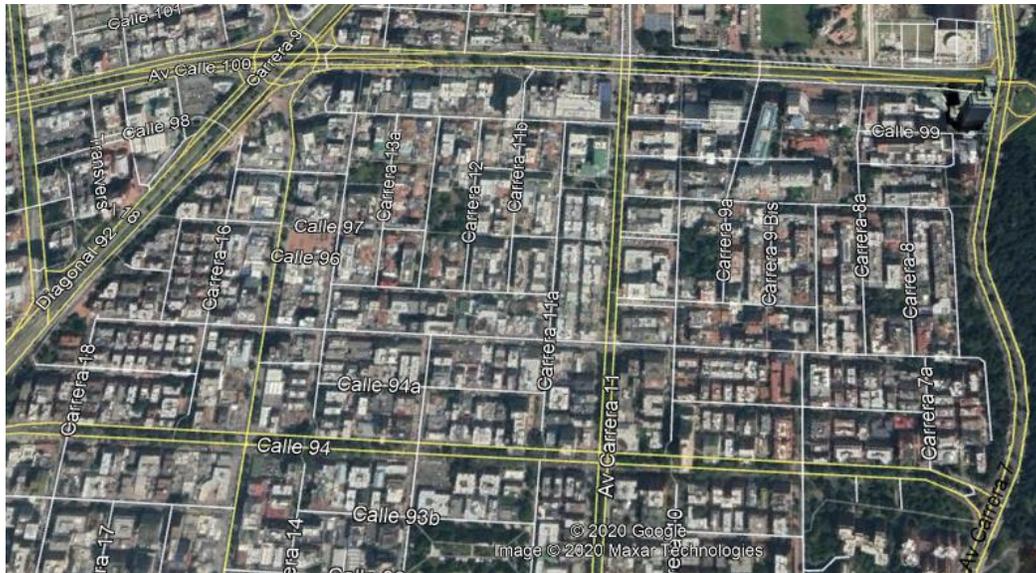


Figura 30: Parte del barrio Chicó

Igualmente, la delimitación del área aferente a la red Chicó Sur.



Figura 31: Delimitación de la red Chicó Sur



Finalmente, se expone la red Chicó Sur y su respectivo punto de descarga.

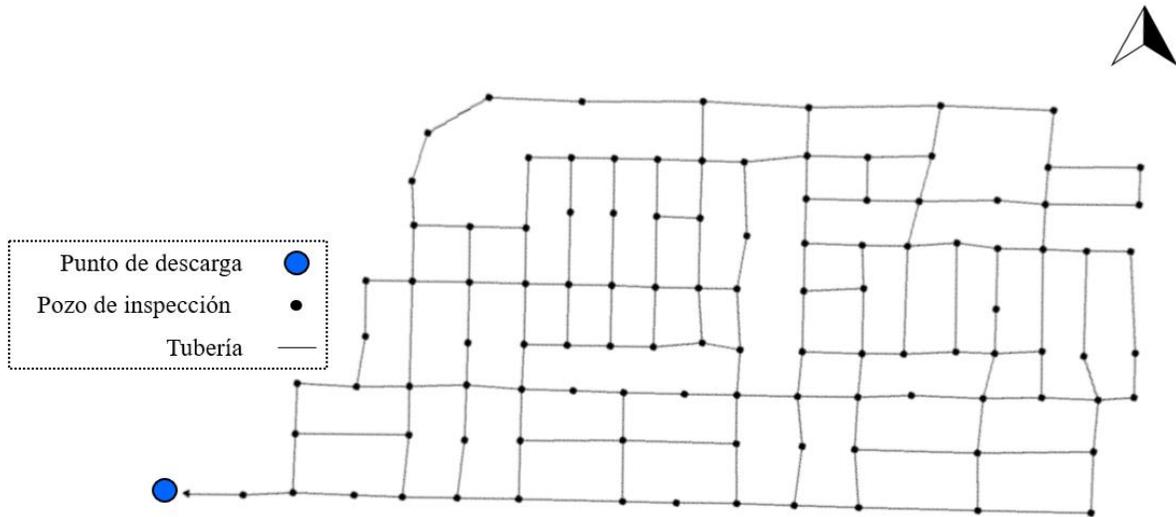


Figura 32: Red Chicó Sur

Esta red está compuesta por 109 pozos de inspección y 160 tuberías. El perímetro de la cuenca aferente a la red es de aproximadamente 4.43 kilómetros, mientras que el área tiene aproximadamente 86.4 hectáreas. Por otro lado, en el artículo “An exact methodology for sewer systems design” realizado por Duque, Duque, Saldarriaga y Medaglia en el año 2016, se establecen los caudales de diseño para cada pozo. Así como también se expone el caudal en el punto de descarga, cuyo valor es 1.524 m<sup>3</sup>/s. Las coordenadas x, y y z la de cada pozo y sus respectivos caudales se presentan en el Anexo A.

Adicionalmente, se presenta el número de identificación de cada pozo para la red.

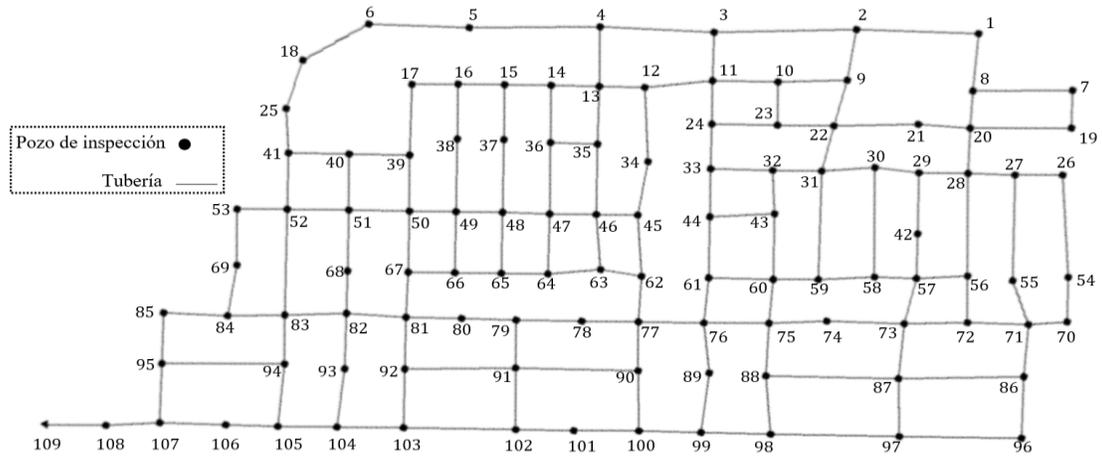


Figura 33: Identificación de los pozos de la red Chicó Sur



## 8. METODOLOGÍA PARA LA VARIACIÓN DE LAS RESTRICCIONES DE DISEÑO

### 8.1. INTRODUCCIÓN

Como se mencionó anteriormente, con el objetivo de variar las restricciones hidráulicas de diseño, se propone plantear intervalos de variación para cada restricción. Esto permitirá analizar el comportamiento de los costos ante variaciones en las restricciones, para cada topografía. De este modo, se define el límite inferior y superior como el rango de análisis para cada restricción. Asimismo, el intervalo se entiende como el paso de variación.

### 8.2. LÍMITES E INTERVALOS PARA CADA RESTRICCIÓN DE DISEÑO

A continuación, se presentan los límites, unidades e intervalos de cada restricción, para realizar el respectivo análisis de variación.

*Tabla 10: Límites e intervalos para la variación de restricciones de diseño*

<b>Restricción</b>	<b>Unidades</b>	<b>Límite inferior</b>	<b>Límite superior</b>	<b>Intervalo</b>
Profundidad máxima	Metros	3.5	7	0.25
Esfuerzo cortante	Pascales	0	4.6	0.2
Relación de llenado	%	25	100	5
Velocidad máxima	m/s	6	2	0.2
Velocidad mínima	m/s	0	1.7	0.2 para [0,0.8] y 0.1 para [0.9,1.7]
Diámetro mínimo	mm	182	1054	Todos los diámetros expuestos en la Tabla 6

Del mismo modo, se debe establecer el intervalo de variación para el análisis de máxima relación de llenado óptima. Aguilar (2017) establece que “La relación de llenado máxima alta permite optimizar de mejor manera el flujo en las tuberías, y por lo tanto minimizar los costos de construcción”. Teniendo en cuenta que el diseño óptimo se encuentra en valores altos de esta restricción, se presentan los límites e intervalo propuestos.



Tabla 11: Límites e intervalo para la variación de altas relaciones de llenado máximas

<b>Restricción</b>	<b>Unidades</b>	<b>Límite inferior</b>	<b>Límite superior</b>	<b>Intervalo</b>
Máxima relación de llenado óptima	%	80	100	1



## 9. TOPOLOGÍA Y TOPOGRAFÍA

### 9.1. ANÁLISIS DE LA TOPOGRAFÍA ACTUAL

La topografía en la red Chicó Sur tiene las pendientes más altas en las zonas cercanas a la carrera séptima. A medida que la red se acerca a la calle 97, las pendientes van disminuyendo hasta volverse un terreno relativamente plano. Precisamente es en las zonas planas donde se encuentra la descarga, está cerca de la calle 97. A continuación se puede ver una ilustración de una calle perteneciente al terreno de análisis, con vista hacia la carrera séptima.



*Figura 34: Calle del barrio Chicó*



De igual forma, se presenta la topografía estimada del terreno.

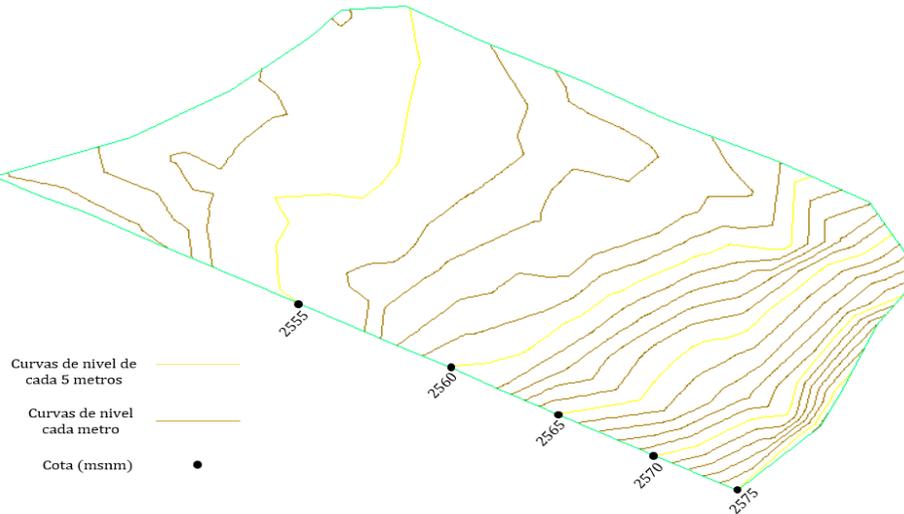


Figura 35: Topografía actual del terreno

## 9.2. METODOLOGÍA PARA LA VARIACIÓN TOPOLÓGICA DE LA RED

Con el objetivo de determinar el comportamiento de los costos ante la variación de la topografía del terreno aferente a la red, es necesario plantear diferentes terrenos. Algunos más empinados y otros más planos que el terreno original. En este sentido, se propone variar la topología de la red, para así cambiar de manera indirecta la topografía del terreno. Específicamente, a partir de la variación de la cota (la coordenada  $z$ ) de los pozos de la red, variar la topografía. Simultáneamente, establecer una metodología que pueda ser aplicable a cualquier red de drenaje urbano.

Esta metodología consiste principalmente en una variación lineal de las cotas de estos pozos a partir de un pozo de referencia. Este pozo de referencia es el pozo de menor cota en toda la red. Establecido este pozo, se debe proponer una tasa de variación lineal independiente para cada pozo. De manera que cada pozo de la red varíe en función del pozo de menor cota, hasta llegar a una topología igual para todos los pozos. En otras palabras, que todos los pozos tengan la misma cota, lo cual se traduce en un terreno totalmente plano.

De este modo, se debe definir los parámetros iniciales para poder llevar a cabo dicha metodología.

- $M$ : Conjunto de  $k$  pozos de inspección de la red de alcantarillado
- $M = \{m_1, m_2, m_3, \dots, m_i, \dots, m_k\}$



- $\nabla$ : Conjunto de cotas de los  $k$  pozos de inspección
- $\nabla = \{\nabla_1, \nabla_2, \nabla_3, \dots, \nabla_i, \dots, \nabla_k\}$
- $M_m$ : Pozo de menor cota
- $\nabla_m$ : Cota del pozo  $M_m$

Ahora bien, se establece la ecuación para calcular la tasa de variación lineal independiente para cada pozo de la red.

$$\Delta z_i = \frac{\Delta Z_i}{V} = \frac{\nabla_i - \nabla_m}{V}$$

*Ecuación 31: Tasa de variación lineal por pozo*

Donde:

$\Delta z_i$ : tasa de variación lineal para cada pozo  $i$

$\Delta Z_i$ : distancia entre la cota del pozo  $i$  y  $\nabla_m$

$\nabla_i$ : cota del pozo  $i$

$V$ : constante arbitraria  $\geq 1$

El valor de  $V$  depende del cambio topológico al que se busque llegar. Entre más pequeña sea  $\Delta z_i$ , habrá más número de topologías  $j$  antes de llegar al terreno plano. Finalmente, se calcula las cotas por cada pozo, del nuevo terreno. Esto se logra con la siguiente ecuación.

$$\nabla_{i_{j+1}} = \nabla_{i_j} - \Delta z_i$$

*Ecuación 32: Nueva cota del pozo para la variación  $j$*

Donde:

$\nabla_{i_{j+1}}$ : cota del pozo  $i$  para la variación  $j+1$

$\nabla_{i_j}$ : cota del pozo  $i$  para la variación  $j$

De este modo, realizados  $V$  pasos es posible llegar a un terreno plano. Lo anterior se puede demostrar resolviendo la Ecuación 31 para  $\nabla_m$ .

$$\nabla_i - V \cdot \Delta z_i = \nabla_m$$



$$\nabla_i - \sum_{j=1}^V \Delta z_{ij} = \nabla_m$$

*Ecuación 33: Demostración de terrenos planos para V pasos*

La ecuación también es válida para generar terrenos más empinados que el terreno original. Esto se consigue exclusivamente a partir del parámetro V. La principal excepción es que, el terreno no va a llegar nunca a un terreno totalmente plano. A continuación, se muestra el rol que cumple la constante V en dicha ecuación:

*Tabla 12: Aplicación del parámetro V*

<b>Caso</b>	<b>Rango</b>	<b>Tipo de terreno</b>	<b>Descripción</b>
1	$V \geq 1$	Se obtienen terrenos más planos que el original	Se llega a un terreno plano en V pasos
2	$V \leq -1$	Se obtienen terrenos más inclinados que el original	No se llega a un terreno plano. $M_m$ siempre será el pozo de menor cota en la red
3	$V = \frac{\nabla_m}{\nabla_i} - 1$	Terreno original invertido sobre el plano xy	No se llega a un terreno plano. $M_m$ se vuelve el pozo de mayor cota en la red.

Es importante recalcar que, para esta investigación, se hará uso de todos los casos menos el caso 3. La metodología descrita se puede ilustrar en el ejemplo que se presenta a continuación.

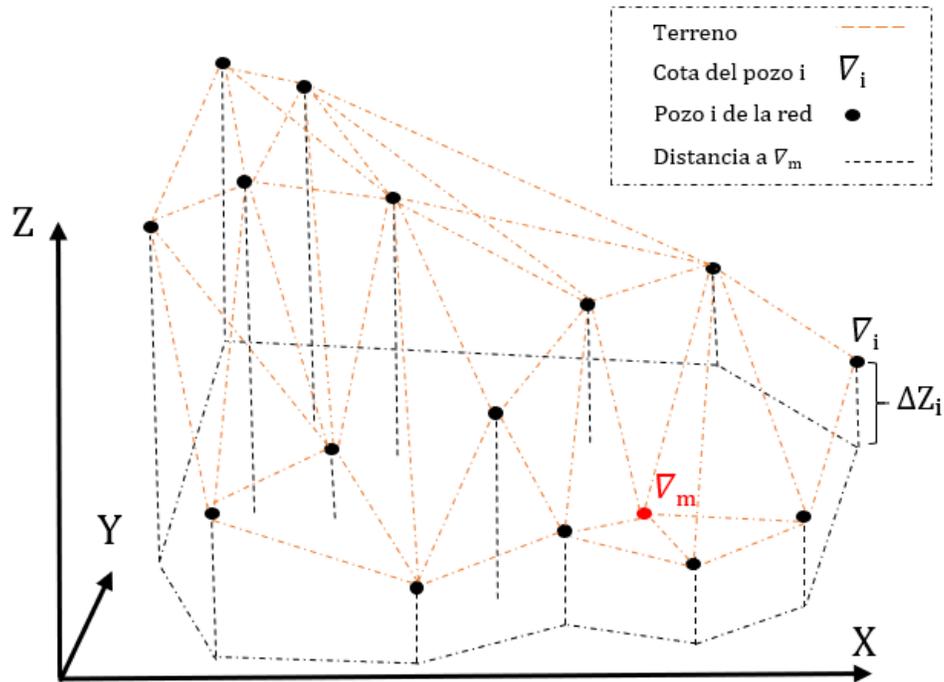


Figura 36: Topología de una red ejemplo

Así, implementando la metodología para un  $V \geq 1$  se pretende llegar al siguiente resultado.

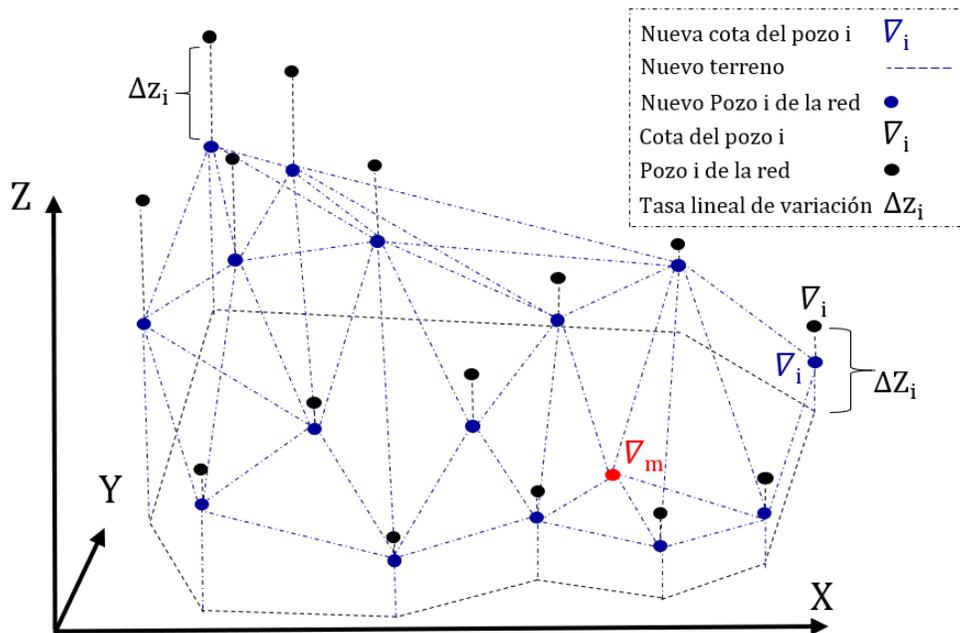


Figura 37: Topología de la red ejemplo más plana que la topología original



Para un  $V < 1$  se tiene el siguiente modelo:

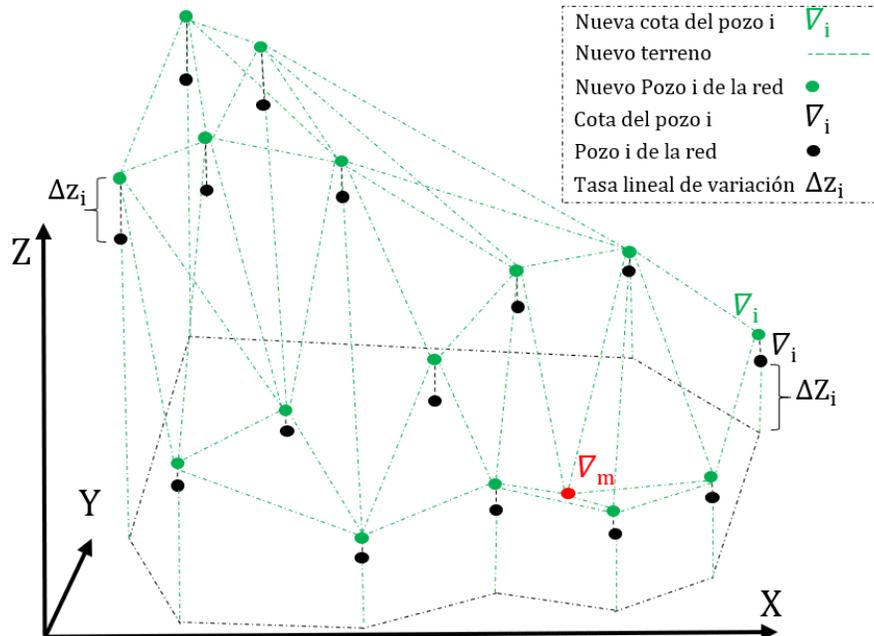


Figura 38: Topología de la red ejemplo más inclinada que la topología original

Finalmente, es necesario establecer el valor de  $V$  y el número de pasos  $j$  o  $\Delta z$  para llegar a cada terreno.

Tabla 13: Valor de  $V$  y número de  $\Delta z_i$  para llegar a los terrenos objetivo

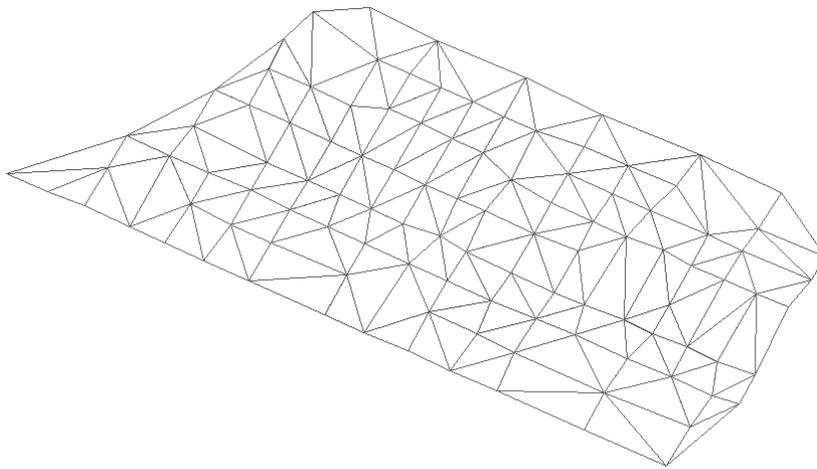
Valor del parámetro $V$	Terreno	Número de $\Delta z_i$
5	$V_1$	$5\Delta z_i$
5	$V_2$	$4\Delta z_i$
5	$V_3$	$2\Delta z_i$
No aplica	$V_4$	No aplica
-5	$V_5$	$2\Delta z_i$
-5	$V_6$	$4\Delta z_i$



### 9.3. METODOLOGÍA PARA LA VARIACIÓN TOPOGRÁFICA DEL TERRENO

Teniendo las coordenadas originales, y calculadas las nuevas coordenadas de los pozos para cada terreno, a partir del programa CIVIL 3D 2020 se puede crear los nuevos terrenos y sus respectivas curvas de nivel.

Para esto, primero se debe crear un modelo digital de elevaciones (DEM). (Peña, 2006) define un DEM como un modelo que permite representar el relieve de un terreno. Posteriormente, con el DEM es posible crear una superficie Triangular Irregular Networks (TIN).



*Figura 39: TIN generado a partir de la topología original de la red Chicó Sur*

Una TIN es importante para la generación de nuevos terrenos a partir de coordenadas. Además, “Los TIN permiten modelar las superficies heterogéneas eficazmente incluyendo más puntos en áreas donde la superficie es muy variable y menos en lugares donde la superficie es relativamente constante” (Peña, 2006, pág. 204).

En este sentido, a partir de la TIN se pretende crear las curvas de nivel tanto del terreno original como de los nuevos terrenos. De esta manera se ilustrarán los cambios en la topografía para los nuevos terrenos.



## 10. RESULTADOS

### 10.1. VARIACIÓN TOPOLÓGICA Y TOPOGRÁFICA

#### 10.1.1. TOPOLOGÍA DE LA RED

Con la intención de exponer la metodología propuesta, se presentará el procedimiento de variación de topología el pozo 96 para los terrenos  $V_1$  y  $V_6$ . En primer lugar, se determinó que el pozo que tiene la menor cota en la red es el 108. De esta forma se calcula  $\Delta z_{96}$  con la Ecuación 31 para los dos terrenos.

Para  $V_1$ :

$$5\Delta z_{96} = \frac{5 \cdot \Delta Z_{96}}{V} = \frac{5 \cdot (\nabla_{96} - \nabla_{108})}{V}$$

$$5\Delta z_{96} = \frac{5 \cdot \Delta Z_{96}}{V} = \frac{5 \cdot (2575.185 - 2551.463)}{5}$$

$$5\Delta z_{96} = \frac{5 \cdot \Delta Z_{96}}{V} = \frac{5 \cdot (2575.185 - 2551.463)}{5}$$

$$5\Delta z_{96} = 23.722\text{m}$$

Con la Ecuación 32 se calcula la cota final del pozo 96 para el terreno  $V_1$ .

$$\nabla_{96-5} = \nabla_{96_0} - 5\Delta z_{96}$$

$$\nabla_{96-5} = 2575.185 - 23.722$$

$$\nabla_{96-5} = 2551.463$$

Para  $V_6$ :

$$4\Delta z_{96} = \frac{4 \cdot \Delta Z_{96}}{V} = \frac{4 \cdot (\nabla_{96} - \nabla_{108})}{V}$$

$$4\Delta z_{96} = \frac{4 \cdot (2575.185 - 2551.463)}{-5}$$

$$4\Delta z_{96} = -18.978\text{m}$$

Con la Ecuación 32 se calcula la cota final del pozo 96 para el terreno  $V_1$ .

$$\nabla_{96+4} = \nabla_{96_0} - 4\Delta z_{96}$$



$$\nabla_{96,+4} = 2575.185 - (-18.978)$$

$$\nabla_{96,+4} = 2594.163\text{m}$$

A continuación, se muestran las cotas del pozo 96 para los diferentes terrenos de análisis.

Tabla 14: Cotas del pozo 96 para todos los terrenos de análisis

Terreno	Cota (msnm)
V1	2551.463
V2	2556.207
V3	2565.696
V4	2575.185
V5	2584.674
V6	2594.163

Los resultados de las cotas de los distintos terrenos para los demás pozos de la red se muestran en el Anexo B.

### 10.1.2. TOPOGRAFÍA DEL TERRENO

A continuación, se presenta los diferentes mapas topográficos obtenidos para cada terreno. En estos, se evidencia las curvas de nivel y sus respectivas cotas.

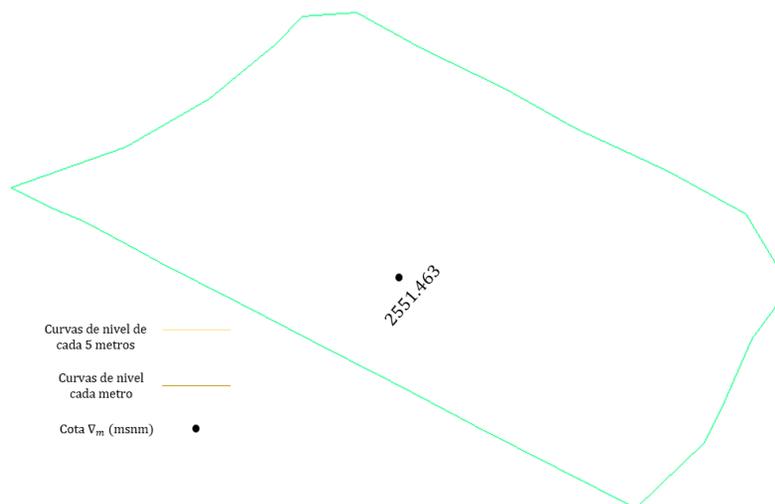


Figura 40: Topografía del terreno  $V_1$

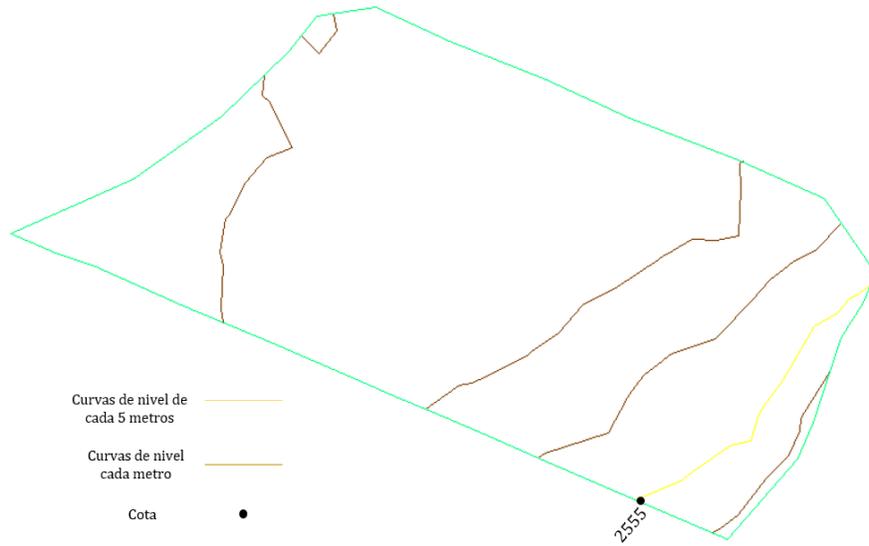


Figura 41: Topografía del terreno V<sub>2</sub>

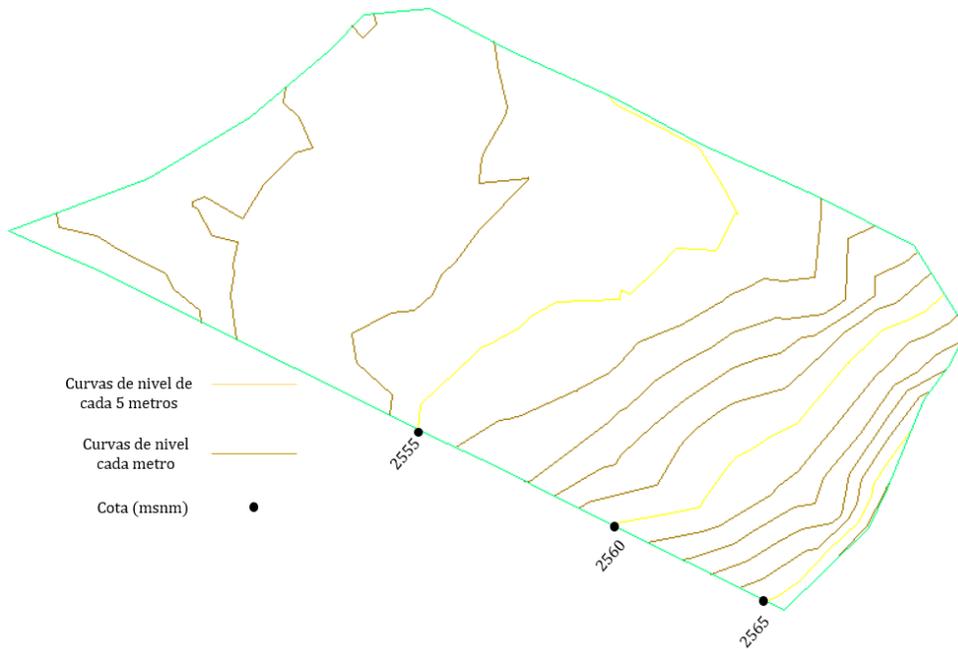


Figura 42: Topografía del terreno V<sub>3</sub>

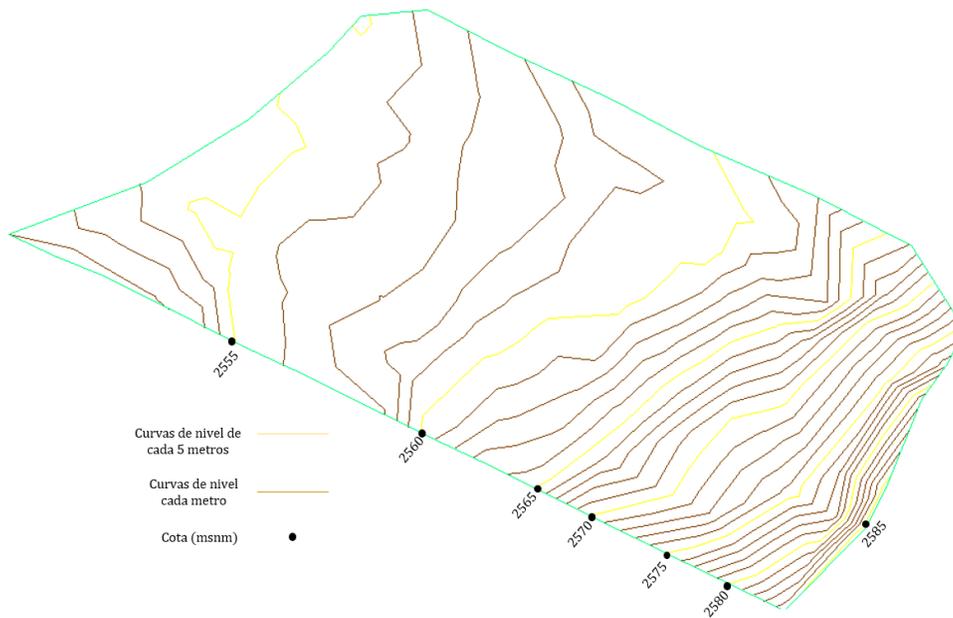


Figura 43: Topografía para el terreno V<sub>5</sub>

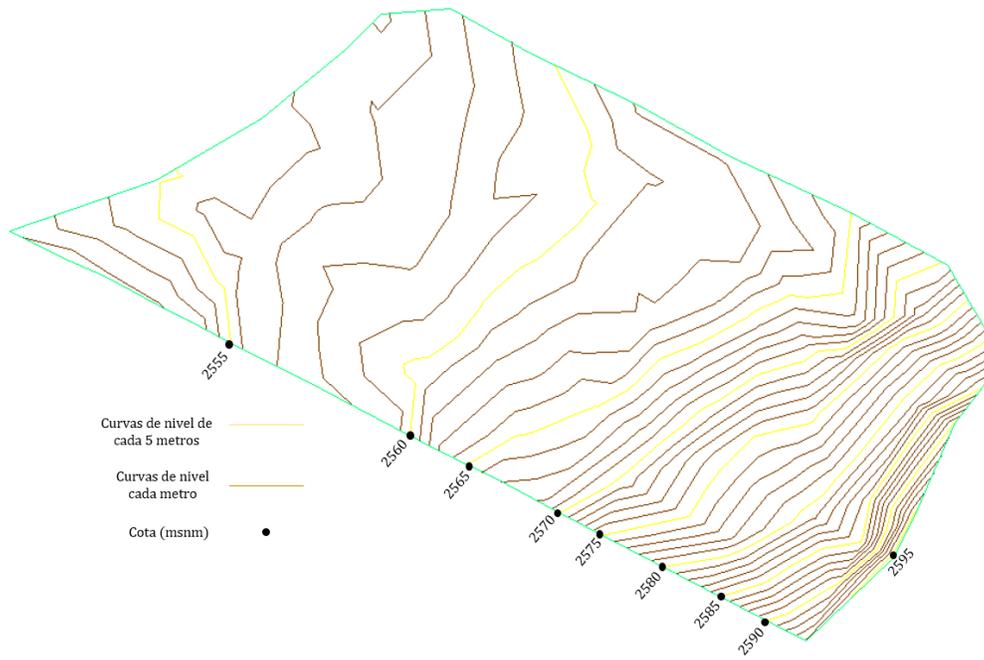


Figura 44: Topografía del terreno V<sub>6</sub>

Además, se presenta un perfil topográfico de una parte del terreno. Esto con el objetivo de mostrar cómo es la variación del terreno visto de perfil.

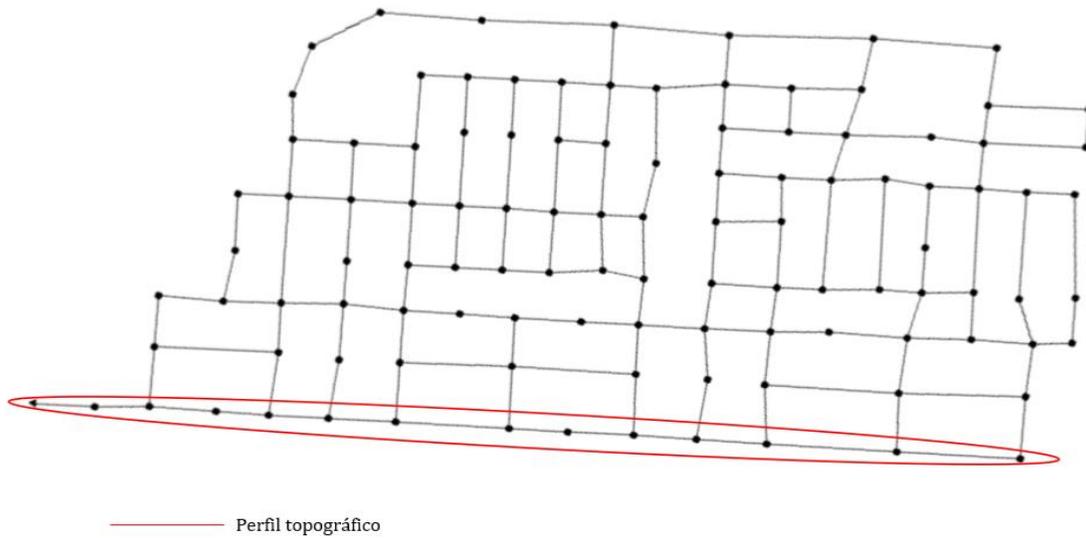


Figura 45: Serie de tuberías para exponer el perfil topográfico

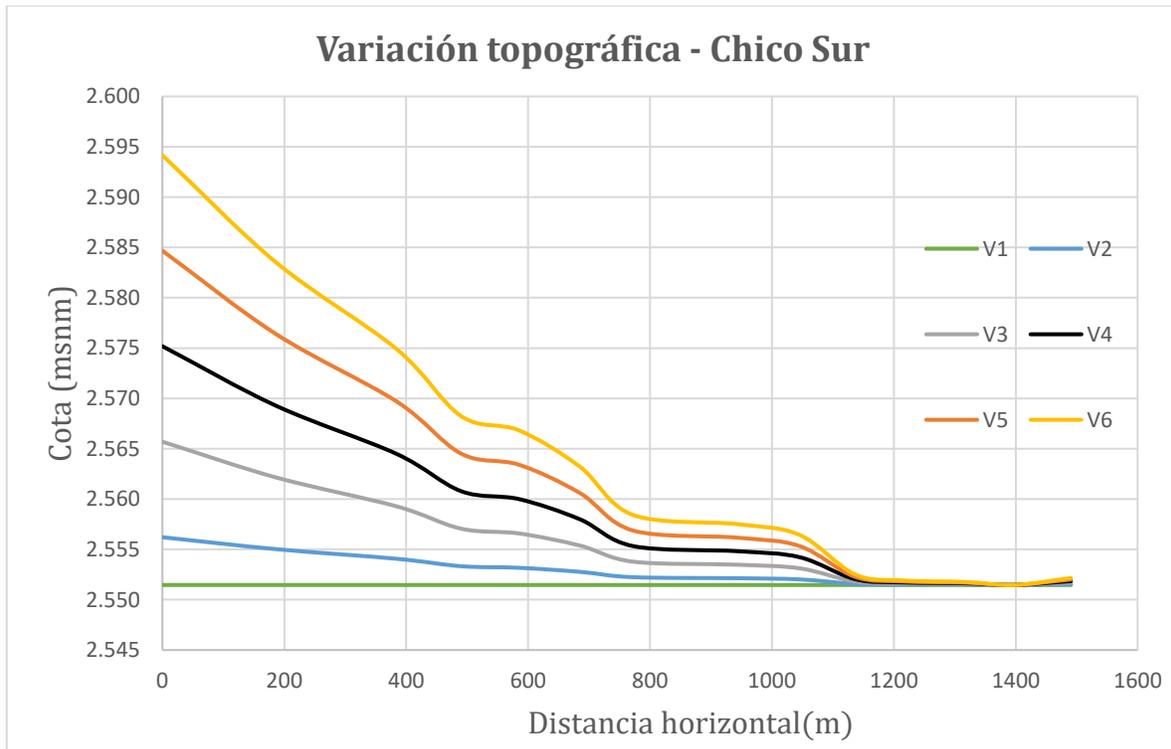


Figura 46: Perfil topográfico: variación topográfica del terreno



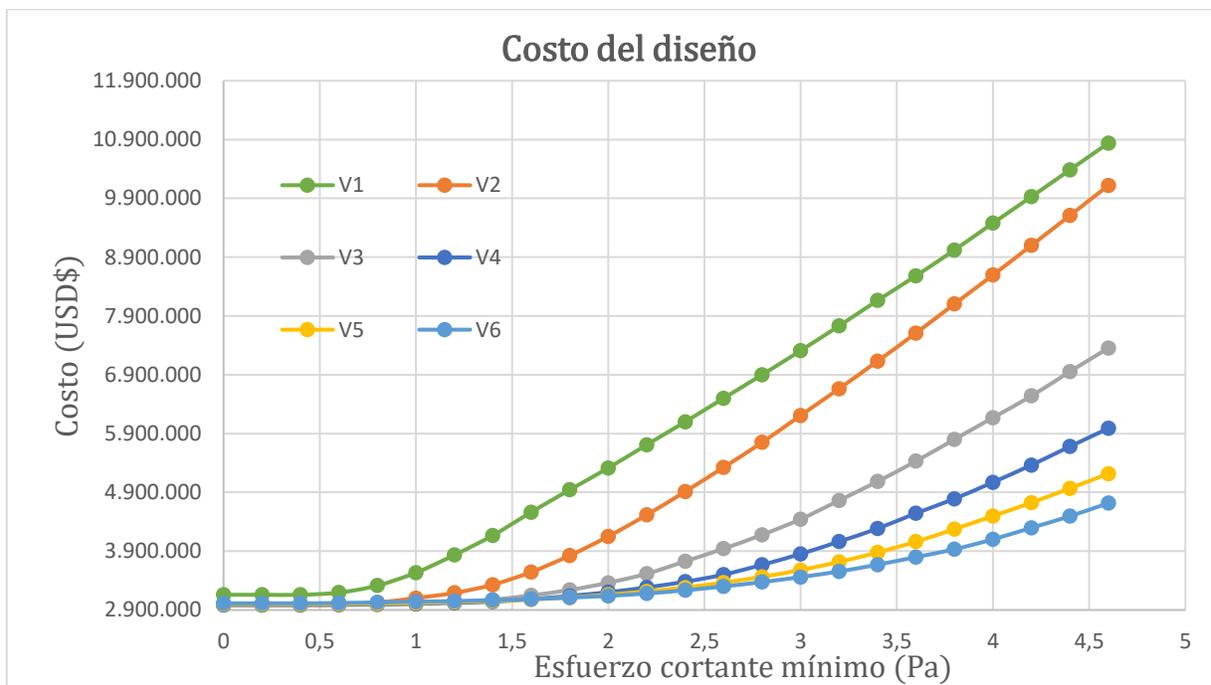
## 10.2. VARIACIÓN DE LAS RESTRICCIONES DE DISEÑO

### 10.2.1. PROFUNDIDAD MÁXIMA DE EXCAVACIÓN

A partir de los análisis preliminares, se determinó que la profundidad máxima de excavación no influye en los diseños y, en consecuencia, en los costos de la red.

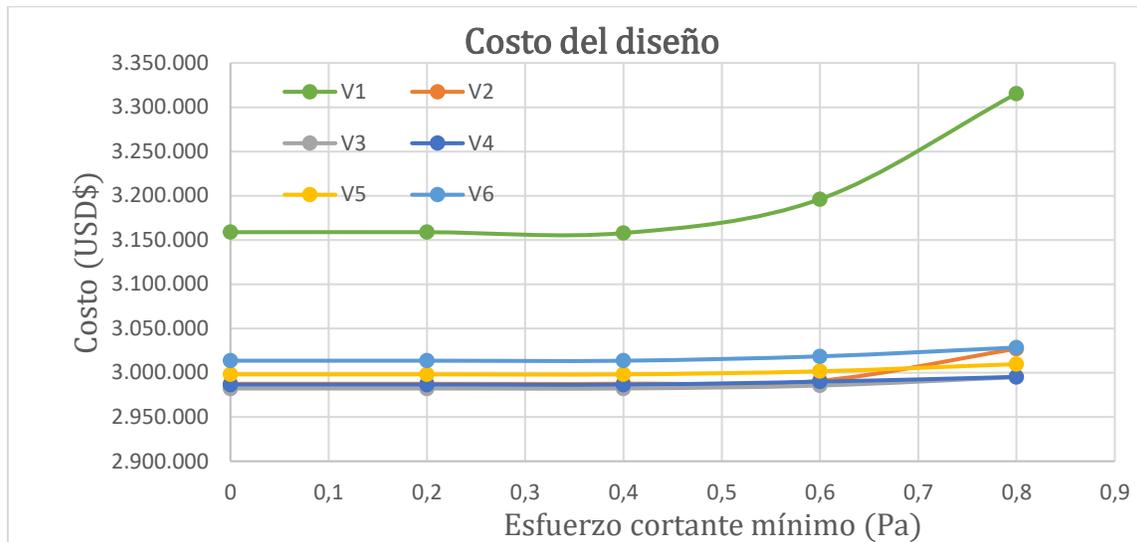
### 10.2.2. ESFUERZO CORTANTE MÍNIMO

A continuación, se presenta los resultados de los costos del diseño de la red Chicó Sur, cuando hay variación en el esfuerzo cortante mínimo. Los costos tabulados de esta restricción se encuentran en el Anexo C.



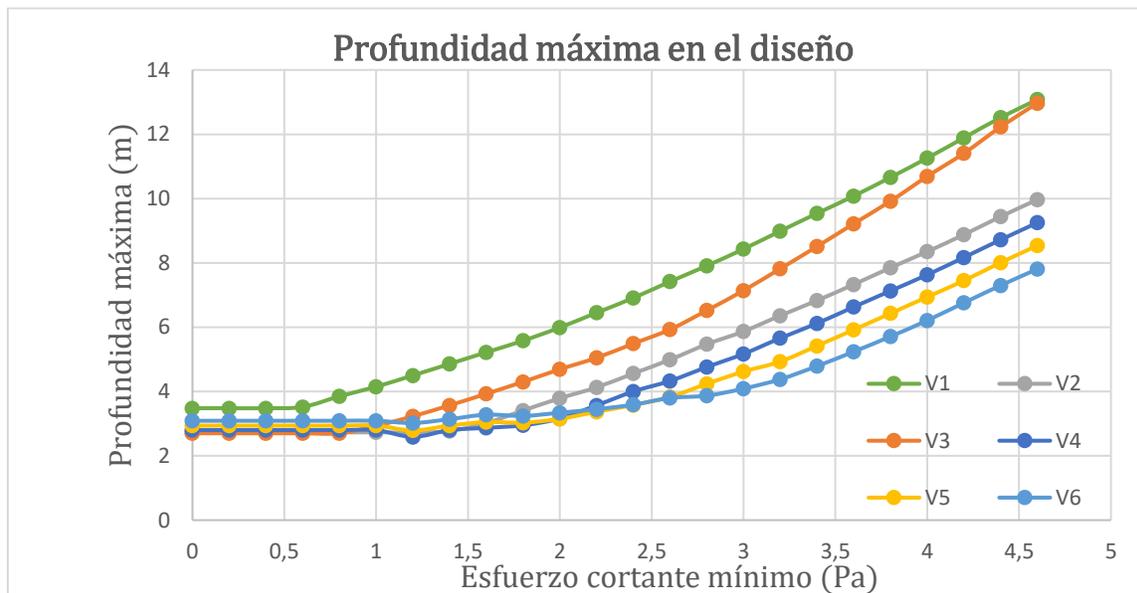
Gráfica 1: Costo de la red ante la variación del esfuerzo cortante mínimo

Además, se muestra la variación de costos para esfuerzos cortantes mínimo entre 0 y 0.8 pascales.



Gráfica 2: Costo de la red ante la variación de bajos esfuerzos cortantes mínimos

Por otro lado, en la ecuación de costos de Maurer, la profundidad de excavación es un parámetro determinante para calcular los costos del diseño. Cada pozo de la red tiene una profundidad de excavación. En este sentido, se determinó la máxima profundidad excavada que se evidenció en cada diseño y se graficó en función del esfuerzo cortante mínimo.

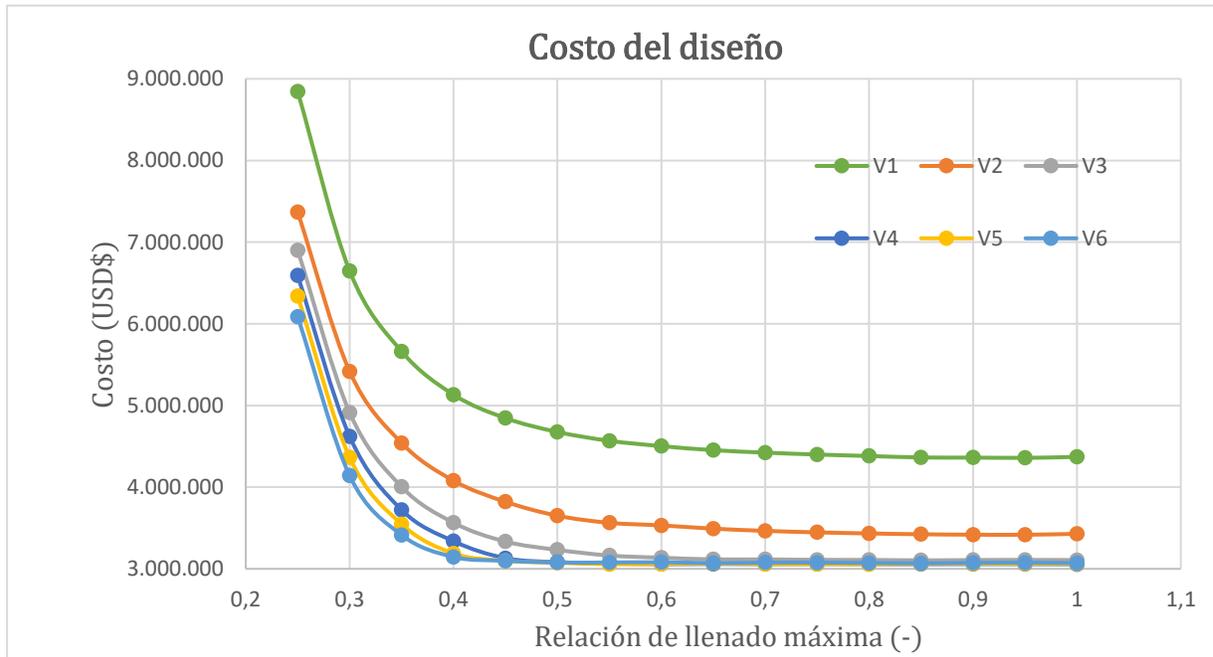


Gráfica 3: Profundidad máxima en la red ante variación del esfuerzo cortante mínimo



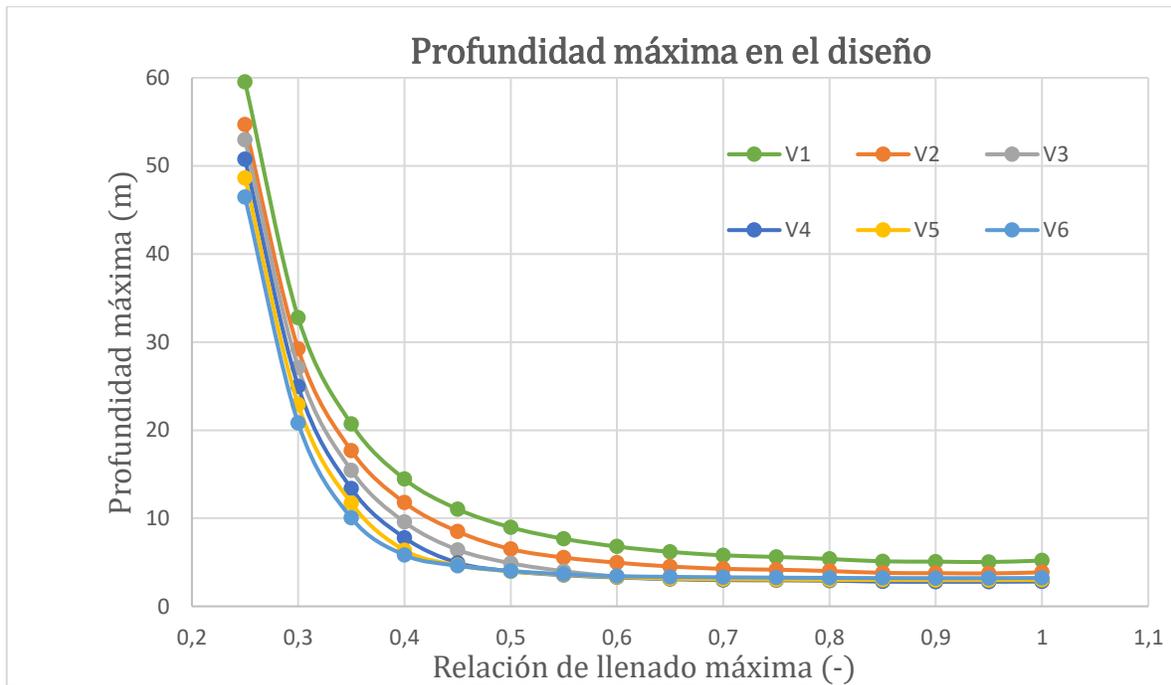
### 10.2.3. RELACIÓN DE LLENADO MÁXIMA

De igual forma, estos fueron los resultados para los costos del diseño cuando se varió la restricción de máxima relación de llenado. Los costos tabulados de esta restricción se encuentran en el Anexo D.



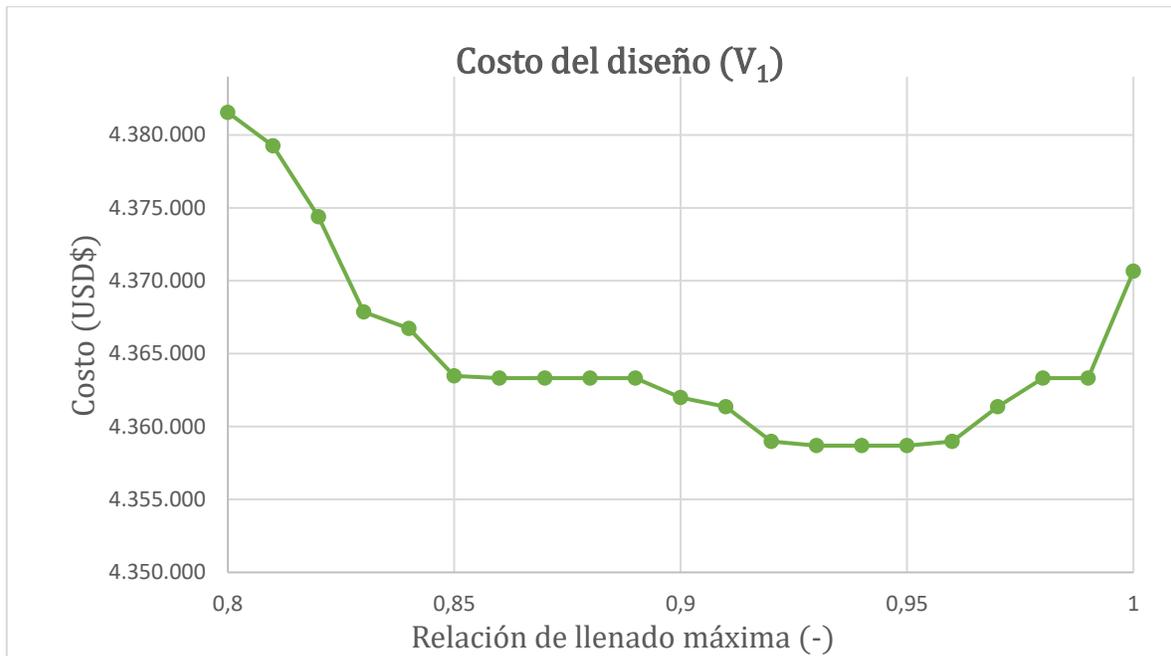
Gráfica 4: Costo de la red ante la variación de la máxima relación de llenado

Del mismo modo, se determinó la profundidad máxima evidenciada en cada diseño y se graficó en función de la máxima relación de llenado.

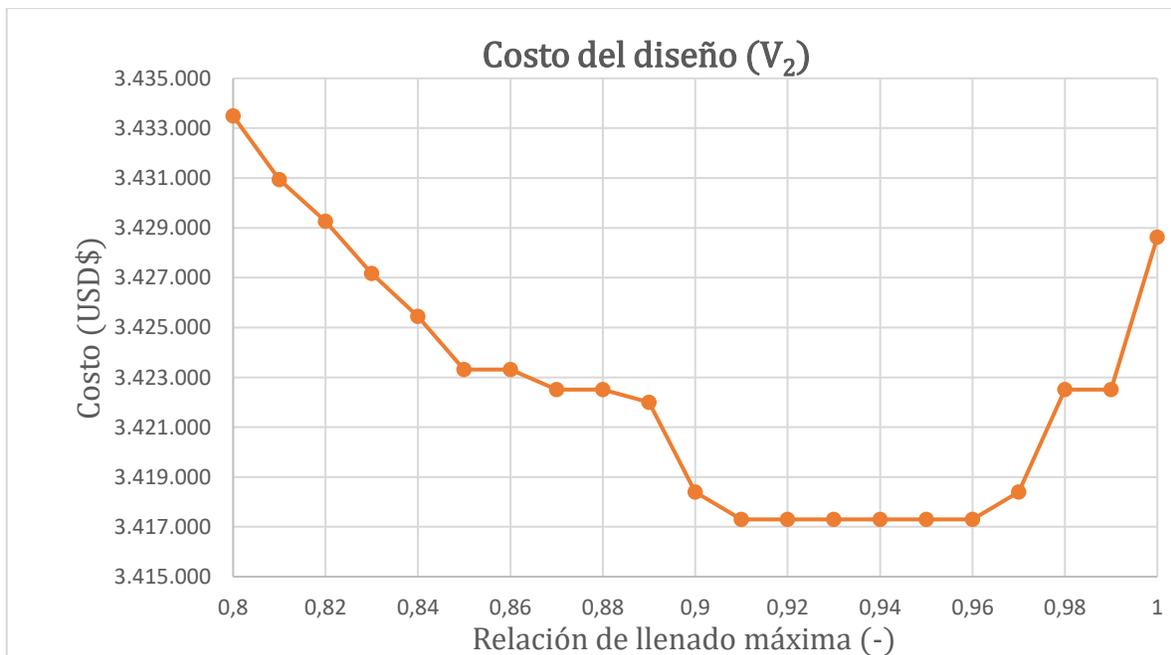


Gráfica 5: Profundidad máxima en la red ante variación de la máxima relación de llenado

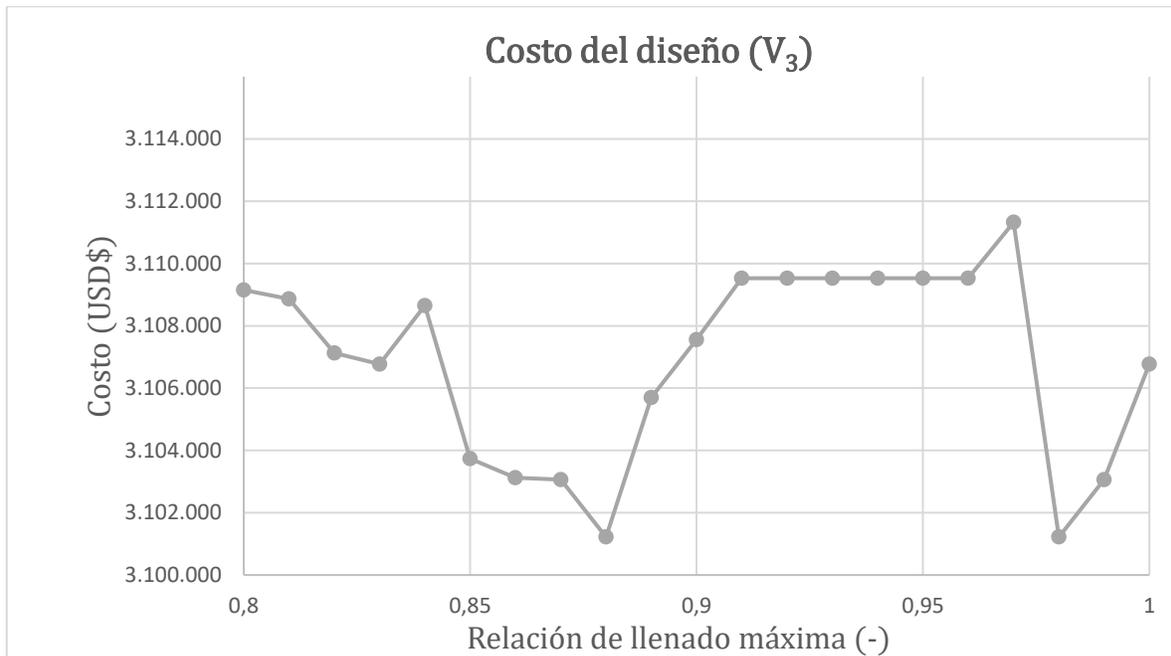
Ahora, se muestran los costos para relaciones de llenado entre el 80% y 100% para todos los terrenos. Estos costos tabulados se encuentran en el Anexo E.



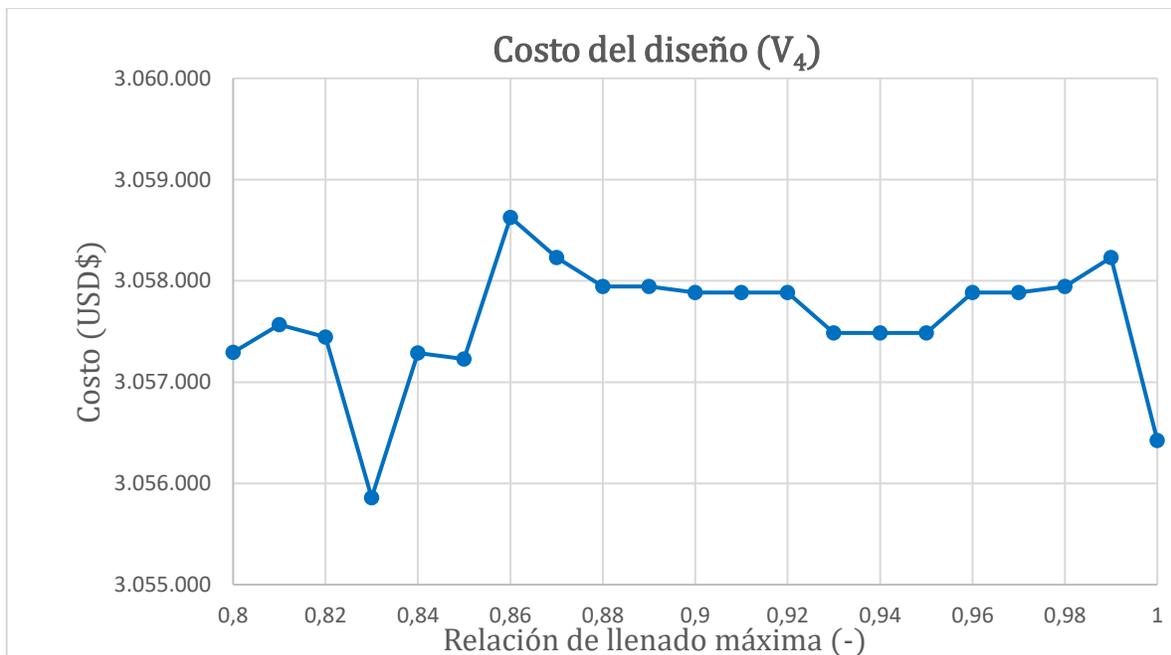
Gráfica 6: Costo de la red para altas relaciones de llenado máximas: terreno V<sub>1</sub>



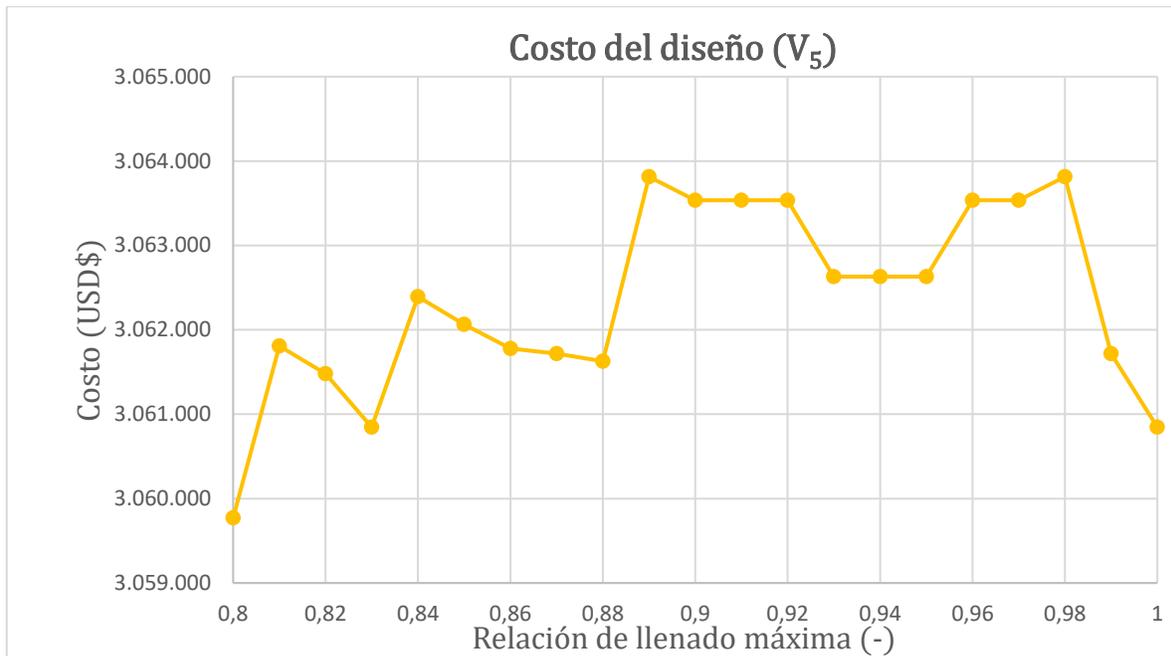
Gráfica 7: Costo de la red para altas relaciones de llenado máximas: terreno V<sub>2</sub>



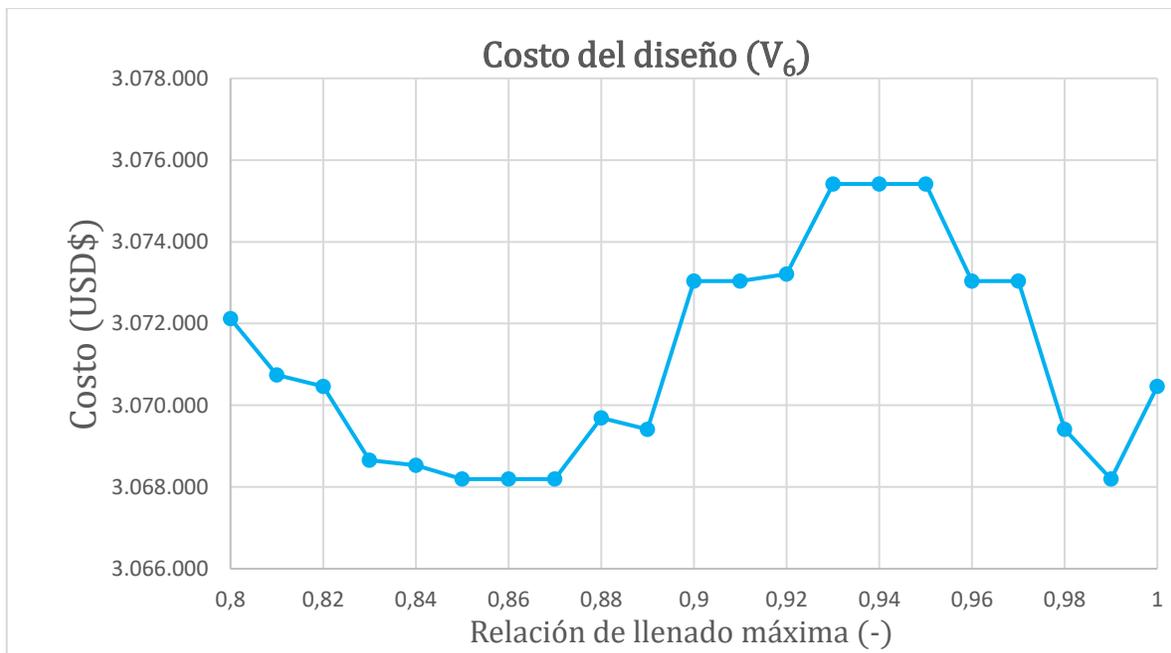
Gráfica 8: Costo de la red para altas relaciones de llenado máximas: terreno  $V_3$



Gráfica 9: Costo de la red para altas relaciones de llenado máximas: terreno  $V_4$



Gráfica 10: Costo de la red para altas relaciones de llenado máximas: terreno V<sub>5</sub>

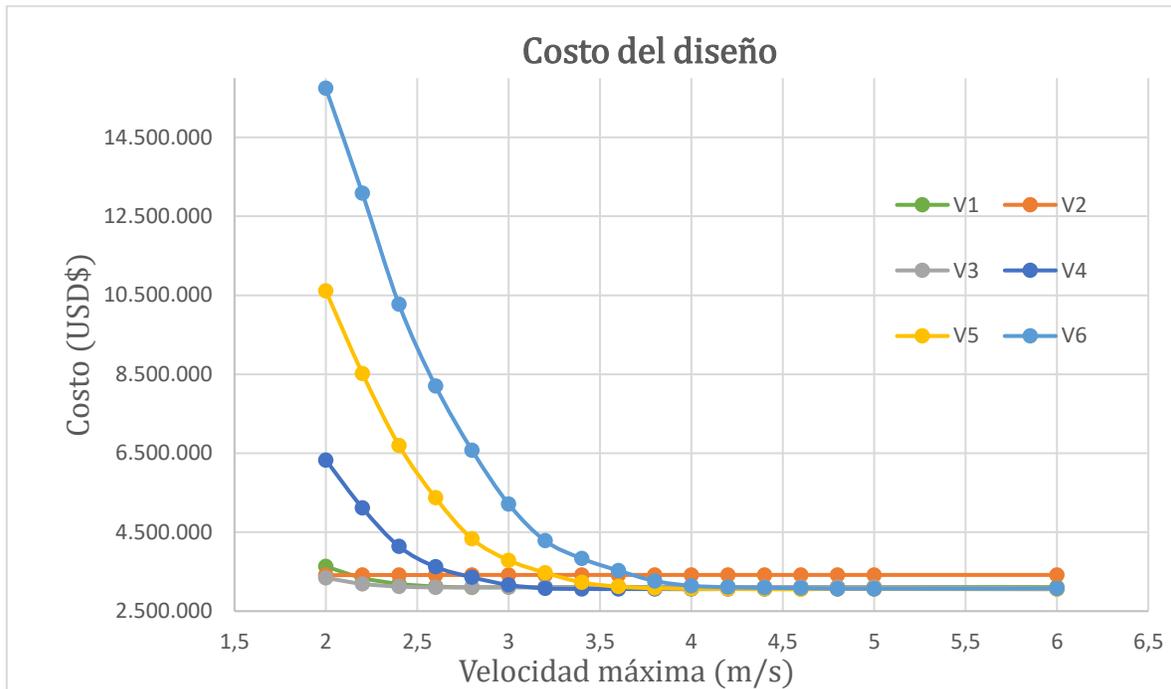


Gráfica 11: Costo de la red para altas relaciones de llenado máximas: terreno V<sub>6</sub>

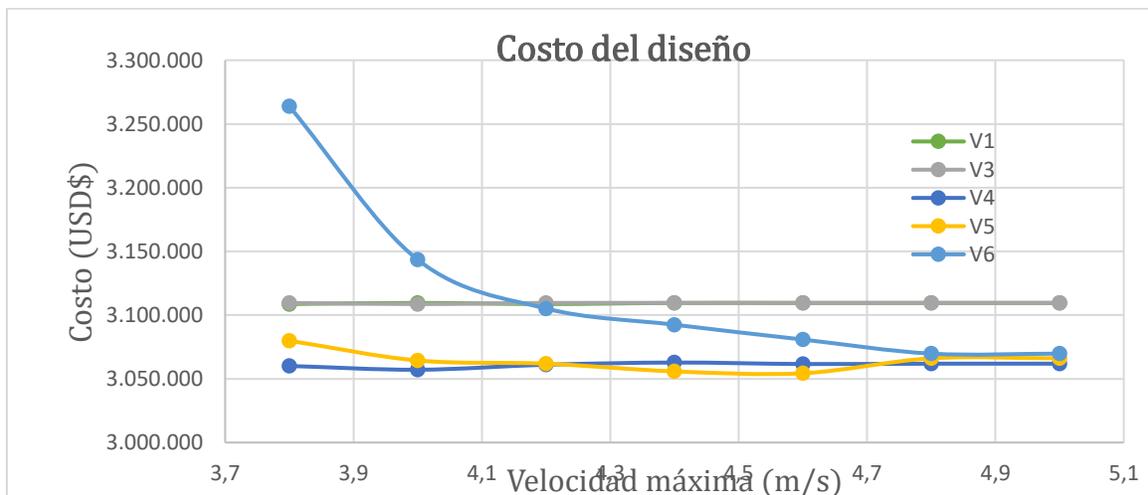


### 10.2.4. VELOCIDAD MÁXIMA

Seguidamente, para la restricción de velocidad máxima, los costos por terreno fueron los siguientes. Los costos tabulados de esta restricción se encuentran en el Anexo F.



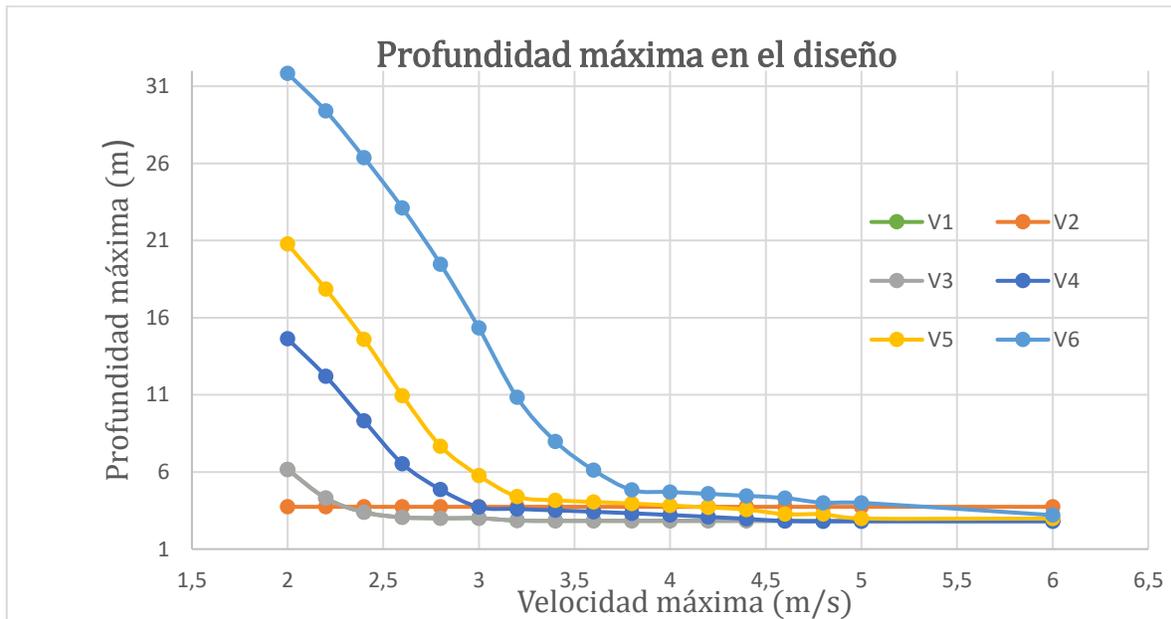
Gráfica 12: Costo de la red ante la variación de la velocidad máxima



Gráfica 13: Costo de la red ante la variación de altas velocidades máximas



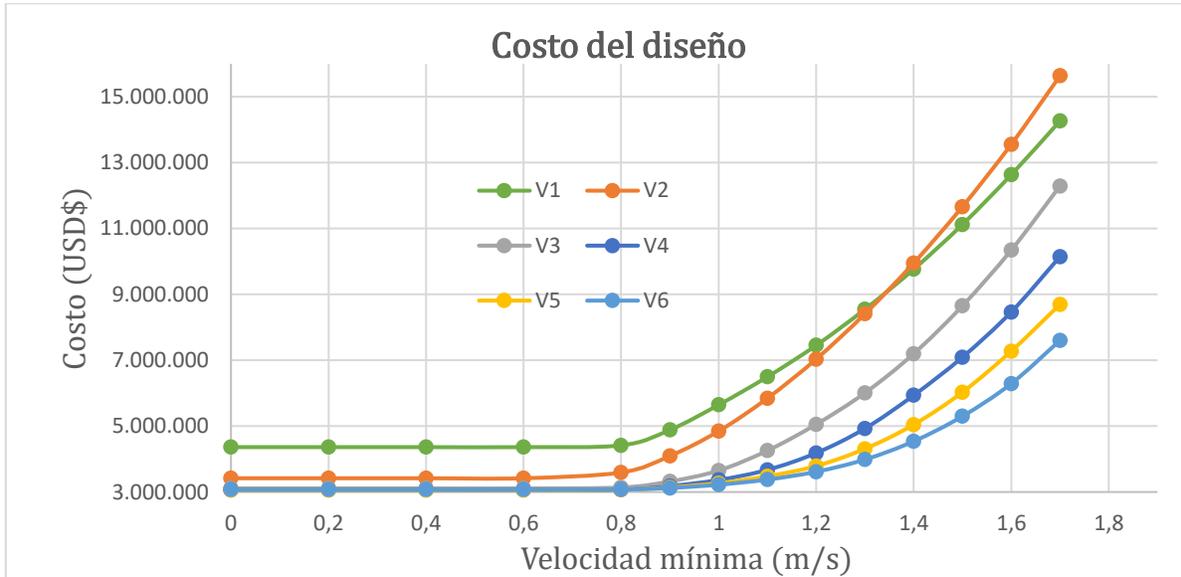
Del mismo modo, la máxima profundidad evidenciada en el diseño se determinó en función de la restricción de velocidad máxima.



Gráfica 14: Profundidad máxima en la red ante la variación de la velocidad máxima

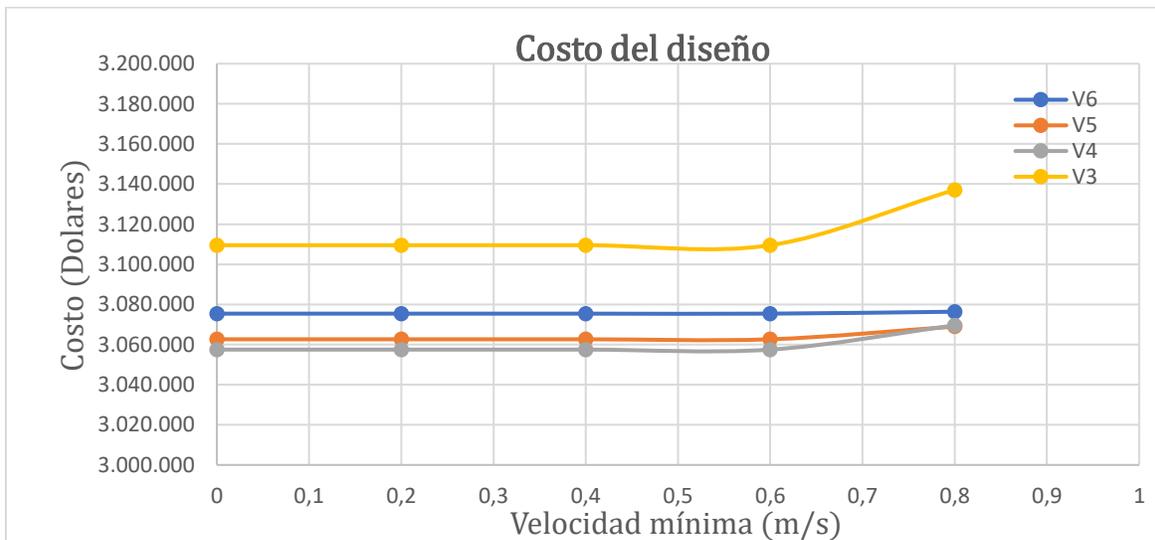
#### 10.2.5. VELOCIDAD MÍNIMA

A continuación, se muestran los costos del diseño de la red variando la velocidad mínima de diseño. Los costos tabulados de esta restricción se encuentran en el Anexo G.



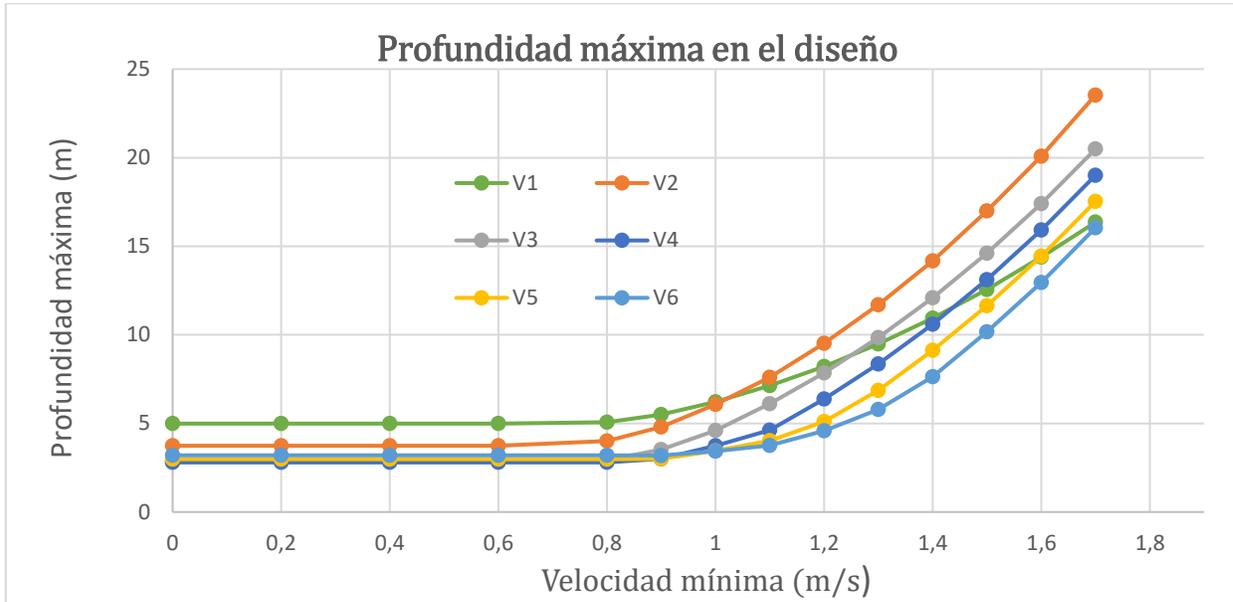
Gráfica 15: Costo de la red ante la variación de la velocidad mínima

Más detalladamente, se muestran los costos de 0 a 0.8 m/s para exponer el comportamiento de los costos en este intervalo.



Gráfica 16: Costo de la red ante la variación de bajas velocidades mínimas

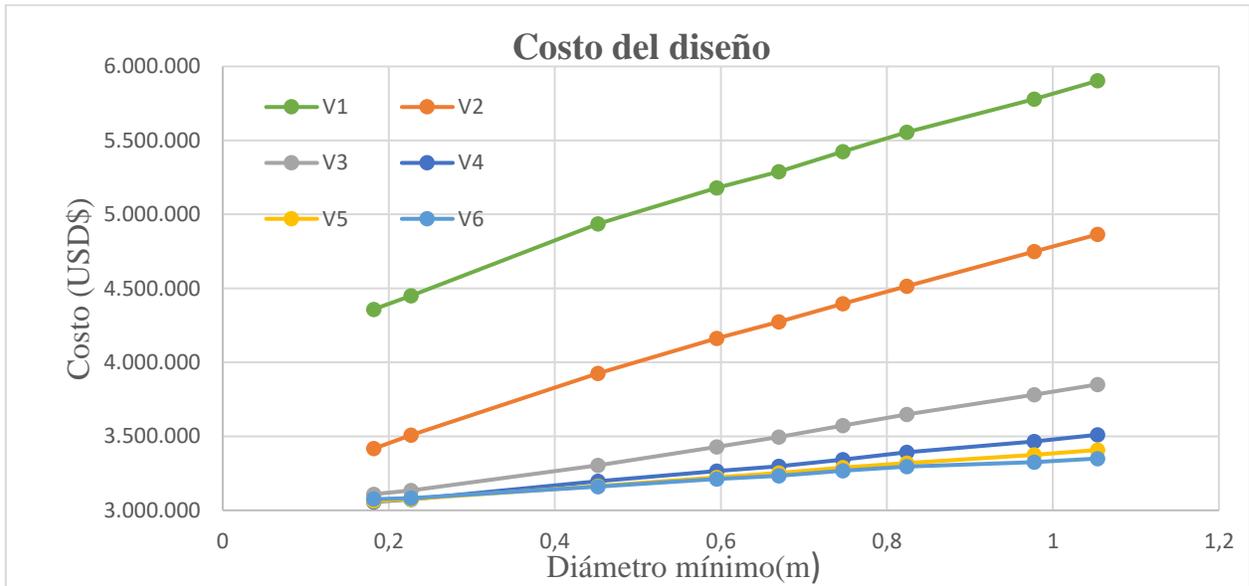
Para terminar, se presenta la profundidad máxima encontrada en la red para cada diseño, en función de la velocidad mínima.



Gráfica 17: Profundidad máxima en la red ante la variación de la velocidad mínima

### 10.2.6. DIÁMETRO MÍNIMO

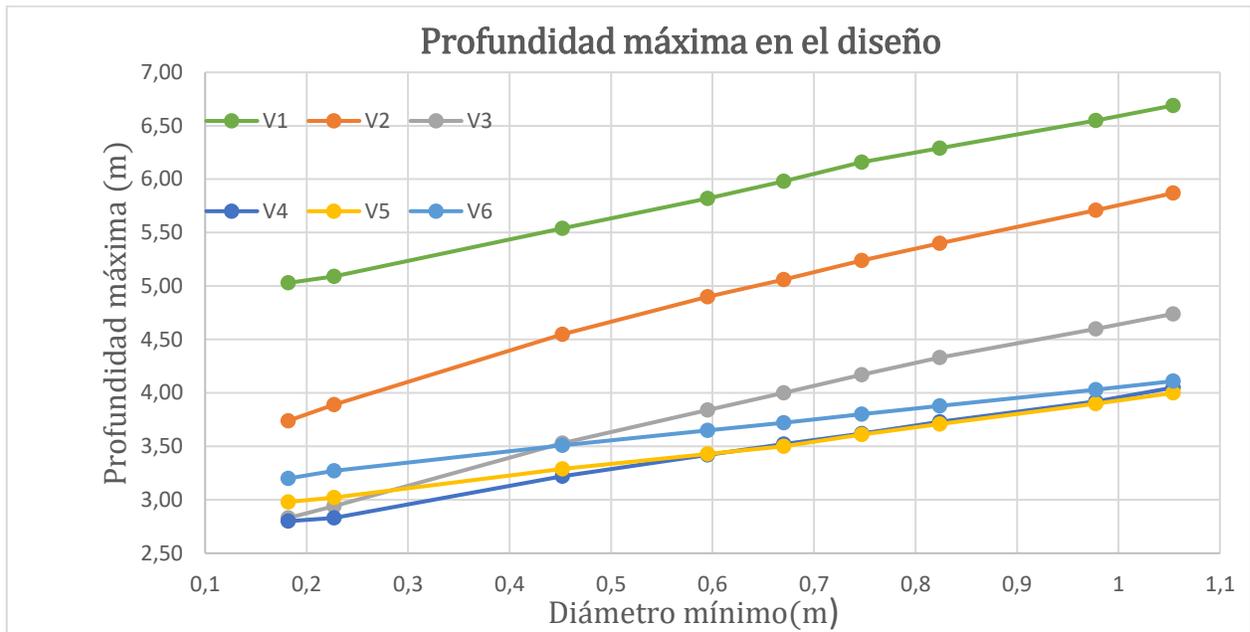
La última restricción hidráulica de diseño es el diámetro comercial mínimo. Los costos tabulados de esta restricción se encuentran en el Anexo H.



Gráfica 18: Costo de la red ante la variación del diámetro mínimo



En cuanto a la profundidad máxima de diseño en función del diámetro mínimo, se determinó lo siguiente.



Gráfica 19: Profundidad máxima en la red ante la variación del diámetro mínimo



## 11. ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 11.1. LÍMITE DE VARIABILIDAD Y LÍMITE SOLUCIÓN

En primer lugar, es posible notar que la mayoría de las restricciones tienen un patrón en común. Esto es: límites de variabilidad. Es decir, existe un límite en los valores de la restricción que condiciona el comportamiento del diseño y, por lo tanto, de los costos. Dicho límite separa el dominio de valores en dos conjuntos finitos: en el primero, no existe variación en el diseño. En el segundo, sí hay variación en el diseño de la red.

Complementariamente, el conjunto de valores para los cuales existe variación en el diseño está dividido en dos límites. El límite de variabilidad ya mencionado, y el límite solución. Este segundo límite se puede entender como un límite de valores para los cuales existe un diseño factible. Por fuera de este límite, el programa UTOPIA no puede realizar el diseño de la red.

El origen del límite solución está asociado a la profundidad máxima de excavación. Entre mayor sea la profundidad de excavación, el rango de variaciones en el diseño será más grande. Esto ocurre dado que, para determinadas restricciones de diseño, si la profundidad máxima no es lo suficientemente alta, no será posible obtener un diseño. De modo que, para garantizar condiciones hidráulicas y cumplir con estas restricciones, es necesario aumentar la profundidad máxima de excavación.

Es posible ilustrar todo lo anterior con base en los siguientes esquemas. Para restricciones de diseño mínimas como: esfuerzo cortante mínimo y velocidad de mínima, se tiene el siguiente comportamiento:

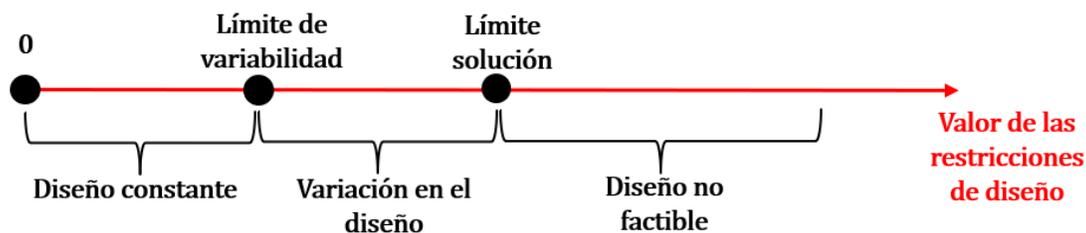


Figura 47: Límite de variabilidad y límite solución para restricciones mínimas

Por otro lado, la restricción máxima que presenta este patrón es la velocidad máxima. Esta sigue el siguiente comportamiento.

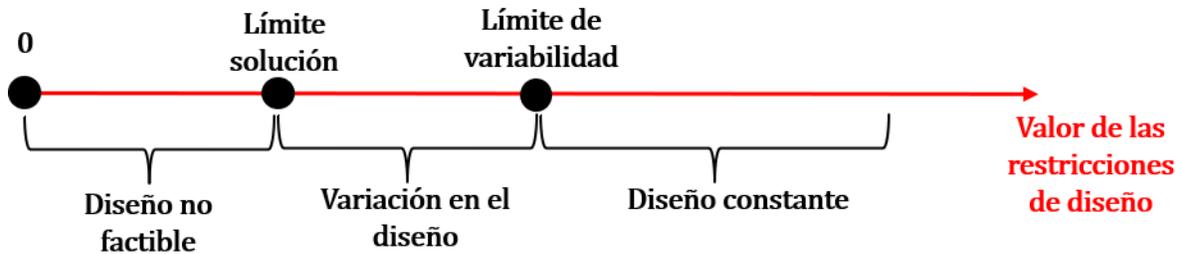


Figura 48: Límite de variabilidad y límite solución para restricciones máximas

Adicionalmente, este patrón tiene la siguiente característica: el diseño constante es el diseño más económico. En este sentido, a medida que el valor de la restricción se acerca al límite solución, se vuelve más costosa. A continuación, se presenta la dirección de mayor y menor costo para las restricciones máximas y mínimas.

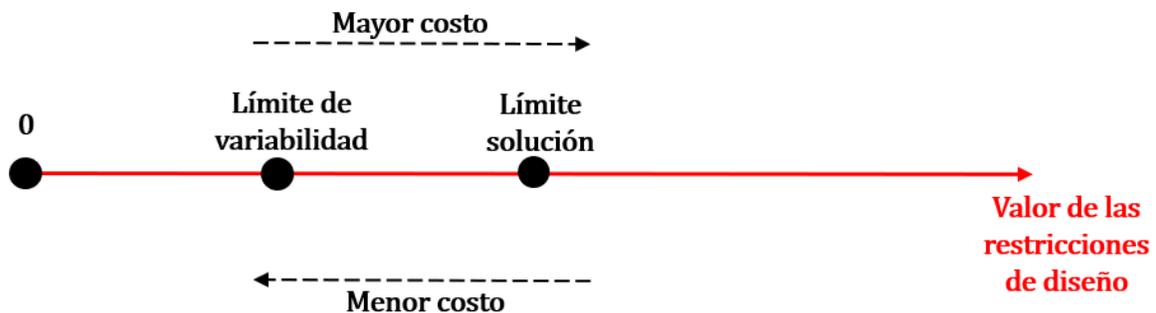


Figura 49: Costo en función de los límites para restricciones mínimas

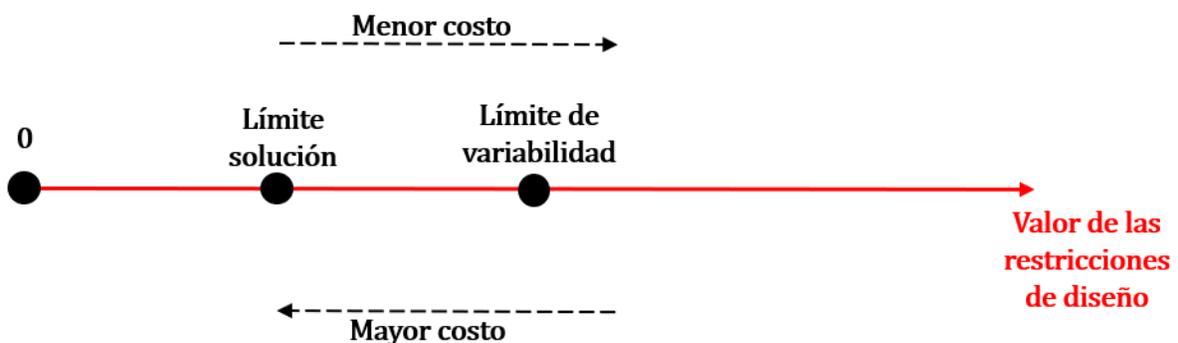


Figura 50: Costo en función de los límites para restricciones máximas

Por otra parte, para la máxima relación de llenado, no se identificó un límite de variabilidad. Sin embargo, sí se identificó un límite solución cercano a máximas relaciones de llenado bajas. Por otro lado, para la profundidad máxima y el diámetro mínimo, no se encontró ningún límite.



En conclusión, se puede afirmar que entre más altas sean las restricciones en el diseño, más costoso será el diseño de la red de alcantarillado.

### 11.2. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD: RESTRICCIONES DE DISEÑO

A partir de los resultados, se puede afirmar que sí existen cambios en los costos cuando hay cambios en las restricciones de diseño. Sin embargo, para la variación en la profundidad máxima no se evidenció un cambio en los costos para los terrenos analizados.

En primer lugar, en cuanto al esfuerzo cortante mínimo y la velocidad mínima: existe un óptimo diseño constante para estas restricciones en todos los terrenos. Después de este límite, el costo empieza a aumentar a medida que aumentan las restricciones. Esto ocurre debido a que, para cumplir con velocidades y esfuerzos cortantes mínimos más altos, UTOPIA aumenta la profundidad de excavación de los pozos. Así, se aumenta la pendiente en las tuberías y, en ellas, se generan velocidades y esfuerzos cortantes más altos.

Esto se puede sustentar gráficamente a partir de los resultados del siguiente perfil. En este se presentará el cambio en las profundidades de excavación y pendientes de las tuberías cuando hay baja, intermedia y alta restricción para la velocidad mínima.

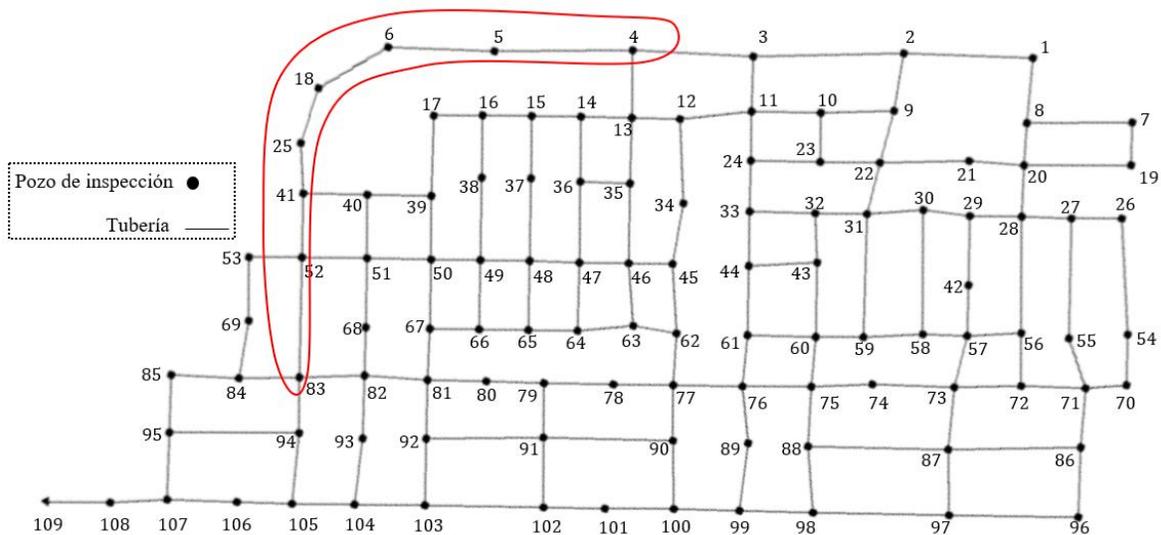


Figura 51: Serie de tuberías para el análisis de perfiles: velocidad mínima

Se escogió esta serie de tuberías puesto que es una zona relativamente plana, y permite evidenciar de mejor forma los cambios en las profundidades. Se muestran los siguientes perfiles para estas tuberías.

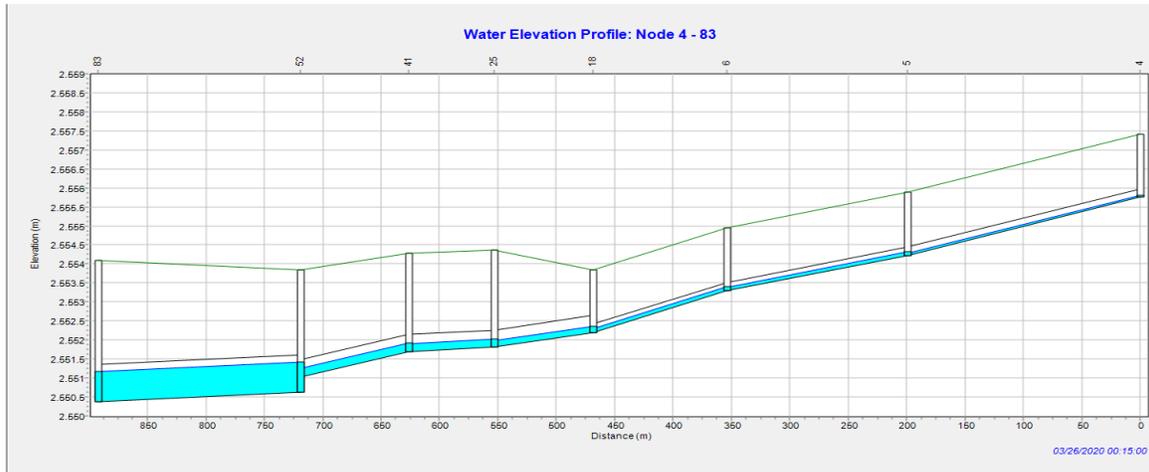


Figura 52: Diseño de la serie de tuberías para una velocidad mínima de 0.4 m/s (restricción baja)

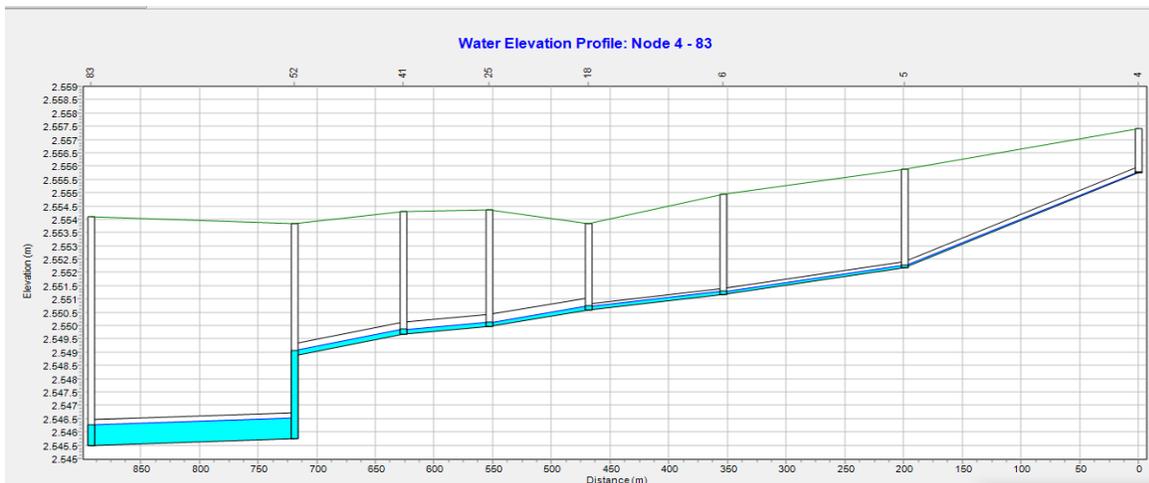


Figura 53: Diseño de la serie de tuberías para una velocidad mínima de 1.3 m/s (restricción intermedia)

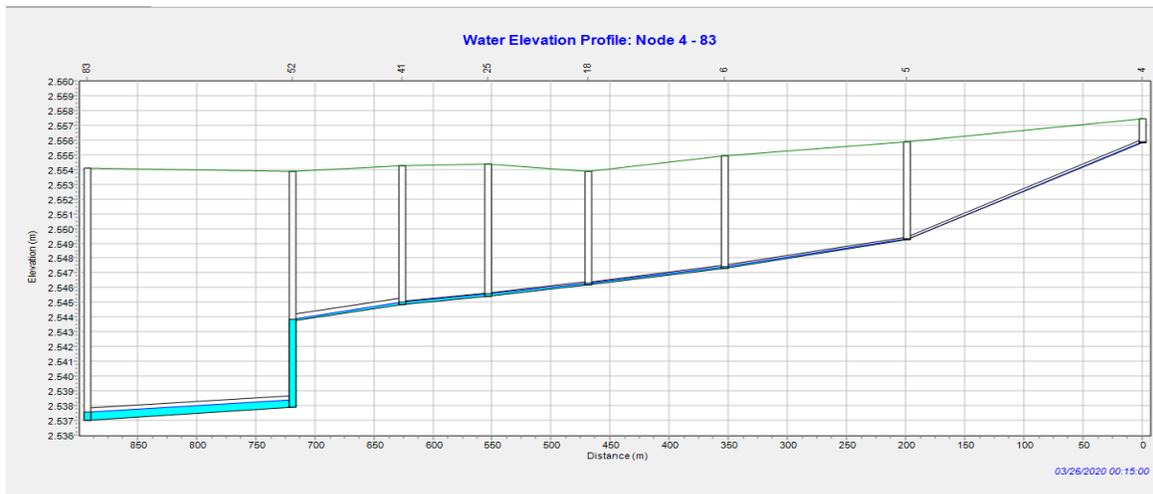


Figura 54: Diseño de la serie de tuberías para una velocidad mínima de 1.7 m/s (restricción alta)

En segundo lugar, para la máxima relación de llenado, no se determinó un límite de variabilidad. De este modo, no se presentó un diseño que permaneciese constante a medida que variaba el valor de esta restricción. Como puede verse en el capítulo 10.2.3, desde la Gráfica 6 hasta la Gráfica 11, no necesariamente un aumento en la restricción implica aumento en los costos.

Por otra parte, como se ve en la Gráfica 4 es evidente que el costo del diseño es más alto para bajas relaciones de llenado máximas. Lo anterior tiene sentido ya que se sobredimensiona la red de alcantarillado (diámetros y profundidades de excavación más altos). De este modo, es evidente que el diseño más económico se encuentra en altas relaciones de llenado máximas. Sin embargo, para un rango entre 80% y 100%, no se encontró un comportamiento similar comparando los resultados de todos los terrenos. Por tanto, se realizará en el capítulo 11.5, un análisis de la máxima relación de llenado óptima para el terreno original de la red Chicó Sur.

En tercer lugar, a medida que se restringe la velocidad máxima, se obtienen diseños más costosos. Lo anterior ocurre ya que UTOPIA aumenta la profundidad de excavación para disminuir las pendientes en las tuberías. Así, se obtienen velocidades menores a la velocidad máxima establecida. Esta variación de la pendiente se expone a partir del perfil de análisis. Se escogió esta serie de tuberías puesto que es una zona empinada, y permite evidenciar de mejor forma los cambios en las profundidades.

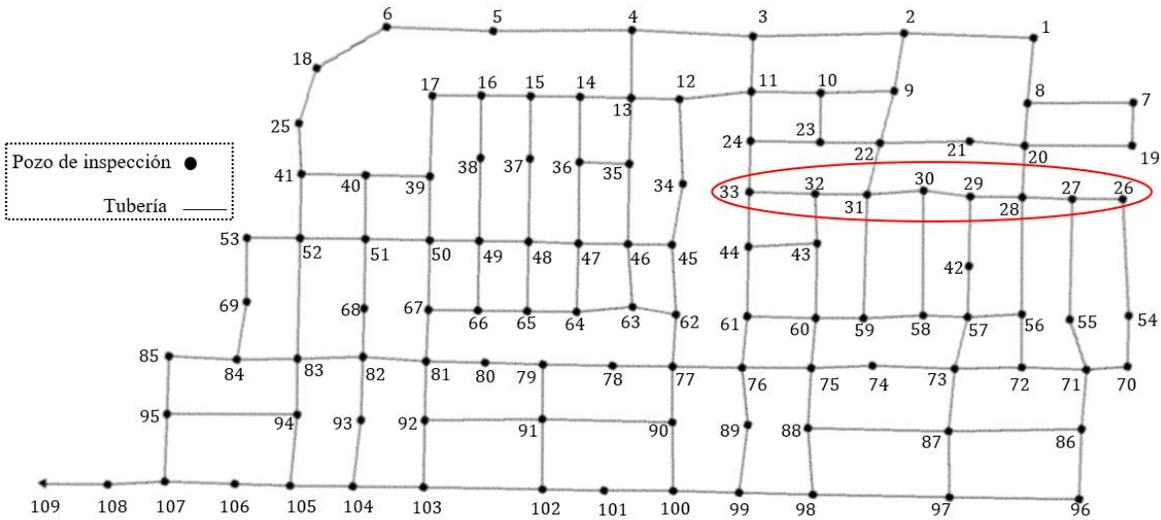


Figura 55: Serie de tuberías para el análisis de perfiles: velocidad máxima

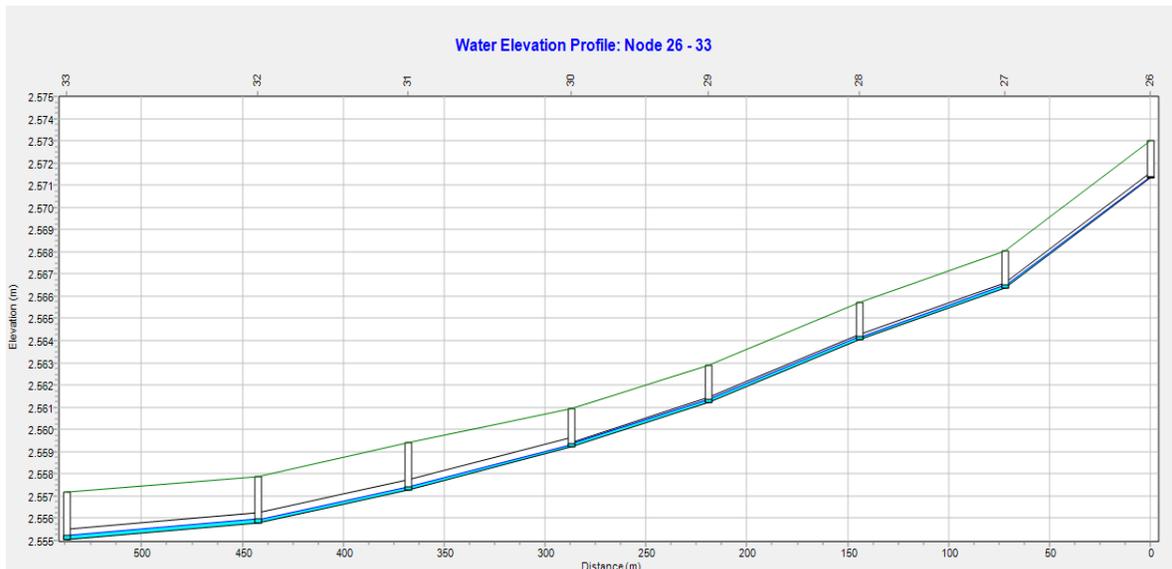


Figura 56: Diseño de la serie de tuberías para una velocidad máxima de 5 m/s (restricción baja)

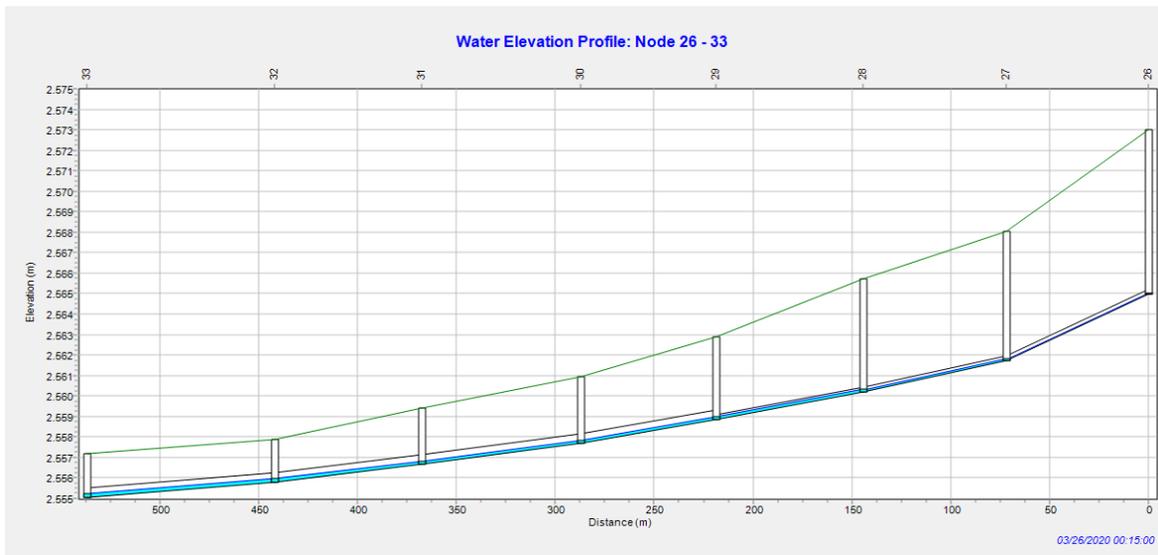


Figura 57: Diseño de la serie de tuberías para una velocidad máxima de 2.8 m/s (restricción intermedia)

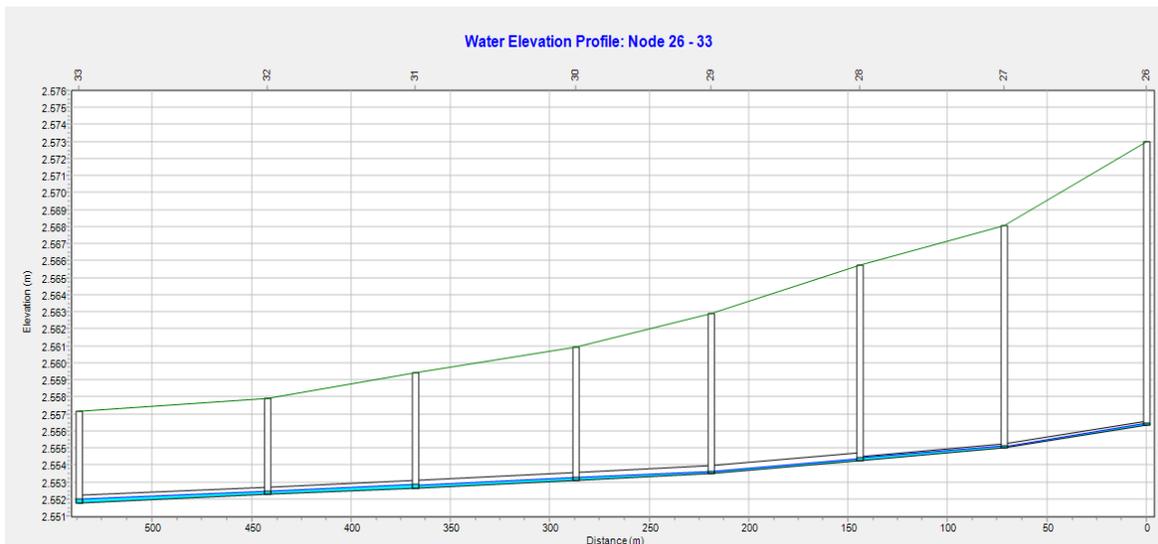


Figura 58: Diseño de la serie de tuberías para una velocidad máxima de 2m/s (restricción alta)

Finalmente, a medida que aumenta el diámetro mínimo, se obtienen diseños más costos. Esto ocurre principalmente porque el diámetro afecta de forma directa la ecuación de Maurer. Es decir, el diámetro y los costos de la tubería son directamente proporcionales. Por esta razón también es evidente una tendencia lineal en los resultados de esta restricción.



### 11.3. EVALUACIÓN DE LA FUNCIÓN DE COSTOS

En este apartado, se analizará el rol de la ecuación de Maurer en la variación de las restricciones hidráulicas de diseño. Esta ecuación cuenta con dos principales parámetros para determinar los costos: el diámetro y la profundidad de excavación de cada tubería. En este sentido, la ecuación acompañada de la metodología de Zambrano (2019), priorizó la modificación de los diámetros y procuró obtener profundidades de excavación bajas. Cuando la restricción era muy alta y el diámetro no se podía modificar más, UTOPIA procedió a aumentar la profundidad de excavación para cumplir con dicha restricción.

Por ejemplo, cuando había alta restricción en la velocidad mínima, UTOPIA disminuía primero el diámetro para aumentar la velocidad, y cumplir la restricción. No obstante, cuando la restricción era muy alta y ya se estaba diseñando con el diámetro más pequeño, UTOPIA procedió a aumentar la profundidad de excavación. Este tipo de problemas ocurrió con todas las restricciones de diseño, menos con el diámetro mínimo y la profundidad máxima de excavación.

En la variación de las restricciones de diseño, la profundidad de excavación tuvo mayor impacto en los costos que el diámetro. Es decir, en el análisis, los diámetros comerciales fueron una variable discreta y limitada. Por lo tanto, como se mencionó, el programa al no poder aumentar más el diámetro recurre a aumentar las profundidades para cumplir las restricciones. De igual forma, las profundidades máximas de excavación tienen una tendencia similar a los costos de la red cuando se varían las restricciones. Así, la profundidad de excavación es el principal parámetro en el aumento de los costos de la red Chicó Sur.

### 11.4. RESTRICCIONES DE DISEÑO: EVALUACIÓN DE LA VARIACIÓN TOPOGRÁFICA

La variación topográfica del terreno aferente a la red Chicó Sur, tuvo impactos en los costos del diseño. A partir de los resultados de la variación de las restricciones cuando hubo variación en la topografía del terreno, se llegó a las siguientes conclusiones. Estas, se dividen en dos partes: la primera, cuando hay altas restricciones en el diseño. Como por ejemplo baja velocidad máxima, alto esfuerzo cortante y alta velocidad mínima. Y, la segunda parte, cuando hay bajas restricciones en el diseño. Así como una relación de llenado alta, mínimo esfuerzo cortante bajo, etc.



Tabla 15: Relación entre el costo de la red, la topografía y restricciones altas de diseño

<b>Alta restricción</b>	<b>Análisis</b>	<b>Diseños más costosos</b>	<b>Diseños más económicos</b>
Velocidad máxima	Para terrenos de alta pendiente, se esperan velocidades altas. Si se restringe la velocidad máxima, es necesario aumentar la profundidad de excavación para garantizar pendientes bajas en las tuberías. Esto implica diseños más costosos.	Pendientes altas	Pendientes bajas
Velocidad mínima	Para terrenos de baja pendiente, se esperan velocidades bajas. Si se restringe la velocidad mínima, al haber bajo aprovechamiento de la pendiente del terreno, es necesario aumentar la profundidad de excavación. Esto implica diseños más costosos.	Pendientes bajas	Pendientes altas
Relación de llenado máxima	Para terrenos de baja pendiente, se esperan relaciones de llenado más altas, que con alta pendiente. Si se restringe la relación de llenado máxima, al haber bajo aprovechamiento de la pendiente del terreno, es necesario aumentar la profundidad de excavación. Esto implica diseños más costosos.	Pendientes bajas	Pendientes altas
Esfuerzo cortante mínimo	Para terrenos de baja pendiente, se esperan esfuerzos cortantes bajos. Si se restringe el esfuerzo cortante mínimo, al haber bajo aprovechamiento de la pendiente del terreno, es necesario aumentar la profundidad de excavación. Esto implica diseños más costosos.	Pendientes bajas	Pendientes altas
Diámetro mínimo	Al restringir el diámetro mínimo, se esperan cotas de batea mayores en todos los tramos y, por tanto, una mayor profundidad de excavación en todos los tramos. Por tanto, para pendientes bajas hay bajo aprovechamiento de la pendiente, lo que implica diseños más costosos.	Pendientes bajas	Pendientes altas

Por su parte, cuando no hay restricciones o las restricciones son bajas, el criterio más importante es el aprovechamiento de la pendiente. Por lo que los diseños más costosos se relacionan con pendientes bajas.

Tabla 16: Relación entre el costo de la red, la topografía y restricciones bajas de diseño

<b>Baja restricción</b>	<b>Diseños más costosos</b>	<b>Diseños más económicos</b>
Velocidad máxima	Pendientes bajas	Pendientes altas
Velocidad mínima	Pendientes bajas	Pendientes altas
Relación de llenado máxima	Pendientes bajas	Pendientes altas
Esfuerzo cortante mínimo	Pendientes bajas	Pendientes altas
Diámetro mínimo	Pendientes bajas	Pendientes altas



## 11.5. MÁXIMA RELACIÓN DE LLENADO ÓPTIMA

### 11.5.1. A PARTIR DE RESTRICCIONES CONSTANTES INICIALES

Como se puede ver en la Gráfica 9, existe una relación de llenado óptima del 83% para el terreno original. No obstante, dado que los diseños se realizaron con las restricciones establecidas en la Tabla 7, es posible que esta relación de llenado óptima sea mayor si se omiten las restricciones que están afectando los diseños. Estas restricciones son el esfuerzo cortante y velocidad mínimos.

Igualmente, otra causa puede ser la implementación de diámetros comerciales como variable discreta. El hecho de considerar pocos diámetros puede afectar la máxima relación de llenado óptima. De manera que, planteando un análisis que se aproxime a diámetros como variable continua, es posible que se tenga un resultado claro sobre esta relación de llenado en cuestión.

### 11.5.2. ESFUERZO CORTANTE MÍNIMO

De este modo, se realizó un análisis variando simultáneamente dos restricciones: la máxima relación de llenado y el esfuerzo cortante mínimo ( $\tau$ ). Es importante aclarar que la velocidad mínima toma un valor de 0 m/s para este análisis y se considerará exclusivamente el terreno original. A continuación, se muestran los resultados de la máxima relación de llenado óptima para cada esfuerzo cortante mínimo. Los gráficos se pueden evidenciar el Anexo I.

*Tabla 17: Máxima relación de llenado óptima para distintos esfuerzos cortantes mínimos*

$\tau_{min}$ (Pa)	$y_n/d$ óptima (%)
0	94
0.2	94
0.4	94
0.6	94
0.8	94
1	94
1.2	94
1.4	84
1.5	100



Es evidente que, para bajas restricciones, se obtiene una máxima relación de llenado óptima del 94%. Cuando restringe el esfuerzo cortante mínimo, esta máxima relación de llenado empieza a variar.

### 11.5.3. VELOCIDAD MÍNIMA

De igual forma, se realizó un análisis variando simultáneamente dos restricciones: la máxima relación de llenado y velocidad mínima. Se muestran los resultados de la máxima relación de llenado óptima para cada velocidad mínima. Es importante aclarar que, para este análisis, el esfuerzo cortante mínimo tomó un valor de 0 Pa. Los gráficos se pueden evidenciar el Anexo J.

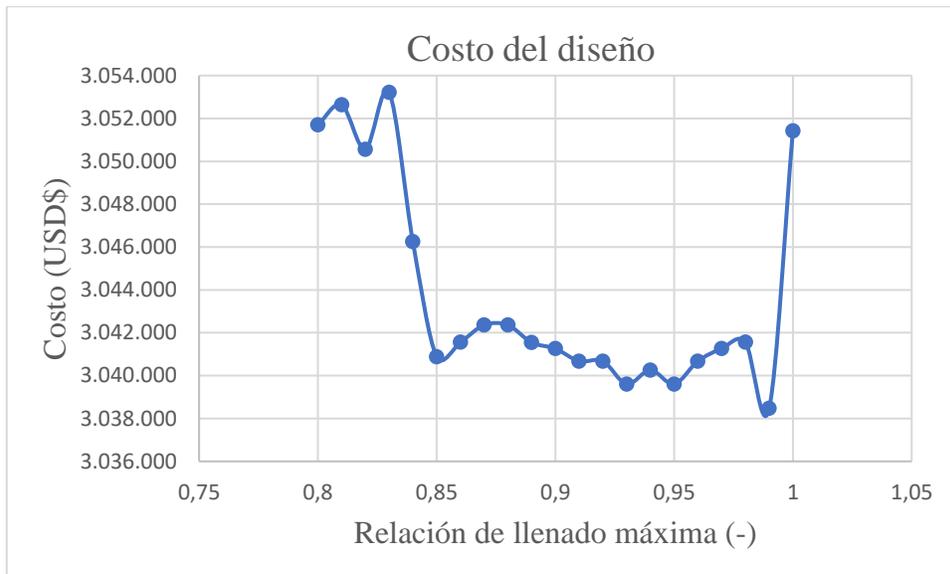
Tabla 18: Máxima relación de llenado óptima para distintas velocidades mínimas

$v_{min}$ (m/s)	$y_n/d$ óptima (%)
0	94
0.2	94
0.4	94
0.6	94
0.8	84
1	94

A partir de la anterior tabla, se puede ver un resultado similar al de esfuerzo cortante mínimo. Para bajas restricciones, se da una máxima relación de llenado óptima del 94%.

### 11.5.4. DIÁMETROS COMERCIALES CONTINUOS

Para plantear un escenario en el cual se aproxime los diámetros comerciales a una variable continua, para el terreno original, se estableció el siguiente intervalo: se inicia desde 0.02 metros hasta 1 metro, con un paso de 0.02 metros. Esto, para obtener un total de 50 diámetros comerciales. Del mismo modo, las otras restricciones de diseño permanecerán con el valor establecido en la Tabla 7. Los costos tabulados de este análisis se encuentran en el Anexo K.



Gráfica 20: Máxima relación de llenado para diámetros continuos

Se evidencia entonces una máxima relación de llenado óptima del 99%. Este resultado es distinto al análisis de esfuerzo cortante y velocidad mínimos. No obstante, es probable que esta máxima relación de llenado óptima se encuentre entre el 90% y 100% para el terreno original de la red Chicó Sur.



## 12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Existe variación en los costos, cuando hay modificaciones en las restricciones de diseño. Estas restricciones son: esfuerzo cortante mínimo, velocidad mínima y máxima, relación de llenado máxima y diámetro mínimo.
- Se proponen dos límites que condicionan la variación en las restricciones de diseño: el límite de variación y el límite de solución. Estos límites son útiles para definir el comportamiento del diseño de la red a causa de estas variaciones. Hay un intervalo para el cual el diseño es constante, y otro para el cual varía el diseño.
- El diseño que permanece constante antes de llegar al límite de variabilidad es el diseño más económico. Cuando se pasa este límite, los diseños siempre resultan ser más costos, debido a que las restricciones aumentan. Por tanto, entre más bajas sean las restricciones en los diseños, más económicos serán.
- La ecuación de Maurer prioriza la modificación del diámetro para cumplir las restricciones de diseño. Cuando el diámetro no se puede variar más, procede a aumentar la profundidad de excavación.
- Las profundidades máximas de excavación tienen una tendencia similar a los costos de la red cuando se varían las restricciones. En este sentido, la profundidad de excavación es el principal motivo de aumento en los costos de la red Chicó Sur cuando hay variación en las restricciones.
- La topografía del terreno influye en el costo de la red cuando hay variación en cada restricción de diseño.
- A excepción de la restricción de velocidad máxima, los terrenos con pendientes bajas siempre implican un mayor costo que terrenos con pendientes altas cuando hay variación en las restricciones de diseño. Esto, debido a que no hay aprovechamiento en la pendiente, por lo que hay mayores profundidades de excavación.
- La máxima relación de llenado óptima para la red Chicó Sur se encuentra entre 90% y 100%. Se recomienda profundizar el análisis considerando más alternativas de diseño, para determinar esta relación de llenado.



- 
- Se puede considerar como alternativa la metodología propuesta para variar la topología de una red de alcantarillado y su terreno aferente.
  - Se recomienda realizar un análisis de restricciones de diseño para otras ecuaciones de costos y para otras redes de alcantarillado, para tener un contraste más robusto sobre los resultados obtenidos.



### 13. REFERENCIAS

Aguilar, A. (2017). *Análisis de Sensibilidad de la Metodología Exhaustiva para el diseño optimizado de redes de drenaje urbano*. Bogotá: Universidad de los Andes.

Aguilar, A. (2019). *Modelo de Optimización Multiobjetivo para el Diseño de Redes de Drenaje Urbano*. Bogotá: Universidad de los Andes.

Ahuja, R., Magnanti, T., & Orlin, J. (1993). *Theory, Algorithms, and Applications*. Nueva Jersey: Prentice-Hall.

Benito, L. (3 de enero de 2015). *BIOGUIA*. Obtenido de Cómo construir un recolector de agua de lluvia: [https://www.bioguia.com/ambiente/como-construir-un-recolector-de-agua-de-lluvia\\_29269976.html](https://www.bioguia.com/ambiente/como-construir-un-recolector-de-agua-de-lluvia_29269976.html)

Butler, D., & Davies, J. (2004). *Urban Drainage* (Segunda ed.). Londres y Nueva York: Spon Press.

Butler, D., & Davies, J. (2011). *Urban drainage*. Londres: Spon Press.

Duque, N. (2013). *Metodología para la optimización del diseño de tuberías en serie en sistemas de alcantarillado*. Bogotá: Universidad de los Andes.

Duque, N. (2015). *Metodología para el Diseño Optimizado de Redes de Alcantarillado*. Bogotá: Universidad de los Andes.

*Eurolimpiezas*. (s.f.). Recuperado el 24 de junio de 2020, de LA SOLUCIÓN CONTRA LAS RAÍCES EN LAS TUBERÍAS: <http://www.eurolimpiezasarmenor.es/desatascos/blog/18/la-solucion-contra-las-raices-en-las-tuberias.html>

Haghighi, A., & Bakhshipour, A. (2012). *Optimization of Sewer Networks Using an Adaptive*. *Water Resour Manage* (2012) 26:3441–3456.

Haghighi, A., & Bakhshipour, A. (2015). *Deterministic Integrated Optimization Model for Sewage Collection Networks Using Tabu Search*. ASCE. Obtenido de <https://ascelibrary-org.ezproxy.uniandes.edu.co:8443/doi/pdf/10.1061/%28ASCE%29WR.1943-5452.0000435>

Hertz, A., & Werra, D. (1987). *Using Tabu Search Techniques for Graph Coloring*. Springer-Verlag. Obtenido de [https://www.researchgate.net/publication/37437164\\_Werra\\_D\\_Using\\_Tabu\\_Search\\_Techniques\\_for\\_Graph\\_Coloring\\_Computing\\_39\\_345-351](https://www.researchgate.net/publication/37437164_Werra_D_Using_Tabu_Search_Techniques_for_Graph_Coloring_Computing_39_345-351)

Instituto Fraunhofer de Tecnología Medioambiental, de Seguridad y Energética UMSICHT. (2016). *Ensayo de la resistencia a la corrosión por ácido sulfúrico biogénico de MasterSeal 7000CR*. Osterfeld: Fraunhofer UMSICHT.



- Israelsen, O., & Hansen, V. (1985). *Principios y aplicaciones de riego*. Logan: EDITORIAL REVERTÉ , S. A.
- LA CALLE Digital. (4 de marzo de 2012). *Alcantarilla desbordada Urbanización La Monserrate, Hormigueros*. Obtenido de <https://www.youtube.com/watch?v=Sm11rlhO8XE>
- López, R. (2003). *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados*. Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- MADERPLAST. (febrero de 2016). Recuperado el 2 de julio de 2020, de <https://www.maderplast.com/images/2>
- Mata, A., & Quevedo, F. (2005). *Diccionario didáctico de ecología*. San José: Universidad de Costa Rica.
- Maurer, M., Scheidegger, A., & Herlyn, A. (2012). *Quantifying costs and lengths of urban drainage systems with a simple static sewer*. Dübendorf: Taylor & Francis,.
- Maurer, M., Wolfram, M., & Anja, H. (2010). *Factors affecting economies of scale in combined sewer*. Londres: Water Science and Technology, 36-41.
- NOTIFE. (5 de mayo de 2019). Obtenido de Informe sobre la lluvia caída en la ciudad: <https://notife.com/670130-informe-sobre-la-lluvia-caida-en-la-ciudad/>
- NYC Environmental Protection. (s.f.). *Combined Sewer Overflows*. Recuperado el 7 de julio de 2020, de <https://www1.nyc.gov/site/dep/water/combined-sewer-overflows.page>
- Park, K., Lee, H., Phelan, S., Liyanaarachchi, S., Marleni, N., Navaratna, D., . . . Shu, L. (2014). *Mitigation strategies of hydrogen sulphide emission in sewer networks – A review*. ELSEVIER, 251-261.
- Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico - RAS. (2016). *Título D: Sistemas de Recolección y Evacuación de Aguas Residuales Domésticas y Aguas Lluvias*. Recuperado el 6 de junio de 2020
- Resende , M., & Pardalos, P. (2006). *Handbook of Optimization in Telecommunications*. Nueva York: Springer.
- Rodríguez, H., & Matamoros, H. (2017). *Rehabilitación de sistemas de alcantarillado*. Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Safavi, H., & Geranmehr, M. (2016). *Optimization of sewer networks using the mixed-integer linear programming*. Isfahan: Urban Water Journal, 2017.



- 
- Saldarriaga , J. (2019). Curso Sistemas de Drenaje Urbano. Bogotá: Universidad de los Andes.
- Saldarriaga , J. (2019). *Hidráulica de tuberías* (Cuarta ed.). Bogotá, Colombia: Alfaomega Colombiana. Recuperado el 1 de julio de 2020
- Torres, A. (2004). *Apuntes de clase sobre hidrología urbana*. Bogotá: Editorial Pontificia Universidad Javeriana.
- Zambrano, J. (2019). *Diseño optimizado de Redes de Drenaje Urbano. Casos de estudio variando la topografía del terreno, la densidad de las viviendas, los coeficientes de impermeabilidad y la rugosidad de las tuberías* . Bogotá: Universidad de los Andes .



## 14. ANEXOS

### Anexo A: cotas y caudales de diseño para cada pozo del terreno original

Pozo	$Q_{DISEÑO}$ ( $m^3/s$ )	X	Y	Z
1	0.01240	2145.39	7352.39	2561.93
2	0.02219	1982.51	7441.01	2558.90
3	0.02170	1784.49	7532.93	2557.41
4	0.02085	1632.28	7617.99	2557.42
5	0.01566	1452.89	7704.76	2555.87
6	0.01194	1317.86	7779.49	2554.95
7	0.01101	2233.12	7204.60	2568.56
8	0.01520	2097.16	7271.09	2563.11
9	0.01334	1932.99	7372.47	2557.93
10	0.01345	1835.94	7416.57	2557.33
11	0.01762	1747.32	7462.52	2556.90
12	0.01430	1650.50	7499.21	2556.72
13	0.01709	1588.00	7531.50	2556.62
14	0.01273	1524.17	7564.57	2555.87
15	0.01259	1460.84	7597.47	2555.78

Pozo	$Q_{DISEÑO}$ ( $m^3/s$ )	X	Y	Z
16	0.01260	1397.46	7630.55	2555.37
17	0.00945	1333.26	7661.29	2554.93
18	0.00942	1202.87	7770.98	2553.85
19	0.01118	2204.20	7149.60	2570.03
20	0.01979	2065.54	7218.98	2564.85
21	0.01000	1996.74	7259.19	2559.70
22	0.01861	1880.41	7313.67	2558.70
23	0.01305	1803.79	7353.82	2557.34
24	0.01305	1715.03	7400.08	2557.00
25	0.00862	1144.17	7710.55	2554.38
26	0.01173	2157.49	7087.17	2573.00
27	0.01633	2093.60	7119.76	2568.05
28	0.02038	2029.41	7153.10	2565.71
29	0.01304	1963.14	7187.67	2562.88
30	0.01653	1905.84	7224.42	2560.93



Pozo	$Q_{DISEÑO} (m^3/s)$	X	Y	Z
31	0.02083	1831.54	7256.25	2559.41
32	0.01281	1765.15	7289.85	2557.90
33	0.01281	1681.29	7333.85	2557.17
34	0.00934	1600.04	7388.10	2557.14
35	0.01359	1544.46	7448.03	2556.11
36	0.01362	1481.47	7481.98	2555.69
37	0.00929	1419.46	7517.89	2555.84
38	0.00930	1356.12	7550.70	2555.25
39	0.01329	1279.69	7558.36	2554.69
40	0.01227	1197.64	7600.63	2554.59
41	0.01256	1114.68	7643.68	2554.29
42	0.00873	1917.32	7098.98	2564.33
43	0.01342	1735.70	7224.20	2558.97
44	0.01314	1645.68	7265.07	2557.40
45	0.01271	1548.16	7315.99	2556.96

Pozo	$Q_{DISEÑO} (m^3/s)$	X	Y	Z
46	0.01778	1491.40	7345.58	2556.45
47	0.01824	1427.55	7377.92	2555.93
48	0.01837	1364.27	7411.31	2555.47
49	0.01837	1300.92	7444.20	2554.96
50	0.00887	1237.38	7477.06	2554.76
51	0.01673	1155.71	7519.68	2554.23
52	0.02023	1072.14	7561.27	2553.85
53	0.00837	1004.44	7596.19	2553.74
54	0.01173	2090.90	6933.35	2575.89
55	0.01203	2013.31	6965.14	2569.71
56	0.01607	1954.28	7002.50	2566.98
57	0.01723	1882.86	7032.93	2565.49
58	0.00409	1826.73	7064.10	2564.64
59	0.01608	1746.82	7099.01	2562.24
60	0.01773	1686.22	7129.44	2560.50



Pozo	$Q_{DISEÑO} (m^3/s)$	X	Y	Z
61	0.01314	1599.01	7175.99	2558.14
62	0.01308	1508.10	7223.40	2557.71
63	0.01267	1456.74	7260.95	2557.01
64	0.01304	1381.43	7289.20	2556.29
65	0.01305	1318.17	7322.35	2555.57
66	0.01306	1254.73	7355.18	2555.04
67	0.01305	1191.38	7388.10	2554.88
68	0.00878	1109.34	7429.94	2554.65
69	0.00837	962.53	7514.74	2553.57
70	0.00862	2056.96	6866.81	2576.09
71	0.01707	2002.76	6889.27	2570.15
72	0.01276	1920.35	6933.78	2567.70
73	0.01789	1832.90	6975.88	2565.94
74	0.00912	1728.08	7031.72	2563.69
75	0.01649	1649.08	7068.52	2561.04

Pozo	$Q_{DISEÑO} (m^3/s)$	X	Y	Z
76	0.01743	1559.39	7112.63	2559.04
77	0.01687	1471.37	7158.01	2557.99
78	0.00829	1393.92	7198.28	2557.27
79	0.01304	1305.24	7244.35	2555.82
80	0.00862	1230.89	7282.92	2555.43
81	0.01695	1155.26	7322.23	2555.31
82	0.01644	1076.77	7368.03	2554.96
83	0.02002	992.30	7407.29	2554.09
84	0.01257	913.30	7446.36	2554.13
85	0.00867	826.81	7493.27	2553.36
86	0.01726	1958.45	6815.65	2573.03
87	0.02575	1785.75	6898.33	2566.15
88	0.01717	1604.82	6992.61	2561.96
89	0.00873	1530.58	7035.67	2559.86
90	0.01701	1434.47	7086.98	2558.71



Pozo	$Q_{DISEÑO} (m^3/s)$	X	Y	Z
91	0.02456	1268.27	7173.47	2556.42
92	0.01605	1116.00	7247.09	2555.27
93	0.00827	1035.11	7288.28	2554.51
94	0.01714	955.69	7336.90	2553.91
95	0.01687	788.20	7419.13	2553.05
96	0.01274	1910.25	6726.98	2575.19
97	0.02123	1744.42	6812.62	2569.26
98	0.01769	1569.16	6903.75	2564.49
99	0.01333	1475.04	6952.68	2560.78
100	0.01301	1391.34	6997.48	2560.00
101	0.00829	1302.31	7041.85	2558.00
102	0.01599	1224.80	7082.59	2555.33
103	0.01637	1071.64	7162.13	2554.82
104	0.01276	981.54	7207.82	2554.22
105	0.01287	901.30	7249.35	2552.05

Pozo	$Q_{DISEÑO} (m^3/s)$	X	Y	Z
106	0.00882	831.25	7286.18	2551.72
107	0.01312	741.36	7334.18	2551.63
108	0.00840	667.44	7367.24	2551.46
109	-1.51799	584.86	7408.61	2551.85



## Anexo B: nuevas cotas de los pozos para cada terreno

Terreno							
Pozo	$\Delta z_i$	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>	V <sub>6</sub>
1	2.094	2551.463	2553.557	2557.744	2561.931	2566.118	2570.305
2	1.487	2551.463	2552.950	2555.923	2558.897	2561.871	2564.844
3	1.190	2551.463	2552.653	2555.032	2557.411	2559.790	2562.169
4	1.191	2551.463	2552.654	2555.036	2557.418	2559.800	2562.182
5	0.882	2551.463	2552.345	2554.110	2555.874	2557.638	2559.403
6	0.698	2551.463	2552.161	2553.556	2554.951	2556.346	2557.741
7	3.419	2551.463	2554.882	2561.721	2568.560	2575.399	2582.238
8	2.330	2551.463	2553.793	2558.452	2563.112	2567.772	2572.431
9	1.294	2551.463	2552.757	2555.344	2557.932	2560.520	2563.107
10	1.173	2551.463	2552.636	2554.981	2557.326	2559.671	2562.016
11	1.088	2551.463	2552.551	2554.726	2556.901	2559.076	2561.251
12	1.051	2551.463	2552.514	2554.617	2556.719	2558.821	2560.924
13	1.031	2551.463	2552.494	2554.555	2556.617	2558.679	2560.740
14	0.881	2551.463	2552.344	2554.107	2555.869	2557.631	2559.394
15	0.864	2551.463	2552.327	2554.054	2555.782	2557.510	2559.237

Terreno							
Pozo	$\Delta z_i$	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>	V <sub>6</sub>
16	0.781	2551.463	2552.244	2553.807	2555.370	2556.933	2558.496
17	0.693	2551.463	2552.156	2553.543	2554.930	2556.317	2557.704
18	0.477	2551.463	2551.940	2552.894	2553.848	2554.802	2555.756
19	3.714	2551.463	2555.177	2562.606	2570.034	2577.462	2584.891
20	2.677	2551.463	2554.140	2559.495	2564.849	2570.203	2575.558
21	1.646	2551.463	2553.109	2556.402	2559.695	2562.988	2566.281
22	1.447	2551.463	2552.910	2555.803	2558.696	2561.589	2564.482
23	1.175	2551.463	2552.638	2554.987	2557.337	2559.687	2562.036
24	1.107	2551.463	2552.570	2554.783	2556.997	2559.211	2561.424
25	0.582	2551.463	2552.045	2553.210	2554.375	2555.540	2556.705
26	4.307	2551.463	2555.770	2564.384	2572.998	2581.612	2590.226
27	3.317	2551.463	2554.780	2561.413	2568.046	2574.679	2581.312
28	2.849	2551.463	2554.312	2560.009	2565.707	2571.405	2577.102
29	2.283	2551.463	2553.746	2558.311	2562.876	2567.441	2572.006
30	1.893	2551.463	2553.356	2557.143	2560.929	2564.715	2568.502



Terreno							
Pozo	$\Delta z_i$	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>	V <sub>6</sub>
31	1.589	2551.463	2553.052	2556.229	2559.406	2562.583	2565.760
32	1.288	2551.463	2552.751	2555.328	2557.904	2560.480	2563.057
33	1.140	2551.463	2552.603	2554.884	2557.165	2559.446	2561.727
34	1.136	2551.463	2552.599	2554.871	2557.143	2559.415	2561.687
35	0.930	2551.463	2552.393	2554.252	2556.112	2557.972	2559.831
36	0.845	2551.463	2552.308	2553.998	2555.688	2557.378	2559.068
37	0.876	2551.463	2552.339	2554.091	2555.843	2557.595	2559.347
38	0.758	2551.463	2552.221	2553.737	2555.253	2556.769	2558.285
39	0.645	2551.463	2552.108	2553.397	2554.687	2555.977	2557.266
40	0.625	2551.463	2552.088	2553.337	2554.587	2555.837	2557.086
41	0.565	2551.463	2552.028	2553.158	2554.288	2555.418	2556.548
42	2.574	2551.463	2554.037	2559.184	2564.332	2569.480	2574.627
43	1.502	2551.463	2552.965	2555.968	2558.971	2561.974	2564.977
44	1.188	2551.463	2552.651	2555.027	2557.403	2559.779	2562.155
45	1.099	2551.463	2552.562	2554.761	2556.960	2559.159	2561.358

Terreno							
Pozo	$\Delta z_i$	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>	V <sub>6</sub>
46	0.998	2551.463	2552.461	2554.458	2556.454	2558.450	2560.447
47	0.893	2551.463	2552.356	2554.142	2555.928	2557.714	2559.500
48	0.802	2551.463	2552.265	2553.868	2555.472	2557.076	2558.679
49	0.700	2551.463	2552.163	2553.562	2554.961	2556.360	2557.759
50	0.659	2551.463	2552.122	2553.439	2554.756	2556.073	2557.390
51	0.554	2551.463	2552.017	2553.124	2554.232	2555.340	2556.447
52	0.477	2551.463	2551.940	2552.895	2553.849	2554.803	2555.758
53	0.455	2551.463	2551.918	2552.829	2553.740	2554.651	2555.562
54	4.886	2551.463	2556.349	2566.120	2575.891	2585.662	2595.433
55	3.649	2551.463	2555.112	2562.410	2569.708	2577.006	2584.304
56	3.102	2551.463	2554.565	2560.770	2566.975	2573.180	2579.385
57	2.805	2551.463	2554.268	2559.879	2565.490	2571.101	2576.712
58	2.634	2551.463	2554.097	2559.366	2564.635	2569.904	2575.173
59	2.155	2551.463	2553.618	2557.929	2562.239	2566.549	2570.860
60	1.808	2551.463	2553.271	2556.887	2560.503	2564.119	2567.735



**Terreno**

Pozo	$\Delta z_i$	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>	V <sub>6</sub>
61	1.336	2551.463	2552.799	2555.472	2558.144	2560.816	2563.489
62	1.248	2551.463	2552.711	2555.208	2557.705	2560.202	2562.699
63	1.110	2551.463	2552.573	2554.794	2557.014	2559.234	2561.455
64	0.966	2551.463	2552.429	2554.360	2556.292	2558.224	2560.155
65	0.822	2551.463	2552.285	2553.928	2555.571	2557.214	2558.857
66	0.714	2551.463	2552.177	2553.606	2555.035	2556.464	2557.893
67	0.684	2551.463	2552.147	2553.516	2554.884	2556.252	2557.621
68	0.638	2551.463	2552.101	2553.378	2554.654	2555.930	2557.207
69	0.420	2551.463	2551.883	2552.724	2553.565	2554.406	2555.247
70	4.925	2551.463	2556.388	2566.238	2576.088	2585.938	2595.788
71	3.738	2551.463	2555.201	2562.677	2570.153	2577.629	2585.105
72	3.247	2551.463	2554.710	2561.205	2567.700	2574.195	2580.690
73	2.895	2551.463	2554.358	2560.149	2565.940	2571.731	2577.522
74	2.445	2551.463	2553.908	2558.799	2563.690	2568.581	2573.472
75	1.916	2551.463	2553.379	2557.210	2561.041	2564.872	2568.703

**Terreno**

Pozo	$\Delta z_i$	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>	V <sub>6</sub>
76	1.515	2551.463	2552.978	2556.008	2559.038	2562.068	2565.098
77	1.305	2551.463	2552.768	2555.379	2557.989	2560.599	2563.210
78	1.161	2551.463	2552.624	2554.947	2557.270	2559.593	2561.916
79	0.872	2551.463	2552.335	2554.079	2555.823	2557.567	2559.311
80	0.793	2551.463	2552.256	2553.843	2555.429	2557.015	2558.602
81	0.769	2551.463	2552.232	2553.771	2555.309	2556.847	2558.386
82	0.700	2551.463	2552.163	2553.562	2554.962	2556.362	2557.761
83	0.526	2551.463	2551.989	2553.040	2554.092	2555.144	2556.195
84	0.534	2551.463	2551.997	2553.066	2554.134	2555.202	2556.271
85	0.379	2551.463	2551.842	2552.601	2553.360	2554.119	2554.878
86	4.313	2551.463	2555.776	2564.401	2573.027	2581.653	2590.278
87	2.938	2551.463	2554.401	2560.276	2566.152	2572.028	2577.903
88	2.100	2551.463	2553.563	2557.762	2561.961	2566.160	2570.359
89	1.680	2551.463	2553.143	2556.503	2559.863	2563.223	2566.583
90	1.449	2551.463	2552.912	2555.811	2558.709	2561.607	2564.506



<b>Terreno</b>							
<b>Pozo</b>	$\Delta z_i$	<b>V<sub>1</sub></b>	<b>V<sub>2</sub></b>	<b>V<sub>3</sub></b>	<b>V<sub>4</sub></b>	<b>V<sub>5</sub></b>	<b>V<sub>6</sub></b>
<b>91</b>	0.991	2551.463	2552.454	2554.435	2556.416	2558.397	2560.378
<b>92</b>	0.761	2551.463	2552.224	2553.746	2555.268	2556.790	2558.312
<b>93</b>	0.610	2551.463	2552.073	2553.293	2554.513	2555.733	2556.953
<b>94</b>	0.489	2551.463	2551.952	2552.931	2553.910	2554.889	2555.868
<b>95</b>	0.317	2551.463	2551.780	2552.414	2553.048	2553.682	2554.316
<b>96</b>	4.744	2551.463	2556.207	2565.696	2575.185	2584.674	2594.163
<b>97</b>	3.560	2551.463	2555.023	2562.144	2569.264	2576.384	2583.505
<b>98</b>	2.605	2551.463	2554.068	2559.278	2564.488	2569.698	2574.908
<b>99</b>	1.864	2551.463	2553.327	2557.054	2560.781	2564.508	2568.235
<b>100</b>	1.706	2551.463	2553.169	2556.582	2559.995	2563.408	2566.821
<b>101</b>	1.307	2551.463	2552.770	2555.385	2558.000	2560.615	2563.230
<b>102</b>	0.773	2551.463	2552.236	2553.781	2555.326	2556.871	2558.416
<b>103</b>	0.670	2551.463	2552.133	2553.474	2554.815	2556.156	2557.497
<b>104</b>	0.551	2551.463	2552.014	2553.117	2554.220	2555.323	2556.426
<b>105</b>	0.117	2551.463	2551.580	2551.813	2552.046	2552.279	2552.512

<b>Terreno</b>							
<b>Pozo</b>	$\Delta z_i$	<b>V<sub>1</sub></b>	<b>V<sub>2</sub></b>	<b>V<sub>3</sub></b>	<b>V<sub>4</sub></b>	<b>V<sub>5</sub></b>	<b>V<sub>6</sub></b>
<b>106</b>	0,050	2551.463	2551.513	2551.614	2551.715	2551.816	2551.917
<b>107</b>	0,033	2551.463	2551.496	2551.563	2551.630	2551.697	2551.764
<b>108</b>	0,000	2551.463	2551.463	2551.463	2551.463	2551.463	2551.463
<b>109</b>	0,078	2551.463	2551.541	2551.696	2551.851	2552.006	2552.161



### Anexo C: costos en USD\$ de la red para cada terreno, variando el esfuerzo cortante mínimo

Terreno						
$\tau_{min}$ (Pa)	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>	V <sub>6</sub>
0.0	3,158,795.2	2,987,515.4	2,982,190.3	2,986,513.4	2,998,121.9	3,013,581.6
0.2	3,158,795.2	2,987,515.4	2,982,190.3	2,986,513.4	2,998,121.9	3,013,581.6
0.4	3,157,846.3	2,987,617.7	2,982,190.3	2,986,513.4	2,998,121.9	3,013,581.6
0.6	3,196,108.3	2,991,046.1	2,985,552.9	2,989,893.9	3,001,648.6	3,018,498.6
0.8	3,315,407.2	3,027,097.2	2,994,973.4	2,995,333.4	3,009,715.8	3,028,480.2
1.0	3,534,734.3	3,102,266.5	3,007,125.9	3,005,230.5	3,019,739.4	3,041,190.7

Terreno						
$\tau_{min}$ (Pa)	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>	V <sub>6</sub>
1.2	3,834,264.3	3,190,050.6	3,034,609.9	3,021,929.3	3,036,014.4	3,051,482.1
1.4	4,168,406.6	3,329,958.2	3,075,459.6	3,040,554.5	3,054,186.9	3,067,120.4
1.6	4,563,706.0	3,545,573.5	3,148,854.4	3,083,767.5	3,078,093.4	3,085,256.1
1.8	4,944,088.2	3,825,404.1	3,240,352.4	3,139,288.2	3,114,009.1	3,110,556.9
2.0	5,313,970.1	4,150,902.8	3,362,442.7	3,202,524.2	3,159,443.9	3,139,887.1
2.2	5,709,742.0	4,516,788.9	3,516,583.9	3,284,596.9	3,216,579.3	3,181,106.1




---

<b>Terreno</b>						
$\tau_{min}$ (Pa)	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>	V <sub>6</sub>
2.4	6,100,146.4	4,912,787.4	3,727,447.7	3,380,568.7	3,281,850.6	3,234,593.3
2.6	6,501,044.0	5,325,908.0	3,943,476.1	3,501,699.5	3,365,380.1	3,301,192.2
2.8	6,900,886.9	5,749,352.3	4,178,859.4	3,668,265.1	3,464,236.8	3,374,743.9
3.0	7,309,601.6	6,208,050.8	4,444,339.3	3,853,074.1	3,578,147.3	3,460,095.3
3.2	7,731,530.7	6,663,204.0	4,762,310.6	4,063,110.0	3,718,795.5	3,555,091.4
3.4	8,163,290.2	7,131,027.4	5,085,284.8	4,284,417.2	3,877,658.4	3,670,638.4

---



---

<b>Terreno</b>						
$\tau_{min}$ (Pa)	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>	V <sub>6</sub>
3.6	8,583,033.3	7,609,679.4	5,430,903.5	4,545,423.1	4,062,383.5	3,799,899.0
3.8	9,021,547.9	8,104,380.5	5,801,353.4	4,791,050.8	4,275,283.9	3,933,043.7
4.0	9,479,903.2	8,595,930.2	6,170,831.1	5,072,158.5	4,497,644.2	4,101,855.8
4.2	9,928,054.9	9,099,933.5	6,539,408.5	5,364,568.2	4,725,134.0	4,298,181.5
4.4	10,384,384.1	9,609,197.1	6,953,770.4	5,680,330.3	4,968,521.2	4,494,801.6
4.6	10,839,308.4	10,118,499.9	7,354,211.7	5,987,948.8	5,218,550.3	4,717,189.5

---



### Anexo D: costos en USD\$ de la red para cada terreno, variando la máxima relación de llenado

Terreno						
$yn/d$ (-)	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>	V <sub>6</sub>
0.25	8,843,031.1	7,368,739.1	6,899,427.8	6,590,961.0	6,339,586.7	6,086,234.5
0.30	6,647,505.0	5,417,414.4	4,913,302.1	4,620,917.0	4,364,145.0	4,140,847.4
0.35	5,662,121.3	4,540,562.4	4,003,936.3	3,721,530.5	3,547,357.8	3,414,473.6
0.40	5,132,050.4	4,078,752.5	3,564,171.2	3,337,839.1	3,187,988.0	3,145,216.1
0.45	4,845,270.2	3,820,982.1	3,333,982.4	3,130,269.2	3,098,613.8	3,099,113.7
0.50	4,675,792.4	3,650,674.9	3,232,245.2	3,081,861.3	3,075,647.8	3,077,171.8

Terreno						
$yn/d$ (-)	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>	V <sub>6</sub>
0.55	4,567,400.4	3,563,449.9	3,163,244.5	3,067,768.6	3,056,409.8	3,077,934.5
0.60	4,502,677.7	3,531,960.1	3,135,962.6	3,056,906.7	3,059,772.4	3,080,708.6
0.65	4,453,130.7	3,491,993.7	3,115,826.9	3,060,291.9	3,064,700.4	3,070,093.4
0.70	4,422,886.5	3,465,031.8	3,115,638.2	3,057,667.8	3,058,716.5	3,076,321.9
0.75	4,399,388.8	3,446,728.8	3,109,570.4	3,059,299.3	3,057,598.2	3,076,074.2
0.80	4,381,551.0	3,433,487.7	3,109,156.0	3,057,293.1	3,056,496.7	3,072,122.0



---

<b>Terreno</b>						
<b><math>yn/d</math> (-)</b>	<b>V<sub>1</sub></b>	<b>V<sub>2</sub></b>	<b>V<sub>3</sub></b>	<b>V<sub>4</sub></b>	<b>V<sub>5</sub></b>	<b>V<sub>6</sub></b>
0.85	4,363,484.6	3,423,313.1	3,103,740.8	3,057,227.8	3,062,065.8	3,068,193.3
0.90	4,361,993.3	3,418,393.8	3,107,552.7	3,057,885.7	3,063,535.1	3,073,042.6
0.95	4,358,693.5	3,417,299.7	3,109,524.9	3,057,486.2	3,062,631.1	3,075,415.0
1.00	4,370,646.1	3,428,626.7	3,106,771.0	3,056,425.1	3,060,846.8	3,070,463.7

---


**Anexo E: costos en USD\$ de la red para cada terreno, variando las máximas relaciones de llenado altas**

Terreno						
$yn/d$ (-)	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>	V <sub>6</sub>
0.8	4,381,551.0	3,433,487.7	3,109,156.0	3,057,293.1	3,059,772.4	3,072,122.0
0.81	4,379,254.0	3,430,931.8	3,108,868.7	3,057,566.8	3,061,809.5	3,070,742.4
0.82	4,374,391.3	3,429,263.4	3,107,125.9	3,057,446.0	3,061,480.4	3,070,463.7
0.83	4,367,866.0	3,427,167.3	3,106,771.0	3,055,859.2	3,060,846.8	3,068,651.8
0.84	4,366,720.0	3,425,443.8	3,108,651.2	3,057,286.9	3,062,394.6	3,068,531.2
0.85	4,363,484.6	3,423,313.1	3,103,740.8	3,057,227.8	3,062,065.8	3,068,193.3
0.86	4,363,314.5	3,423,313.1	3,103,121.1	3,058,627.3	3,061,777.7	3,068,193.3

Terreno						
$yn/d$ (-)	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>	V <sub>6</sub>
0.87	4,363,314.5	3,422,514.5	3,103,061.9	3,058,231.8	3,061,718.6	3,068,193.3
0.88	4,363,314.5	3,422,514.5	3,101,220.1	3,057,944.8	3,061,627.7	3,069,693.3
0.89	4,363,314.5	3,421,994.6	3,105,694.8	3,057,944.8	3,063,813.8	3,069,414.6
0.9	4,361,993.3	3,418,393.8	3,107,552.7	3,057,885.7	3,063,535.1	3,073,042.6
0.91	4,361,359.0	3,417,299.7	3,109,524.9	3,057,885.7	3,063,535.1	3,073,042.6
0.92	4,358,980.8	3,417,299.7	3,109,524.9	3,057,885.7	3,063,535.1	3,073,210.3
0.93	4,358,693.5	3,417,299.7	3,109,524.9	3,057,486.2	3,062,631.1	3,075,415.0



<b>Terreno</b>						
<b><i>yn/d (-)</i></b>	<b>V<sub>1</sub></b>	<b>V<sub>2</sub></b>	<b>V<sub>3</sub></b>	<b>V<sub>4</sub></b>	<b>V<sub>5</sub></b>	<b>V<sub>6</sub></b>
0.94	4,358,693.5	3,417,299.7	3,109,524.9	3,057,486.2	3,062,631.1	3,075,415.0
0.95	4,358,693.5	3,417,299.7	3,109,524.9	3,057,486.2	3,062,631.1	3,075,415.0
0.96	4,358,980.8	3,417,299.7	3,109,524.9	3,057,885.7	3,063,535.1	3,073,042.6
0.97	4,361,359.0	3,418,393.8	3,111,323.5	3,057,885.7	3,063,535.1	3,073,042.6
0.98	4,363,314.5	3,422,514.5	3,101,220.1	3,057,944.8	3,063,813.8	3,069,414.6
0.99	4,363,314.5	3,422,514.5	3,103,061.9	3,058,231.8	3,061,718.6	3,068,193.3
1	4,370,646.1	3,428,626.7	3,106,771.0	3,056,425.1	3,060,846.8	3,070,463.7


**Anexo F : costos en USD\$ de la red para cada terreno, variando la velocidad máxima**

<b>Terreno</b>						
$v_{max}$ (m/s)	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>	V <sub>6</sub>
6.0	3109524.9	3417299.7	3075415.0	3057486.2	3062203.5	3071171.6
5.0	3109524.9	3417299.7	3109524.9	3061866.6	3066076.1	3069761.1
4.8	3109524.9	3417299.7	3109524.9	3061866.6	3066076.1	3069761.1
4.6	3109524.9	3417299.7	3109524.9	3061608.3	3054364.3	3080807.5
4.4	3109524.9	3417299.7	3109524.9	3062776.4	3055809.4	3092444.3
4.2	3108675.3	3417299.7	3109524.9	3061056.9	3061882.3	3105129.6

<b>Terreno</b>						
$v_{max}$ (m/s)	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>	V <sub>6</sub>
4.0	3109524.9	3417299.7	3108675.3	3057127.0	3064383.2	3143439.2
3.8	3108675.3	3417299.7	3109524.9	3060094.7	3079863.1	3263788.6
3.6	3108208.5	3417299.7	3108675.3	3059861.2	3120508.1	3527870.8
3.4	3108059.6	3417299.7	3108208.5	3062643.6	3227406.0	3833527.0
3.2	3106850.9	3417299.7	3108059.6	3077377.2	3473887.4	4282061.8
3.0	3104500.5	3417299.7	3106850.9	3164949.5	3787465.9	5212205.2

$v_{max}$ (m/s)	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>	V <sub>6</sub>
2.8	3102118.7	3417299.7	3104500.5	3358049.0	4329213.8	6570710.3
2.6	3123261.5	3415761.2	3102118.7	3620403.8	5369742.4	8201763.2
2.4	3191009.9	3415880.5	3123261.5	4139590.7	6696892.3	10267681.9
2.2	3341088.3	3415795.1	3191009.9	5113483.5	8517915.6	13080115.6



### Anexo G: costos en USD\$ de la red para cada terreno, variando la velocidad mínima

Terreno						
$v_{min}$ (m/s)	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>	V <sub>6</sub>
0.0	4362692.8	3417299.7	3109524.9	3057486.2	3062631.1	3075415.0
0.2	4362692.8	3417299.7	3109524.9	3057486.2	3062631.1	3075415.0
0.4	4362692.8	3417299.7	3109524.9	3057486.2	3062631.1	3075415.0
0.6	4362692.8	3417299.7	3109524.9	3057486.2	3062631.1	3075415.0
0.8	4416179.4	3593012.3	3137091.3	3069557.4	3068966.1	3076374.6
0.9	4884250.4	4092947.7	3320121.7	3179572.7	3139998.2	3122080.9
1.0	5644807.0	4846499.1	3651204.1	3365357.9	3266446.5	3221329.2

Terreno						
$v_{min}$ (m/s)	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>	V <sub>6</sub>
1.1	6496209.1	5845755.7	4255752.1	3671762.4	3476988.3	3376568.7
1.2	7452162.8	7034011.3	5055063.5	4182671.8	3789709.9	3615327.9
1.3	8545781.2	8407729.8	6007107.7	4926970.4	4311242.8	3985606.9
1.4	9763179.3	9949866.9	7197342.6	5935413.2	5045805.6	4539739.0
1.5	11121530.4	11661627.8	8652293.7	7092282.0	6029584.5	5298301.9
1.6	12630400.7	13552390.8	10343115.9	8464892.4	7275748.3	6289040.6
1.7	14265010.2	15632999.7	12287306.6	10144644.0	8695710.6	7600778.2

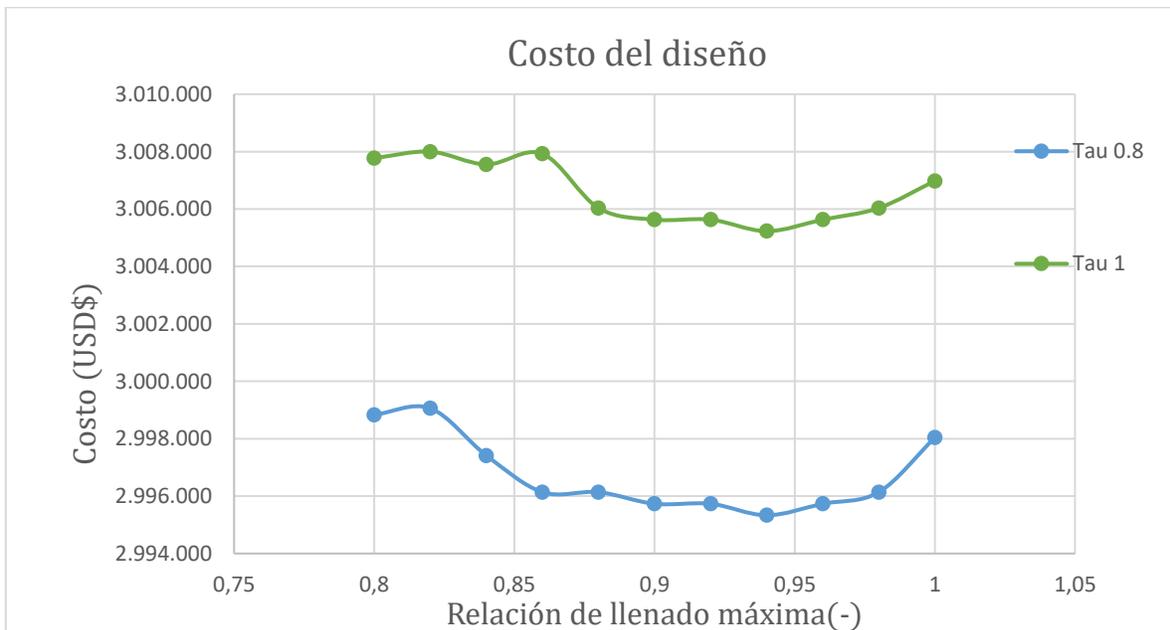
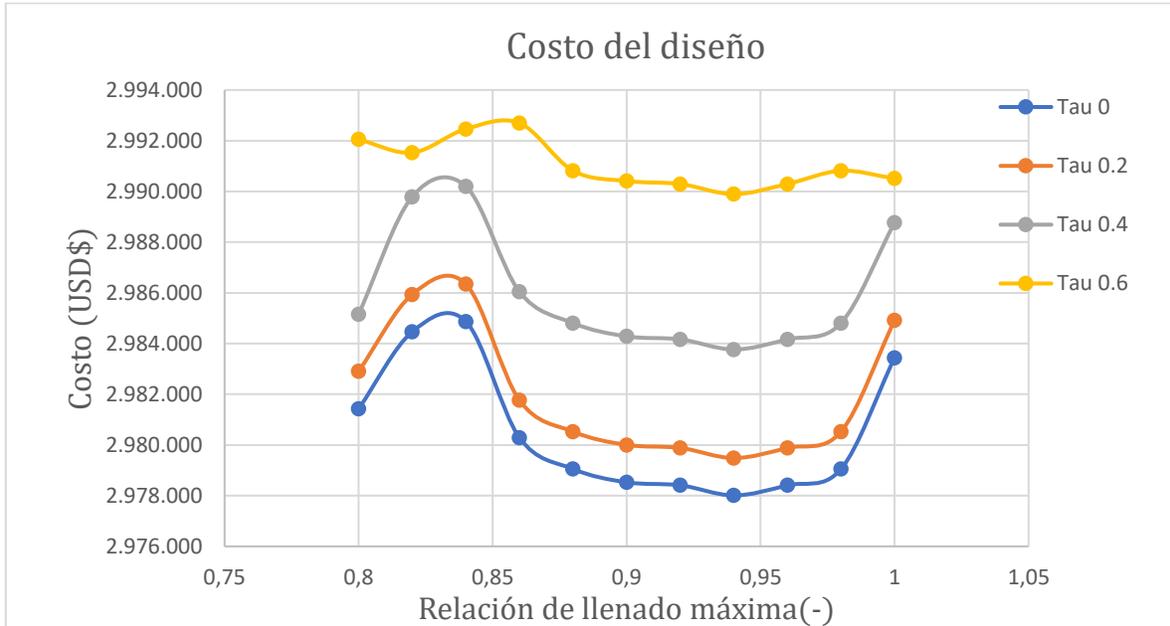


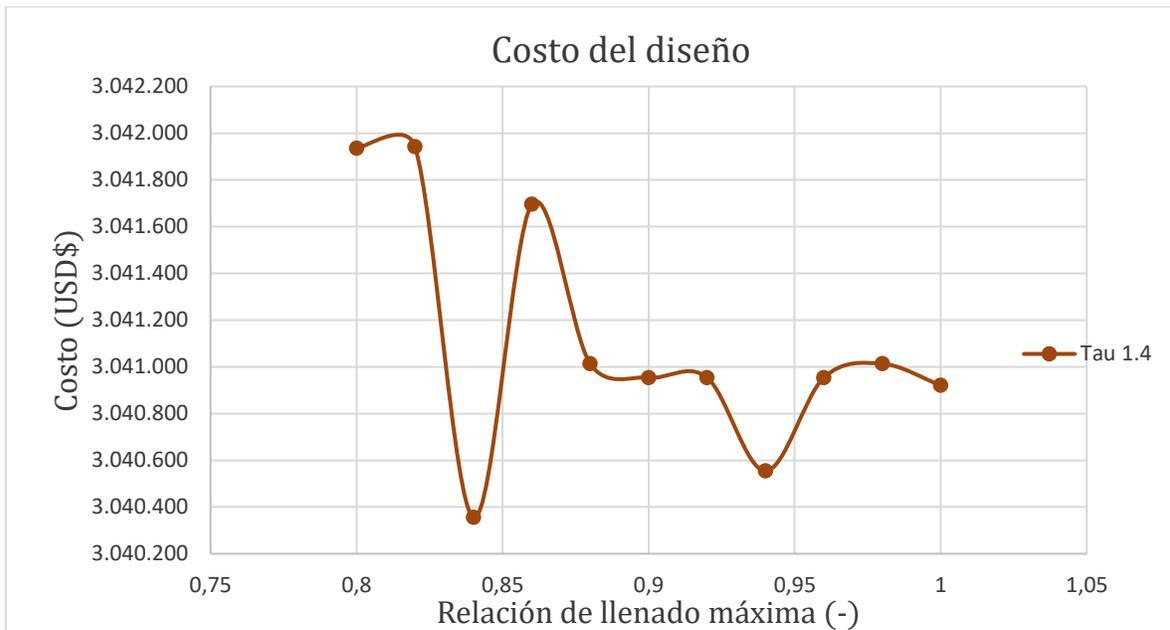
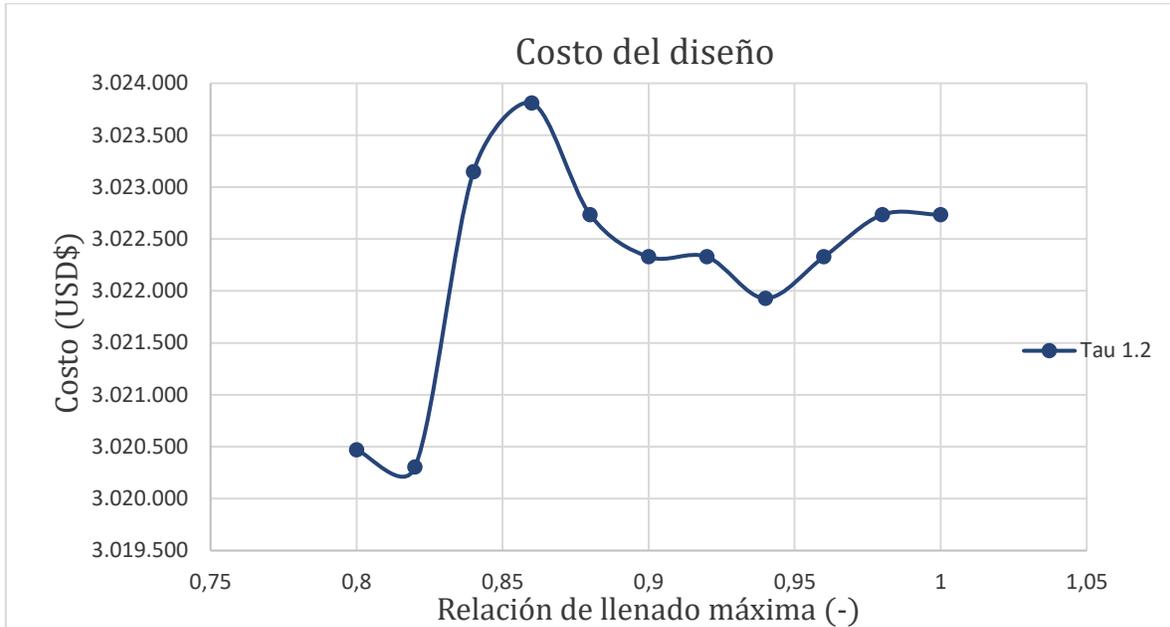
### Anexo H: costos en USD\$ de la red para cada terreno, variando el diámetro mínimo

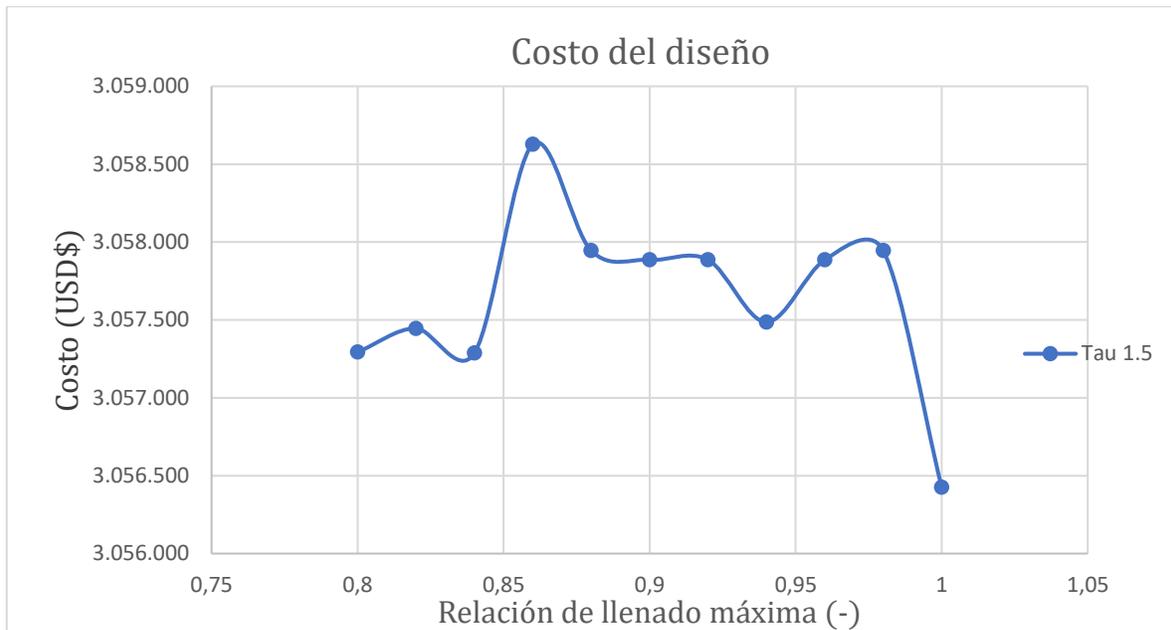
$d_{min}$ (m)	Terreno					
	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>	V <sub>6</sub>
0.1820	4,358,693.5	3,417,299.7	3,109,524.9	3,057,486.2	3,062,631.1	3,075,415.0
0.2270	4,450,678.2	3,509,239.5	3,134,560.8	3,074,122.2	3,075,451.5	3,082,537.3
0.4520	4,935,491.3	3,925,005.7	3,304,721.8	3,197,008.4	3,165,569.1	3,160,230.1
0.5950	5,178,985.1	4,161,792.3	3,428,731.7	3,265,016.6	3,222,616.0	3,211,144.1
0.6700	5,290,038.7	4,274,935.9	3,495,180.0	3,297,913.3	3,253,369.3	3,233,300.5
0.7470	5,424,125.5	4,396,935.1	3,574,159.5	3,342,342.8	3,289,400.8	3,267,996.4
0.8240	5,556,770.5	4,515,462.2	3,647,741.3	3,392,465.2	3,320,430.1	3,296,026.9
0.9776	5,779,653.8	4,749,875.8	3,781,858.6	3,465,634.5	3,375,368.3	3,325,195.5
1.0540	5,903,287.6	4,865,081.4	3,851,096.6	3,511,013.6	3,408,322.5	3,350,308.7



**Anexo I: costos en (USD\$) de la red variando la máxima relación de llenado y el esfuerzo cortante mínimo en Pa**

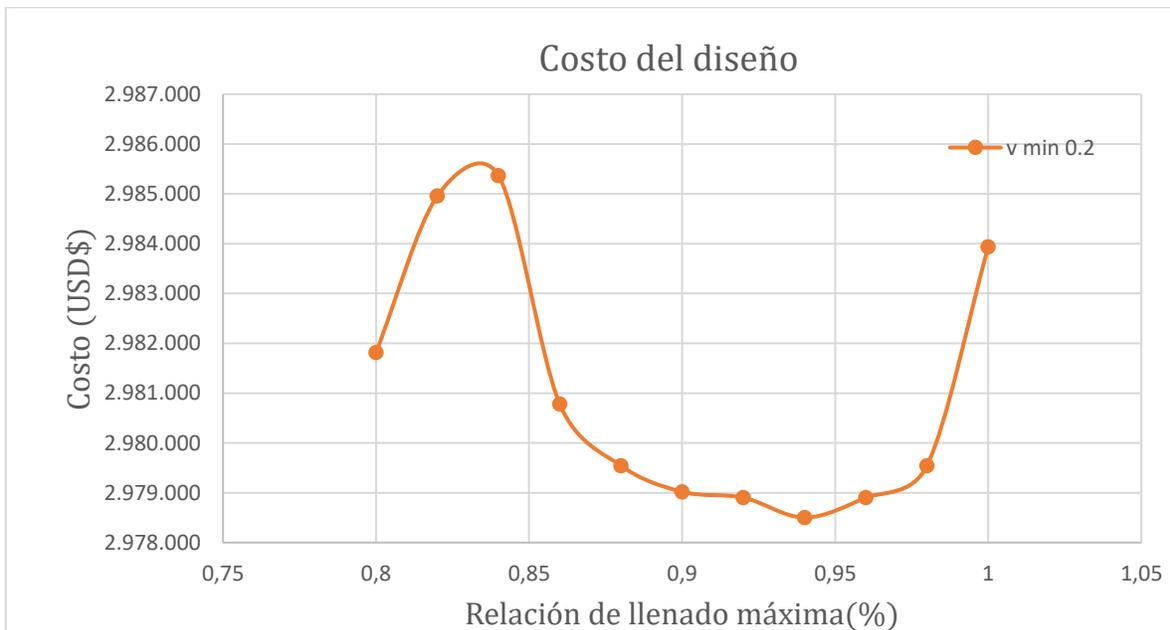
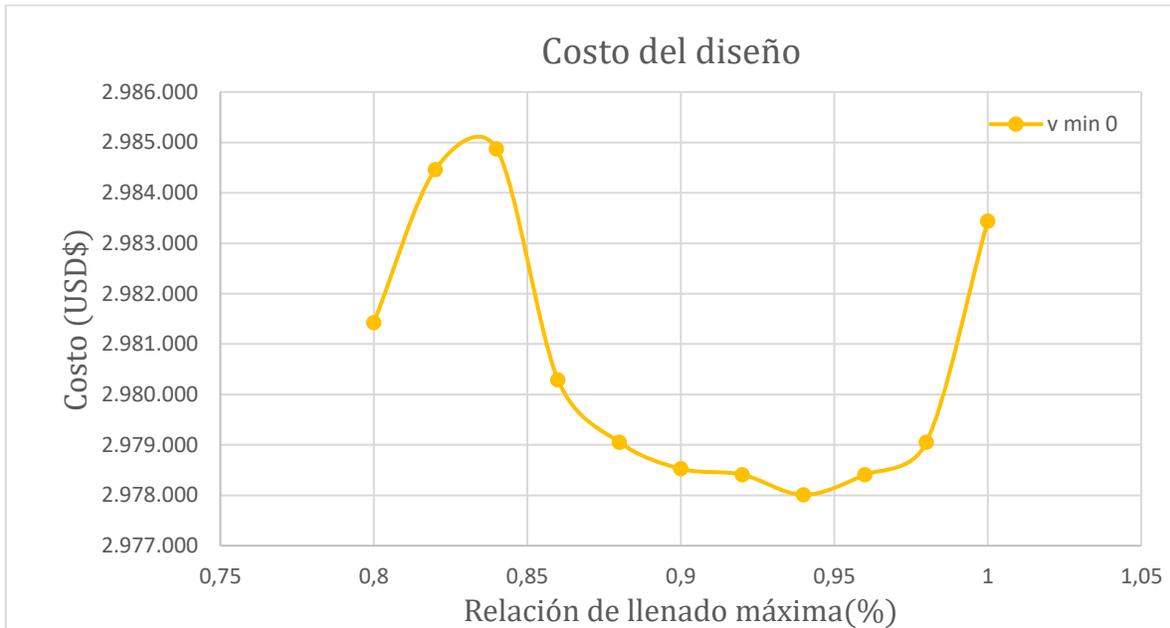


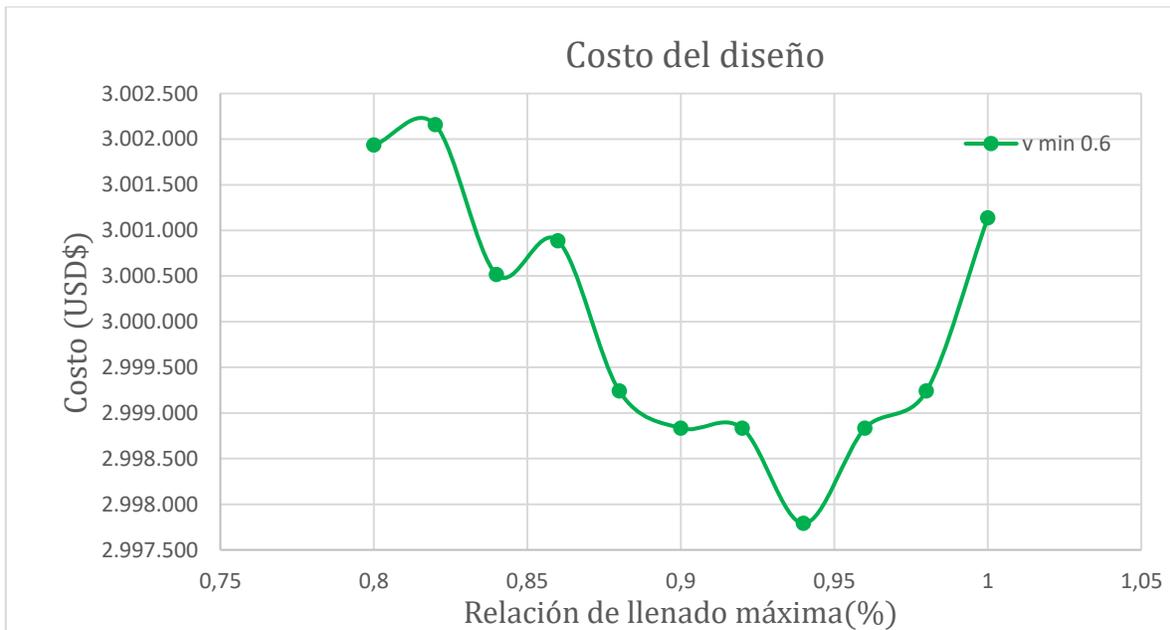
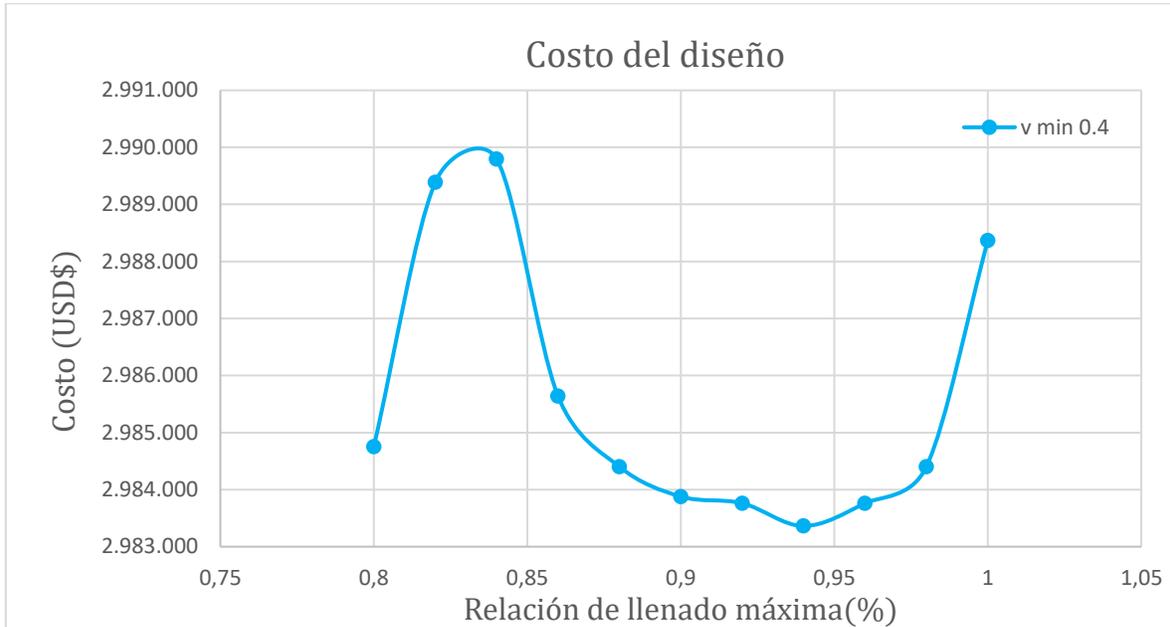


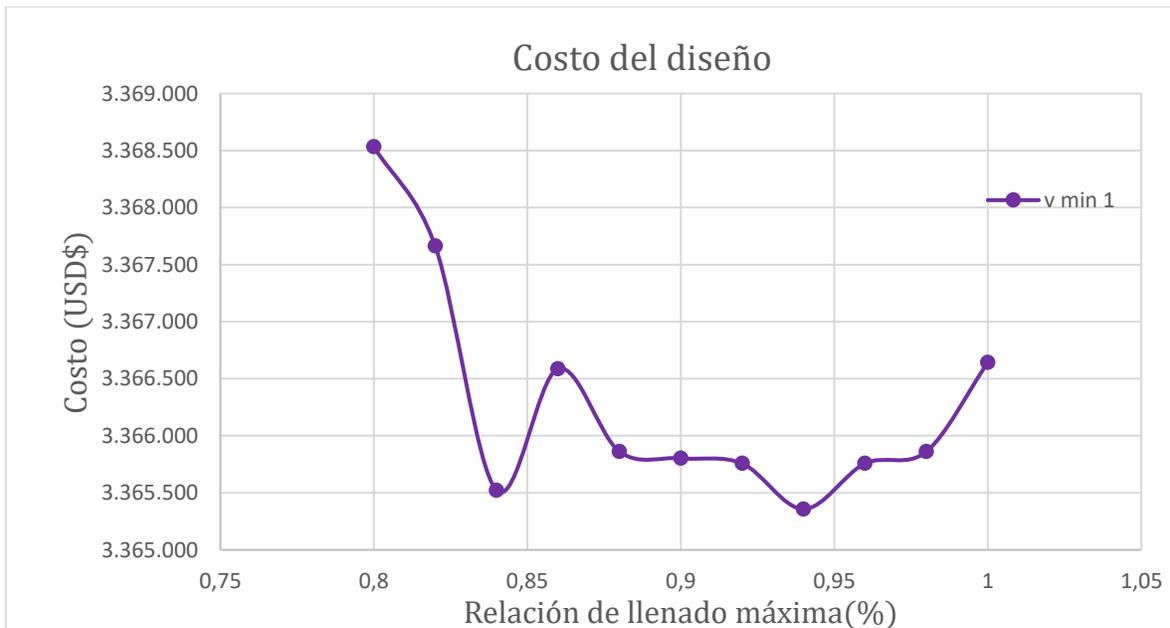
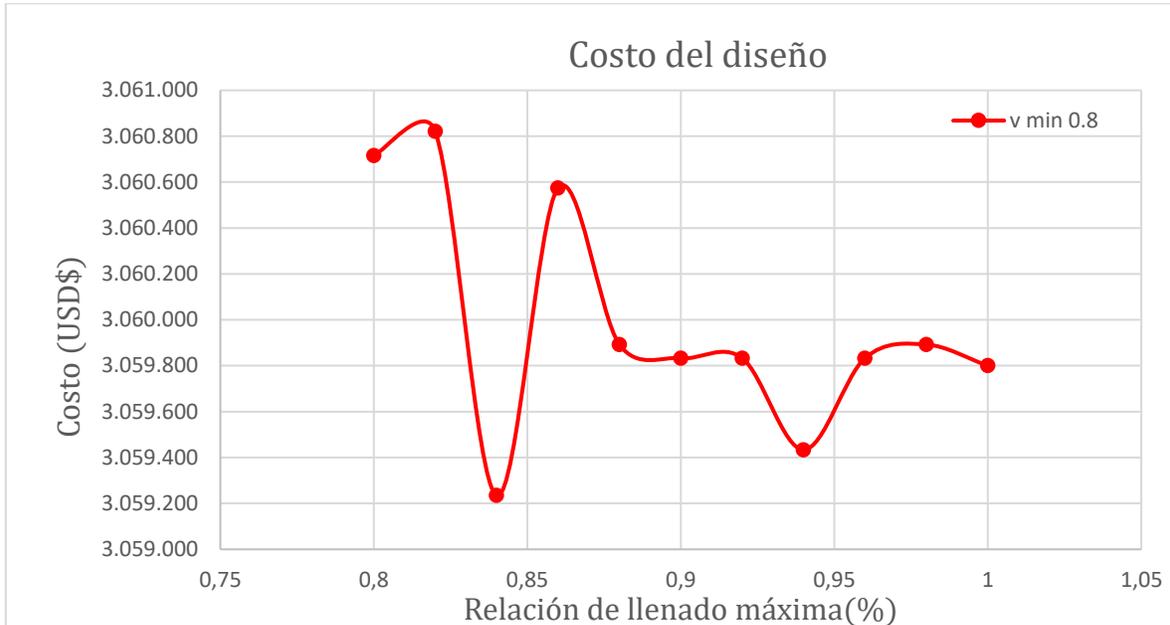




**Anexo J: costos en (USD\$) de la red variando la máxima relación de llenado y la velocidad mínima en m/s**







**Anexo K: costos en USD\$ de la red para el análisis de diámetros comerciales continuos**

$yn/d$ (-)	Costo (USD\$)
0.80	3,051,692.83
0.81	3,052,634.49
0.82	3,050,563.58
0.83	3,053,207.69
0.84	3,046,248.56
0.85	3,040,874.91
0.86	3,041,555.16
0.87	3,042,357.76
0.88	3,042,357.76
0.89	3,041,546.14
0.90	3,041,259.31



---

<i><b>yn/d (-)</b></i>	<i><b>Costo (USD\$)</b></i>
0.91	3,040,676.55
0.92	3,040,676.55
0.93	3,039,608.53
0.94	3,040,257.45
0.95	3,039,608.53
0.96	3,040,676.55
0.97	3,041,259.31
0.98	3,041,556.87
0.99	3,038,468.65
1.00	3,051,420.73

---