

TESIS DE MAESTRÍA

**DISEÑO OPTIMIZADO DE RDU EN TERRENOS CON ALTAS
PENDIENTES Y USANDO CÁMARAS DE CAÍDA ESTÁNDAR**

Cristian Camilo Cardona Duarte

Asesor: Juan G. Saldarriaga Valderrama



**UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL
BOGOTÁ D.C.
2019**

AGRADECIMIENTOS

En honor a FILLI.

A Ube y a mi familia, gracias.

TABLA DE CONTENIDO

1	Introducción	10
1.1	Objetivos	14
1.1.1	Objetivo General	14
1.1.2	Objetivos Específicos	14
2	Marco teórico	15
2.1	Redes de Drenaje Urbano Actuales.....	15
2.1.1	Componentes de los sistemas de Drenaje Urbano	15
2.1.2	Entendimiento de la hidráulica.	15
2.1.3	Problemática de las Redes de Drenaje Urbano.....	20
2.2	Software Utilizado	22
2.2.1	SERIES (OPTIMAL SEWER DESIGN SOFTWARE)	23
2.2.2	UTOPIA	24
2.3	Diseño Óptimo de Redes de Drenaje Urbano	25
2.3.1	Función de Costos	26
3	Metodología	28
3.1	Uso del Software Series (Optimal Sewer Design Software Modificado).....	28
3.1.1	Datos de Entrada	28
3.1.2	Modelaje del Grafo.....	28
3.1.3	Función Objetivo	29
3.1.4	Restricciones	29
3.1.5	Proceso llevado a cabo	29
3.2	Uso del Software UTOPIA.....	30
3.2.1	Datos de Entrada	30
3.2.2	Modelaje del Grafo.....	31
3.2.3	Función Objetivo	33
3.2.4	Restricciones	33

4	Resultados	34
4.1	Diseños realizados haciendo uso del programa Series (Optimar Sewer Design Software) 34	
4.1.1	Diseños para series de 5 pozos	34
4.1.2	Diseños para series de 10 pozos	37
4.1.3	Longitud Máxima Factible	39
4.2	Diseños realizados haciendo uso UTOPIA	45
4.2.1	Red Miraflores – Boyacá	46
4.2.2	Red Tunja – Boyacá	51
4.2.3	Red patrón de Mays & Wenzel con pendientes 3 veces mayores	56
4.2.4	Red patrón de Mays & Wenzel con pendientes 4.5 veces mayores	62
4.2.5	Red patrón de Mays & Wenzel con pendientes 6 veces mayores	67
4.2.6	Red patrón de Mays & Wenzel con pendientes 9 veces mayores	71
4.2.7	Resultados Consolidados.....	75
5	Análisis de resultados.....	82
5.1	Diseños con Series (Optimal Sewer Desgind Software)	82
5.1.1	Diseños iniciales en Concreto y PVC.....	82
5.1.2	Longitudes máximas factibles entre pozos	83
5.2	Diseños con UTOPIA.....	84
5.2.1	Red Miraflores – Boyacá	84
5.2.2	Red Tunja – Boyacá	85
5.2.3	Red patrón de Mays & Wenzel.....	86
5.2.4	Resultados Consolidados.....	86
6	Conclusiones.....	88
7	Recomendaciones	90
8	Referencias.....	92
9	ANEXOS	94
9.1	Perfiles obtenidos mediante la realización de los diseños	94
9.1.1	Diseños con Series (Optimal Sewer Desing Software)	94

9.1.2	Datos de las redes diseñadas con UTOPIA	99
9.1.3	Diseños con UTOPIA.....	102

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Definición de los elementos geométricos de la sección transversal para una tubería circular. Imagen tomada del libro de Butler.....	16
Figura 2. Colapso de un sistema de alcantarillado.	22
Figura 3. Interfaz gráfica del programa series (Optimal Sewer Design Software).....	24
Figura 4. Esquema del funcionamiento del programa UTOPIA (Aguilar, 2016).	25
Figura 5. Resultado Gráfico Red Miraflores – definición del árbol de la red – XPRESS	47
Figura 6. Resultado Gráfico Red unja – definición del árbol de la red – XPRESS.....	52
Figura 7. Resultado Gráfico Red Mays & Wenzel – definición del árbol de la red – XPRESS.....	58
Figura 8. Modelo 3D Red Mays&Wenzel SX9 Concreto (las líneas indican la dirección del flujo).	103
Figura 9. Modelo 3D Red Mays&Wenzel SX9 – Pozos No. 18, 19 y 20.....	103
Figura 10. Modelo 3D Red Mays&Wenzel SX9 – Detalle Pozo No. 10.	103

ÍNDICE DE GRÁFICAS

Gráfico 1. Perfil diseñado para serie de 10 tubos en Concreto, pendiente de 20%.....	38
Gráfico 2. Perfil diseñado para serie de 10 tubos en PVC, pendiente de 20%.	38
Gráfico 3. Relación Pendiente del terreno – Longitud Máxima Factible Concreto para Q=50L/s	40
Gráfico 4. Relación Pendiente del terreno – Longitud Máxima Factible Concreto para Q=100L/s.....	41
Gráfico 5. Relación Pendiente del terreno – Longitud Máxima Factible Concreto para Q=150L/s.....	43
Gráfico 6. Relación Pendiente del terreno – Longitud Máxima Factible PVC para Q=100L/s	44
Gráfico 7. Relación Pendiente del terreno – Longitud Máxima Factible PVC para Q=150L/s	45
Gráfico 8. Pendiente promedio del terreno para las redes diseñadas.	46
Gráfico 9. Ubicación de los pozos de la red Miraflores.	47
Gráfico 10. Distribución porcentual de costos para la red Miraflores para tuberías en concreto.	49
Gráfico 11. Distribución porcentual de costos para la red Miraflores para tuberías en PVC.	51
Gráfico 12. Ubicación de los pozos de la red Tunja.	52
Gráfico 13. Distribución porcentual de costos para la red Tunja para tuberías en Concreto.	54
Gráfico 14. Distribución porcentual de costos para la red Tunja para tuberías en PVC.....	56
Gráfico 15. Ubicación de los pozos de la red Mays&Wenzel.	57
Gráfico 16. Distribución porcentual de costos para la red Mays&Wenzel Sx3 para tuberías en Concreto.	60
Gráfico 17. Distribución porcentual de costos para la red Mays&Wenzel Sx3 para tuberías en PVC.....	62
Gráfico 18. Distribución porcentual de costos para la red Mays&Wenzel Sx4.5 para tuberías en Concreto. .	64
Gráfico 19. Distribución porcentual de costos para la red Mays&Wenzel Sx4.5 para tuberías en PVC.....	66
Gráfico 20. Distribución porcentual de costos para la red Mays&Wenzel Sx6 para tuberías en Concreto.	69
Gráfico 21. Distribución porcentual de costos para la red Mays&Wenzel Sx6 para tuberías en PVC.....	71
Gráfico 22. Distribución porcentual de costos para la red Mays&Wenzel Sx9 para tuberías en Concreto.	73
Gráfico 23. Distribución porcentual de costos para la red Mays&Wenzel Sx9 para tuberías en PVC.....	75
Gráfico 24. Resultados Consolidados – Costo por Metro Vs Caudal de Entrada – Concreto	76
Gráfico 25. Resultados Consolidados – Cámaras de Caída Encontradas Vs Caudal de Entrada – Concreto	76
Gráfico 26. Resultados Consolidados – Pendientes Promedio Vs Caudal de Entrada – Concreto	77
Gráfico 27. Resultados Consolidados – Diámetros Promedio Vs Caudal de Entrada – Concreto	77
Gráfico 28. Resultados Consolidados – Velocidades Promedio Vs Caudal de Entrada – Concreto.....	78

Gráfico 29. Resultados Consolidados – Porcentaje de Llenado Promedio Vs Caudal de Entrada - Concreto ..	78
Gráfico 30. Resultados Consolidados – Costo por Metro Vs Caudal de Entrada – PVC.	79
Gráfico 31. Resultados Consolidados – Cámaras de Caída Encontradas Vs Caudal de Entrada – PVC.....	79
Gráfico 32. Pendientes Promedio Vs Caudal de Entrada – PVC	80
Gráfico 33. Resultados Consolidados – Diámetros Promedio Vs Caudal de Entrada – PVC.....	80
Gráfico 34. Resultados Consolidados – Velocidades Promedio Vs Caudal de Entrada – PVC	81
Gráfico 35. Resultados Consolidados – Porcentaje de Llenado Promedio Vs Caudal de Entrada – PVC.....	81
Gráfico 36. Recomendación – Creación de Cámaras Intermedias.	90
Gráfico 37. Perfil diseñado para serie de 5 tubos en concreto, pendiente de 6%.	94
Gráfico 38. Perfil diseñado para serie de 5 tubos en concreto, pendiente de 10%.	95
Gráfico 39. Perfil diseñado para serie de 5 tubos en concreto, pendiente de 20%.	95
Gráfico 40. Perfil diseñado para serie de 5 tubos en concreto, pendiente de 35%.	96
Gráfico 41. Perfil diseñado para serie de 5 tubos en concreto, pendiente de 50%.	96
Gráfico 42. Perfil diseñado para serie de 5 tubos en PVC, pendiente de 6%.	97
Gráfico 43. Perfil diseñado para serie de 5 tubos en PVC, pendiente de 20%.	97
Gráfico 44. Perfil diseñado para serie de 5 tubos en PVC, pendiente de 30%.	98
Gráfico 45. Perfil diseñado para serie de 5 tubos en PVC, pendiente de 50%.	98
Gráfico 46. Perfil Diseñado Red Mays&Wenzel SX3 Concreto.	102
Gráfico 47. Perfil Diseñado Red Mays&Wenzel SX6 Concreto.	102
Gráfico 48. Perfil Diseñado Red Miraflores Q=10L/s Concreto.	104
Gráfico 49. Perfil Diseñado Red Miraflores Q=50L/s Concreto.	104
Gráfico 50. Perfil Diseñado Red Miraflores Q=10L/s PVC.....	105
Gráfico 51. Perfil Diseñado Red Miraflores Q=50L/s PVC.....	105

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Cobertura de los Servicios de Acueducto y Alcantarillado en Colombia.	11
Tabla 2. Variables geométricas de una tubería con sección transversal circular.	17
Tabla 3. Resultados consolidados tramos de 5 tubos en Concreto.	35
Tabla 4. Resultados consolidados tramos de 5 tubos en PVC.	37
Tabla 5. Resultados consolidados – Longitud máxima factible entre pozos para tuberías en concreto Q=50L/s.	39
Tabla 6. Resultados consolidados – Longitud máxima factible entre pozos para tuberías en Concreto Q=100L/s.....	40
Tabla 7. Resultados consolidados – Longitud máxima factible entre pozos para tuberías en Concreto Q=150L/s.....	42
Tabla 8. Resultados consolidados – Longitud máxima factible entre pozos para tuberías en PVC Q=100L/s. 43	
Tabla 9. Resultados consolidados – Longitud máxima factible entre pozos para tuberías en PVC Q=150L/s. 44	
Tabla 10. Resultados Generales obtenidos para la red Miraflores para tuberías en Concreto.	48
Tabla 11. Resultados Hidráulicos obtenidos para la red Miraflores para tuberías en Concreto.	48
Tabla 12. Resultados de costos obtenidos para la red Miraflores para tuberías en Concreto.	49
Tabla 13. Resultados Generales obtenidos para la red Miraflores para tuberías en PVC.	50
Tabla 14. Resultados Hidráulicos obtenidos para la red Miraflores para tuberías en PVC.	50
Tabla 15. Resultados de costos obtenidos para la red Miraflores para tuberías en PVC.	51
Tabla 16. Resultados Generales obtenidos para la red Tunja para tuberías en Concreto.	53
Tabla 17. Resultados Hidráulicos obtenidos para la red Tunja para tuberías en Concreto.	53
Tabla 18. Resultados de costos obtenidos para la red Tunja para tuberías en Concreto.	54
Tabla 19. Resultados Generales obtenidos para la red Tunja para tuberías en PVC.	55
Tabla 20. Resultados Hidráulicos obtenidos para la red Tunja para tuberías en PVC.	55
Tabla 21. Resultados de costos obtenidos para la red Tunja para tuberías en PVC.	56
Tabla 22. Resultados Generales obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx3 para tuberías en Concreto.	58
Tabla 23. Resultados hidráulicos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx3 para tuberías en Concreto.	59
Tabla 24. Resultados de costos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx3 para tuberías en Concreto.	59
Tabla 25. Resultados Generales obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx3 para tuberías en PVC.	60
Tabla 26. Resultados hidráulicos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx3 para tuberías en PVC.	61

Tabla 27. Resultados de costos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx3 para tuberías en PVC.	61
Tabla 28. Resultados Generales obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx4.5 para tuberías en Concreto.	63
Tabla 29. Resultados Hidráulicos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx4.5 para tuberías en Concreto.	63
Tabla 30. Resultados de Costos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx4.5 para tuberías en Concreto.	64
Tabla 31. Resultados Generales obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx4.5 para tuberías en PVC.	65
Tabla 32. Resultados Hidráulicos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx4.5 para tuberías en PVC.	65
Tabla 33. Resultados de Costos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx4.5 para tuberías en PVC.	66
Tabla 34. Resultados Generales obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx6 para tuberías en Concreto.	67
Tabla 35. Resultados Hidráulicos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx6 para tuberías en Concreto.	68
Tabla 36. Resultados de Costos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx6 para tuberías en Concreto.	68
Tabla 37. Resultados Generales obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx6 para tuberías en PVC.	69
Tabla 38. Resultados Hidráulicos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx6 para tuberías en PVC.	70
Tabla 39. Resultados de Costos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx6 para tuberías en PVC.	70
Tabla 40. Resultados Generales obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx9 para tuberías en Concreto.	72
Tabla 41. Resultados Hidráulicos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx9 para tuberías en Concreto.	72
Tabla 42. Resultados de Costos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx9 para tuberías en Concreto.	73
Tabla 43. Resultados Generales obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx9 para tuberías en PVC.	74
Tabla 44. Resultados Hidráulicos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx9 para tuberías en PVC.	74
Tabla 45. Resultados de Costos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx9 para tuberías en PVC.	75
Tabla 46. Datos de la red de Miraflores.	99
Tabla 47. Datos de la red de Tunja.	100
Tabla 48. Datos de la red de Mays y Wenzel.	101

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. Ecuación de continuidad.	16
Ecuación 2. Ecuación de continuidad en términos de velocidad y área.	16
Ecuación 3. Ángulo θ	17
Ecuación 4. Área Mojada.	17
Ecuación 5. Perímetro Mojado.	17
Ecuación 6. Radio Hidráulico.	18
Ecuación 7. Ancho de superficie.	18
Ecuación 8. Profundidad hidráulica	18
Ecuación 9. Velocidad de Manning.	19
Ecuación 10. Velocidad de Chézy.	19
Ecuación 11. Ecuación de Colebrook-White.	19
Ecuación 12. Ecuación de Darcy-Weissbach.	19
Ecuación 13. Velocidad del flujo explícita.	19
Ecuación 14. Ecuación de costos de Maurer abreviada.	26
Ecuación 15. Componente Alfa de la ecuación de Maurer.	26
Ecuación 16. Componente Beta de la ecuación de Maurer.	26
Ecuación 17. Ecuación de costos de Maurer desarrollada.	27
Ecuación 18. Ecuación de costos de la cámara de caída.	27
Ecuación 19. Ecuación de costos usada para el desarrollo de los diseños.	27

1 INTRODUCCIÓN

De manera progresiva, las diferentes ciudades, pueblos y centros poblados en general, ubicados en diferentes lugares del mundo, han venido presentando un incremento importante de sus poblaciones en las últimas décadas. Esta situación, tiene como efecto generar un incremento en la demanda de las necesidades de sus habitantes para los diferentes servicios básicos que la infraestructura de estos lugares puede ofrecer. De esta manera, se hace necesario contar con una inversión constante que permita contar con servicios cuya oferta, sea tan cercana a la demanda como sea posible. Entre estos servicios públicos, se encuentran el servicio de acueducto y de alcantarillado o de drenaje urbano.

Como servicio público y de acuerdo con lo anterior, los sistemas de drenaje urbano son de suma importancia para todo tipo de población, sobre todo para aquellos centros urbanos concentrados, debido a que con este tipo de sistemas, se pueden recoger las aguas residuales o servidas de tipo urbano, comercial e industrial, y ser transportadas a lugares fuera del perímetro urbano donde se les dé la adecuada disposición final, la cual puede consistir en un tratamiento que permita la descontaminación de la misma, o simple disposición a un cuerpo de agua natural, siempre y cuando cumpla con las normativas ambientales vigentes. Por otro lado, estos sistemas también pueden conducir la escorrentía generada por las precipitaciones, consecuencia de la impermeabilización de los centros urbanos modernos, a lugares ubicados fuera de estos, donde se les da su respectiva disposición final.

Como consecuencia de lo anterior, se evita como primera medida la proliferación de enfermedades y malos olores producto de aguas servidas acumuladas en las calles; y en eventos de lluvia, se evitan posibles eventos de inundación debido a las altas retenciones de volúmenes en las calles de los centros poblados, produciendo así tanto pérdidas y afectaciones materiales, como posibles complicaciones en la salubridad pública. Los anteriores sistemas corresponden respectivamente al denominado como alcantarillado residual y al denominado como alcantarillado pluvial. De manera adicional, con algunos sistemas especiales se puede cumplir de manera simultánea ambas funciones, siendo estos sistemas denominados como alcantarillados combinados.

Por otro lado, es importante tener en cuenta que, para el país de Colombia, los sistemas de alcantarillado son considerados como servicios públicos domiciliarios y además como servicios públicos esenciales, tanto así que documentos de índole público como lo es el CONPES 3810 elaborado en el año 2014 por el Departamento Nacional de Planeación - DNP, establece lo siguiente:

“El acceso al agua potable y saneamiento básico se considera un derecho que tiene conexidad con otros como la vida, la dignidad humana y la salud. Es así como el país cuenta con un marco jurídico armónico con el Artículo 25 de la Declaración Universal de los Derechos Humanos de Naciones Unidas, de Diciembre de 1948, ratificada en la Asamblea General de las Naciones Unidas en el año 2010; la cual considera al agua potable y al saneamiento

básico como elementos fundamentales para el desarrollo y la dignidad de las personas” (DNP, 2014).

De esta manera, el drenaje urbano se transforma en una obligación por parte del Estado, en el sentido de brindar este y otros servicios a la totalidad de la población. Sin embargo, para poder llevar a cabo la función de garantizar el acceso de la totalidad de la población a este servicio, es necesario contar con recursos que permitan llevar a cabo dicha actividad. Situación que incluso en los proyectos de índole privado también es necesaria, dado que se requiere contar con recursos que permitan llevar a cabo las actividades que se deseen realizar en el marco del drenaje urbano.

Es por esto, que tanto en el sector público, como en el sector privado, es necesario optimizar los recursos que se tengan a disposición, de manera tal que tanto desde el diseño, como en la ejecución de las obras y operación y mantenimiento, se logre impactar positivamente a la mayor población posible; es decir, que como los recursos son limitados, se deben realizar diseños que optimicen los costos asociados, mientras se brinden soluciones de fondo a las ya mencionadas problemáticas que se puedan presentar en el ámbito del drenaje urbano.

De manera adicional, es importante tener en cuenta que según datos oficiales consignados en el portal de datos del Gobierno Nacional, se registran las siguientes coberturas a nivel de acueducto y alcantarillado para el sector urbano, rural y total para los años 2015, 2016 y 2017 (Datos, 2018):

Tabla 1. Cobertura de los Servicios de Acueducto y Alcantarillado en Colombia.

Año	Cobertura Acueducto Urbano (%)	Cobertura Acueducto Rural (%)	Cobertura Acueducto Total (%)	Cobertura Alcantarillado Urbano (%)	Cobertura Alcantarillado Rural (%)	Cobertura Alcantarillado Total (%)
2015	99.93	96.95	98.45	99.93	16	57.97
2016	99.99	97	98.5	99.93	17	58.47
2017	99.99	97	98.5	99.93	17	58.47

De acuerdo a esto, se puede evidenciar que para Colombia, dado que la cobertura actualmente no corresponde al 100% en el sector rural y urbano, es necesario continuar con inversiones que permitan estar más cerca del 100% de la población, la cual cada día se hace mayor. Es así como, optimizar el diseño de las redes de drenaje urbano ha sido objeto de investigación en los últimos tiempos, teniendo en cuenta las múltiples restricciones que se presentan para tal fin, tanto desde los aspectos técnicos y normativos, como de los aspectos financieros. Lo anterior, teniendo en cuenta que desde el punto de vista técnico puede haber múltiples soluciones que permitan contar con un drenaje apropiado que cumpla con los aspectos normativos, para cualquier situación específica; sin embargo, todas estas soluciones, tendrán un costo asociado, siendo efectivamente la de menor valor, aquella que se deba adoptar.

En este sentido, la Universidad de los Andes, a través del centro de investigación de Acueductos y Alcantarillados – CIACUA, ha venido adelantando múltiples investigaciones en este ámbito, las cuales han arrojado resultados concluyentes, que permiten afirmar que las metodologías desarrolladas en este centro, que se ha venido implementando para la optimización en el diseño de los sistemas de drenaje urbano, han sido efectivas; contribuyendo así, con el ejercicio de optimización a nivel de alcantarillado que se requiere para optimizar los recursos y contribuir con el desarrollo del país. Algunos de estos trabajos corresponden al presentado por Carlos Peinado en el 2009 denominado como *“Uso del programa CIE-AGUA para el diseño optimizado de redes de drenaje urbano”*, o al presentado por Natalia Duque en el 2013 denominado como *“Metodología para la optimización del diseño de tuberías en serie en sistemas de alcantarillado”*, o el más reciente presentado por la misma autora en el 2015 denominado como *“Metodología para el diseño optimizado de redes de alcantarillado”*.

No obstante, se ha evidenciado que estas metodologías son aplicadas para sistemas de drenaje cuyas pendientes pueden ser consideradas como bajas. Es decir que, si se tiene en cuenta una topografía típica de poblaciones ubicadas en sectores montañosos, se podría generar cierto grado de incertidumbre en cuanto al diseño óptimo de este tipo de redes, debido a la necesidad de implementar estructuras especiales que se adopten a la topografía del terreno y permitan dar cumplimiento a las diferentes restricciones hidráulicas que se deben tener en cuenta al momento de realizar los diseños pertinentes.

En cuanto a las pendientes del terreno, múltiples ciudades o centros poblados de la región andina colombiana y otras a nivel mundial, se levantan en medio de las montañas, las cuales usualmente son de altas o moderadas pendientes, superando así con facilidad valores del 12% en sus laderas. Este tipo de topografía, como se mencionó genera básicamente una alteración al límite superior en el cual se puede ubicar la tubería del sistema de alcantarillado. Debido a que con mayor frecuencia, las tuberías se saldrían de este límite si se pretende dar cumplimiento a las pendientes máximas producto de las restricciones de velocidad establecidas por la norma según el material a utilizar; es decir, que en caso de decidir estar siempre dentro de este límite superior, las pendientes que se deberán implementar serán demasiado altas para llevar un flujo cuyas características hidráulicas sean consideradas como normales, violando así la velocidad máxima admisible según el material seleccionado.

En adición a lo anterior, la energía del flujo se convierte en un aspecto crítico, debido a que el componente de energía por altura total del flujo será siempre considerablemente mayor entre el inicio y final de cada tramo, justificando así la necesidad de restringir la velocidad máxima admisible del flujo y necesitando así, disipar de alguna manera la energía del flujo para evitar problemas que reduzcan la vida útil de la red.

En este tipo de casos, se debe hacer uso de estructuras especiales como lo son las cámaras de caída, las cuales son estructuras necesarias para acoplar dos tuberías en donde la pendiente del terreno es mayor que la pendiente máxima. Se entiende pendiente máxima como aquella pendiente a partir de la cual, el flujo adquiere una velocidad mayor que la velocidad máxima permitida en la norma. Una alta velocidad de un flujo dentro de un conducto hace que el proceso de erosión se acelere drásticamente, haciendo que la vida útil del conducto se reduzca significativamente.

Estas estructuras, cumplen también con la función de disipar energía, teniendo en cuenta la ecuación de conservación de energía; toda vez que el cambio de la cabeza de altura entre el ducto de entrada a la cámara y la altura en el ducto a la salida es significativo. Debido a esto, se deben tener en cuenta aspectos como la fuerza de impacto del chorro cuando se tengan flujos supercríticos con alto número de Froude; ya que como fue mencionado, la fuerza abrasiva de los mismos, pueden afectar la vida útil de estas estructuras. Siendo esto una razón de peso para considerar alternativas que eviten altas pendientes de los tramos de tubería que generen altas velocidades, como podría ser mayor profundización de las cámaras para lograr menores pendientes de los ductos.

Es por esto que analizar y comprender el comportamiento de las cámaras de caída en un proceso de diseño en redes de drenaje de alta pendiente, es importante para el mismo, toda vez que afecta la optimización de este diseño si se evalúa a largo plazo. Siendo a su vez crucial para determinar las mejores alternativas al momento de diseñar este tipo de redes de drenaje, de manera tal, que se obtengan los mejores costos a frente a las mejores soluciones técnicas requeridas.

De esta manera, se pretende por medio de la presente investigación verificar el comportamiento de los diseños haciendo uso de la metodología desarrollada previamente por el CIACUA, con la cual se encuentra la mejor alternativa de manera exhaustiva en materia de costos y aspectos constructivos, permitiendo así, llevar a cabo diseños optimizados en un sistema de drenaje urbano que se caracterice por tener altas pendientes en el terreno, y que incluya el uso de cámaras de caída estándar como alternativa de optimización.

Aunado con lo anterior, al contar con diseños óptimos, se genera sostenibilidad de estos sistemas que usualmente se ven afectados por las altas fuerzas abrasivas del flujo que conducen y evitando sobrecargas que afecten a las poblaciones. Siendo lo anterior congruente con lo expuesto por la Ingeniera Andrea Marú en su trabajo publicado en el 2018, denominado como *Diseño optimizado de tuberías en serie en sistemas de alcantarillado incluyendo estructuras de caída*; en el cual fue propuesto un cambio a la metodología propuesta por Duque en el 2013, la cual consiste básicamente en la inclusión del módulo de cámaras de caída al programa de diseño óptimo para series de tuberías, el cual pertenece al CIACUA.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo General

Realizar diseños optimizados de Redes de Drenaje Urbano – RDU cuyos terrenos se caractericen por tener altas pendientes, y haciendo uso de cámaras de caída estándar, mediante el uso de las metodologías propuestas por Marú 2018 y por Duque 2015. Verificar y caracterizar estos diseños con diferentes pendientes de terreno dadas, para redes sintéticas y redes reales. Llevar a cabo una comparación y caracterización de los costos asociados obtenidos.

1.1.2 Objetivos Específicos

1. Diseñar redes sintéticas de drenaje urbano en diferentes terrenos de alta pendiente, mediante el uso de cámaras de caída estándar, que cumplan con las normas técnicas del sector de Agua Potable y saneamiento Básico (Cumplimiento de restricciones hidráulicas).
2. Diseñar redes reales de drenaje urbano en diferentes terrenos de alta pendiente, mediante el uso de cámaras de caída estándar, que cumplan con las normas técnicas del sector de Agua Potable y saneamiento Básico (Cumplimiento de restricciones hidráulicas).
3. Verificar y caracterizar los diseños obtenidos mediante el diseño optimizado de las redes de drenaje urbano en terrenos de alta pendiente, haciendo uso de cámaras de caída estándar.
4. Validación de la herramienta de diseño para redes de drenaje en serie (Optimal Sewer Design Software) con el módulo de caídas incorporado, mediante el chequeo del cumplimiento de las restricciones hidráulicas, según los resultados obtenidos.
5. Validación de la herramienta de diseño para redes de drenaje (UTOPIA) con diferentes posibilidades de elección de trazado con el módulo de caídas incorporado, mediante el chequeo del cumplimiento de las restricciones hidráulicas, según los resultados obtenidos.

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Redes de Drenaje Urbano Actuales

Como bien se menciona en el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, publicado por el Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio en el 2016, en calidad de entidad rectora del mencionado sector para el país de Colombia; los sistemas de drenaje urbano, que incluyen la recolección, transporte y manejo de las aguas residuales y/o lluvias se debe enmarcar dentro del concepto moderno de la integralidad del drenaje urbano. Significando lo anterior, que debe haber integración entre cantidad y calidad en cada uno de los componentes del sistema, las cuales de manera general corresponden a las redes de alcantarillado, plantas de tratamiento de aguas residuales y el cuerpo receptor de aguas (RAS 2016 pg. 9, 10). Lo anterior corresponde a un concepto esencial de los sistemas de drenaje modernos. A continuación, se ahondará un poco más al respecto.

2.1.1 Componentes de los sistemas de Drenaje Urbano

Los sistemas de drenaje urbano típicos, están compuestos por los siguientes componentes principales, los cuales dependiendo de las condiciones que se estén atendiendo pueden llegar a ser requeridos en los diseños según el sistema que corresponda:

- Sumideros, Canaletas y Bajantes.
- Tuberías.
- Cámaras de Inspección.
- Cámaras de Caída.
- Aliviaderos.
- Sifones Invertidos.
- Sistemas de Almacenamiento Temporal.
- Canales Abiertos.
- Estructura de Disipación de Energía.
- Planta de Tratamiento de Aguas Residuales.
- Cuerpo de Disposición Final.

2.1.2 Entendimiento de la hidráulica.

En esta sección se enunciarán y explicarán los conceptos hidráulicos básicos necesarios para comprender lo relacionado con el drenaje urbano, los cuales se fundamentan en la física y dan un soporte sólido en el entendimiento de esta área.

2.1.2.1 Ecuación de continuidad.

En los fluidos homogéneos, no existen diferencias entre la variedad de partículas que componen al mismo. Gracias a esto, se puede expresar el principio de la conservación de la masa. La ecuación de continuidad plantea que, para flujos constantes en dos puntos del mismo, tendrá el mismo caudal siempre y cuando no hallan caudales laterales ni de entrada ni de salida en el tramo estudiado. A continuación, se describe lo anterior:

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_n$$

Ecuación 1. Ecuación de continuidad.

Todos los puntos desde el primero (1) hasta el enésimo (n) deben estar dentro del mismo volumen de control y cumplir con las condiciones anteriormente mencionadas entre ellos. El caudal puede ser expresado en términos de la velocidad que lleva el flujo a través de cierta área transversal, convirtiendo la Ecuación 1 en la siguiente ecuación:

$$v_1 A_1 = v_2 A_2 = \dots = v_n A_n$$

Ecuación 2. Ecuación de continuidad en términos de velocidad y área.

A continuación, se procederá a mostrar la forma de determinar el área transversal para cierta altura de lámina que se mueva a través de cierto conducto de sección circular, la cual es típica de los sistemas de drenaje que se diseñarán con este trabajo.

2.1.2.2 Tuberías fluyendo parcialmente llenas.

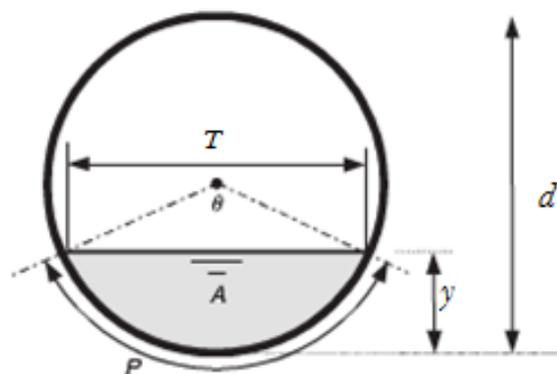


Figura 1. Definición de los elementos geométricos de la sección transversal para una tubería circular. Imagen tomada del libro de Butler¹.

¹ BUTLER, David y DAVIES, John W. Urban drainage. 3ed. Londres: Spon Press, 2011. P 162.

Este aspecto es necesario para entender el flujo típico en los sistemas de alcantarillado, la definición de todas las propiedades geométricas de la sección transversal a partir de la altura de la lámina de agua. A partir de la Figura 1, se pueden deducir diferentes características geométricas que definen la capacidad que tiene una tubería, de acuerdo con la altura de la lámina de agua y del diámetro de la tubería. A continuación, las definiciones de estas características geométricas y sus ecuaciones:

Tabla 2. Variables geométricas de una tubería con sección transversal circular.

Variable	
$y [m]$	Profundidad de flujo
$d [m]$	Diámetro de la tubería
$\theta [Radianes]$	Ángulo formado en el centro de la tubería por la superficie libre
$A [m^2]$	Área mojada de la sección transversal
$P [m]$	Perímetro mojado
$R [m]$	Radio hidráulico
$T [m]$	Ancho de la superficie
$D [m]$	Profundidad hidráulica

- **Ángulo θ :**

$$\theta = \pi + 2 \sin^{-1} \frac{y - \frac{d}{2}}{\frac{d}{2}}$$

Ecuación 3. Ángulo θ

- **Área Mojada:**

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

Ecuación 4. Área Mojada.

- **Perímetro Mojado:**

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

Ecuación 5. Perímetro Mojado.

- **Radio Hidráulico:**

$$R = A/P = \frac{d}{4} \left(\frac{\theta - \sin(\theta)}{\theta} \right)$$

Ecuación 6. Radio Hidráulico.

- **Ancho de superficie:**

$$T = d \sin \left(\frac{\theta}{2} \right)$$

Ecuación 7. Ancho de superficie.

- **Profundidad hidráulica:**

$$D = \frac{A}{T} = \frac{d(\theta - \sin(\theta))}{8 \sin \left(\frac{\theta}{2} \right)}$$

Ecuación 8. Profundidad hidráulica

Como se mencionó anteriormente, estas ecuaciones siempre van a depender de la altura de la lámina de agua y del diámetro, que en resumidas cuentas es la capacidad de la tubería, expresable como porcentaje de 0% a 100% de llenado. Por lo tanto, el comportamiento de cada una de estas características geométricas variables, que cambian de acuerdo con su capacidad, siempre serán las mismas siempre y cuando se normalicen en términos de capacidad.

Entendiendo las variaciones, se podrán entender otros conceptos hidráulicos más importantes como la velocidad y el porqué de su máximo cuando esta llega al 85% de llenado, ya sea calculada a partir de la ecuación de Darcy o la ecuación de Manning o hallado a partir de un caudal y una altura de la lámina de agua conocida.

2.1.2.3 Velocidad del Flujo

Para la realización de cálculos y de diseños a lo largo del presente documento, se emplea el uso de la velocidad media de la sección, entendiéndose esta, como la velocidad que representa toda la velocidad del flujo que pasa a través de la sección, y no como alguna velocidad puntual del flujo. Con el fin de hallar la magnitud de este vector, se han desarrollado ciertas ecuaciones que permiten obtener este valor. Como primera mano, se desarrollaron las ecuaciones empíricas, entre ellas la ecuación de Manning y la de Chézy. No obstante, posteriormente fueron desarrolladas las ecuaciones físicamente basadas, las cuales corresponde a las de Colebrook – White y la de Darcy – Weisbach. Finalmente, despejando f de las ecuaciones se logra obtener la Ecuación número 12. A continuación las mencionadas ecuaciones:

- **Velocidad de Manning:**

$$v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S_f^{\frac{1}{2}}$$

Ecuación 9. Velocidad de Manning.

- **Velocidad de Chézy:**

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

Ecuación 10. Velocidad de Chézy.

- **Ecuación de Colebrook-White:**

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

Ecuación 11. Ecuación de Colebrook-White.

- **Ecuación de Darcy-Weissbach:**

$$h_f = f \frac{L v^2}{D 2 g}$$

Ecuación 12. Ecuación de Darcy-Weissbach.

- **Velocidad del flujo explícita:**

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

Ecuación 13. Velocidad del flujo explícita.

2.1.2.4 Cámaras de caída.

Las cámaras de caída según el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2016² “son estructuras de conexión frecuentes en terrenos con pendiente pronunciada, con el objeto de evitar velocidades mayores de las máximas permisibles”. Las velocidades mayores a las máximas permisibles, hacen referencia a las velocidades que harían que el material se empiece a

² COLOMBIA. MINISTERIO DE VIVIENDA, CIUDAD Y TERRITORIO. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2016: Título D. Bogotá D.C.: Ministerio Vivienda, Ciudad y Territorio, 2016. P 154.

erosionar de forma considerable, causando un deterioro acelerado del material y una reducción en la vida útil del mismo. Evidenciable con la velocidad máxima permitida para el PVC que corresponde a 10 m/s comparada con la velocidad máxima permisible del concreto, que corresponde a 5 m/s. Se dice que es frecuente en terrenos con pendiente pronunciada, debido a que, en el momento de diseñar las redes de drenaje, la pendiente del terreno juega un aspecto fundamental por la ubicación de la tubería y su inclinación máxima. Y como se mencionó con anterioridad es muy común ver topografías pronunciadas en la zona más poblada de Colombia.

Adicionalmente, el RAS2016 proporciona ciertas consideraciones que se deben tener en cuenta:

“Se recomienda que las cámaras de caída no se utilicen en aquellos casos en que se tengan desniveles mayores a 7 m; en estos casos se debe hacer uso de estructuras especiales. (...)”.

“En el caso de cámaras de caída con tubería interna, el diámetro de la tubería bajante debe ser igual al diámetro del tramo de entrada. La tubería bajante debe entregar el agua en la cañuela del fondo de la cámara. La boca inferior de la tubería interna debe estar orientada de tal forma que no se subtienda un ángulo mayor a 15 grados con respecto a la tubería de salida”.

Respecto al diseño de estas cámaras de caída, esta sección del RAS2016 establece que el colector de entrada debe unirse con el fondo de la cámara mediante un tubo bajante que está colocado fuera de la misma. La tubería se prolonga con su pendiente original hasta la parte interior de la cámara, con objeto de facilitar la inspección y limpieza del conducto.

El diámetro del tubo bajante debe ser del mismo diámetro que el tubo de entrada, pero en ningún caso menor que 200 milímetros. Si la tubería de entrada tiene un diámetro mayor que 900 milímetros, en lugar de tubo de caída debe diseñarse una transición escalonada entre el tubo y la cámara.

2.1.3 Problemática de las Redes de Drenaje Urbano

Los sistemas de drenaje urbano, al ser obras de infraestructura de tipo lineal, se caracterizan por contar en algunas ocasiones con deterioro diferencial por uso, debido a que cada zona en la cual se instala tubería, o se construye una estructura especial, tiene características diferentes que afectan directamente a esta estructura instalada y las pendientes de diseño que garantizan el funcionamiento adecuado del sistema.

No obstante, por la misma naturaleza de ser una obra civil, y teniendo en cuenta las condiciones socioeconómicas de Colombia, se corre con ciertos riesgos que pueden acelerar el deterioro normal de una obra de infraestructura. Dichos riesgos se asocian principalmente a condiciones hidráulicas

reales diferentes a las diseñadas, mala ejecución por parte del encargado de la instalación o construcción de las obras y mala calidad de los materiales utilizados para la ejecución de estas obras. Por otro lado, puede haber imprevistos como grietas en la tubería, erosión del suelo donde se construyó y defectos constructivos y finalmente la mala operación y mantenimiento del sistema puede conllevar a un deterioro acelerado del mismo.

Sin embargo, el principal problema que le puede ocurrir a un sistema de alcantarillado está asociado con la sobrecarga del mismo, entendiéndose esto, como el evento en el cual la capacidad para la cual fue diseñada es excedida, y por tanto, este exceso busca una salida diferente al tubo, siendo este los pozos o cámaras de inspección. Este fenómeno genera inundaciones con aguas negras o lluvias según sea el sistema, lo cual ocasiona múltiples inconvenientes a la población que haga uso de este sistema colapsado.

Respecto a Colombia, el panorama en cuanto a la prestación del servicio fundamental de alcantarillado no es el mejor, toda vez que los indicadores de cobertura muestran que no toda la población está conectada a un sistema de drenaje urbano, y por ende, deben hacer uso de técnicas diferentes que pueden ser perjudiciales para la salud. Siendo esto anterior, más grave si se analiza a nivel rural. Finalmente, en cuanto a la calidad de las aguas que se vierten se evidencia también que es bastante la cantidad de agua vertida a cuerpos receptores con una calidad que motiva la contaminación de estos cuerpos y por ende, generar impactos negativos ambientales a la zona donde se encuentren estos vertimientos.

La anterior problemática, usualmente es justificada por la falta de recursos para la ejecución de proyectos que permitan cerrar la brecha de la cobertura. Siendo lo anterior, un argumento para poder realizar diseños que optimicen los mismos recursos, ya que, cualquier ahorro identificado en la etapa de diseño podrá ser invertido en otros proyectos que permitan mejorar la situación actual del país, desde el punto de vista de la ejecución de obra y operación y mantenimiento de sistemas de acueducto y alcantarillado.

De otra parte, el ahorro en recursos mediante la optimización de diseños, puede contribuir a mejorar los indicadores de cobertura tanto para acueducto como para alcantarillado, los cuales según los objetivos de Desarrollo Sostenible promovidos por la Organización de las Naciones Unidas – ONU, para el próximo 2030 se deben tener coberturas universales para el acceso al agua potable y el saneamiento básico en todos los países. Asimismo, se ha evidenciado que para el gobierno nacional entre el 2014 y 2018, se realizaron inversiones por cerca de 8.1 billones de pesos en el sector de agua potable y saneamiento básico en cerca de 2115 proyectos (Delgado, 2018). La anterior situación si se observa desde el punto de vista del ahorro que puede representar la optimización en diseños, podría aumentar significativamente el número de proyectos a realizar y se mejorarían aún más los indicadores de cobertura, calidad y continuidad con los mismos recursos.



Figura 2. Colapso de un sistema de alcantarillado.

Fuente: Contrastes.co. *Alcantarillado afectado por constantes lluvias en la ciudad ¿qué hacer?* Tomado de <http://www.contrastes.com.co/noticias/index.php/soledad/actualidad/4173-alcantarillado-afectado-por-constantes-lluvias-en-la-ciudad-que-hacer>

2.2 Software Utilizado

El software utilizado para el desarrollo del presente proyecto de investigación corresponde básicamente a dos versiones de programas desarrollados por el Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados – CIACUA de la Universidad de los Andes, en cabeza de algunos autores como Natalia Duque Villareal, Andrés Aguilar y Andrea Marú. Particularmente, Duque se encargó de desarrollar la primera metodología que permitió realizar diseños óptimos para series de tuberías (denominado como Optimal Sewer Design Software), y posteriormente una metodología adicional que permite realizar diseños para árboles de redes (Denominado como UTOPIA). Sobre este último Aguilar desarrolló una metodología enfocada en la elección del trazado, de manera tal que se pudiese optimizar el programa UTOPIA, encontrando el árbol ideal para lograr que el diseño óptimo fuese logrado en un tiempo mínimo, dado que se partía de criterios basados en los datos reales de la red y no en la aleatoriedad. Finalmente teniendo en cuenta que los anteriores softwares no funcionaban para altas pendientes del terreno, la autora Marú propuso una metodología para implementar las cámaras de caída como alternativa a los diseños cuyas altas pendientes requerían de estas estructuras, para el software denominado como Optimal Sewer Design Software, ampliando así la factibilidad de encontrar diseños óptimos en los rangos propuestos por la norma.

Es importante precisar que fue necesario incorporar esta modificación en el software UTOPIA, dado que con este último se pueden realizar diseños para árboles de redes más complejos que las redes simples en serie.

2.2.1 SERIES (OPTIMAL SEWER DESIGN SOFTWARE)

Este programa fue desarrollado inicialmente por la ingeniera Natalia Duque Villareal mediante su documento de tesis denominado como “*metodología para la optimización del diseño de tuberías en serie en sistemas de alcantarillado*” (Duque, 2013), mediante el cual se podían obtener diseños óptimos desde el punto de vista económico mediante la búsqueda del camino óptimo, lo cual se logró a través de la implementación de los siguientes aspectos, según se indica en su documento:

1. **Problema de la Ruta más Corta:** Es un problema típico de la optimización que busca encontrar el camino de mínimo costo (según el criterio dado que represente dicho mínimo costo) desde un nodo inicial hasta un nodo final. Dicho problema según el planteamiento tiene en cuenta restricciones que permiten hallar la ruta de menor costo luego de la evaluación de todos los caminos posibles. (Duque, 2013).
2. **Algoritmo de Bellman-Ford:** Surge por la necesidad de conocer el camino que representa el mínimo tiempo de viaje entre dos ciudades que hacen parte de un conjunto de N ciudades, donde cada par de ciudades están interconectadas entre sí por una vía que tiene un tiempo de viaje asociado. Estos tiempos no son directamente proporcionales a las distancias, debido a la cantidad de rutas que existen para viajar de una ciudad a otra y la variación del tráfico en cada una de ellas (Duque, 2013).

Posteriormente, se desarrolló una modificación a la mencionada metodología, la cual fue desarrollada por la ingeniera Andrea Marú, la cual se expone en su documento de tesis denominado como “*Diseño optimizado de tuberías en serie en sistemas de alcantarillado incluyendo estructuras de caída*” (Marú, 2018). Dicha modificación consistió en la inclusión de la posibilidad de uso de cámaras de caída, es decir, que se creó una nueva ruta a ser evaluada que permitiría verificar cual sería la de menor costo, y de esta manera lograr diseños óptimos haciendo uso de cámaras de caída estándar. La metodología conservó los principios planteados por Duque, indicados anteriormente y amplió la factibilidad de los diseños para redes cuyas pendientes del terreno fuesen superior a 7 u 8 por ciento, sin requerir de excavaciones absurdas con el fin de cumplir con la restricción de velocidad indicada por la norma técnica del sector – (RAS, 2016). A continuación, se presenta la interfaz gráfica de este software.

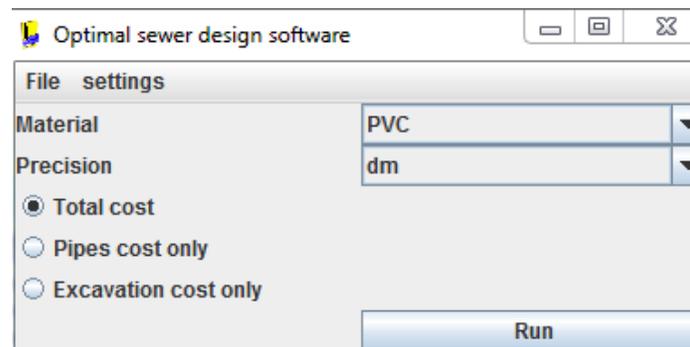


Figura 3. Interfaz gráfica del programa series (Optimal Sewer Design Software).

2.2.2 UTOPIA

Este programa fue desarrollado inicialmente por la ingeniera Natalia Duque Villareal mediante su documento de tesis denominado como “*metodología para el diseño optimizado de redes de alcantarillado*” (Duque, 2015), en este indica lo siguiente:

“el diseño de las redes de alcantarillado es un problema complejo que tiene dos componentes fundamentales: la definición del trazado de la red y el diseño hidráulico. El trazado, se refiere a la forma en que se deben poner las tuberías, de forma que se define el sentido de flujo en cada tubería y el tipo de tubería. A esto se le conoce como el trazado de la red. Simultáneamente, el diseño hidráulico se refiere a la selección del diámetro y la pendiente de cada tubería de manera que se tenga un diseño hidráulico que cumpla con una serie de requisitos y restricciones hidráulicas, según el Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimientos PSMV regional. Adicionalmente, durante el diseño de la red se hace una evaluación económica para encontrar aquel diseño que tiene el mínimo costo de construcción. Esto teniendo en cuenta que el uso de técnicas de optimización, hardware y software moderno; permite encontrar un diseño optimizado en costos dentro de millones de alternativas.”

Por lo anterior, la metodología se desarrollaría en dos partes: la primera consistiría en encontrar el mejor trazado para la red y el segundo consistiría en encontrar el diseño hidráulico de la red partiendo de un trazado ya definido. De esta manera, se lograba obtener diseños de mínimo costo para cualquier planteamiento de redes de drenaje urbano, sin necesidad de ser una serie de tuberías.

Respecto a la elección del mejor trazado para la red, mediante el documento de tesis de pregrado en ingeniería industrial denominado como “*Evaluación de funciones objetivo en la metodología exhaustiva desarrollada por el CIACUA para el diseño optimizado de alcantarillados*”, el cual fue elaborado por el Ingeniero Andrés Aguilar (Aguilar, 2016), propuso una optimización a este aspecto,

en el sentido de definir ciertos criterios relacionados con la topografía y el caudal de la red dada, alejándose así de la versión inicial, la cual se basaba en la aleatoriedad.

De esta manera, los programas requeridos para el uso de UTOPIA corresponden a ECLIPSE o algún otro software que soporte la codificación JAVA, y el software de XPRESS como programa útil en el ejercicio de la optimización lineal. Estos dos programas interactúan de manera que el código en JAVA carga el documento de texto que contiene las coordenadas X, Y y Z de la red propuesta, junto al caudal, numeración de los pozos y los tramos de la red. Con base en estos datos, se realiza la elección de trazado con el modelo XPRESS y posteriormente se procede a llevar a cabo el diseño hidráulico según el árbol propuesto. A continuación, se presenta un esquema donde se resume lo anterior, el cual fue publicado por Aguilar en su documento:



Figura 4. Esquema del funcionamiento del programa UTOPIA (Aguilar, 2016).

2.3 Diseño Óptimo de Redes de Drenaje Urbano

Según lo establecido en el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento básico en el Título D, numeral 2.9.3. DISEÑO OPTIMIZADO DE SISTEMAS DE ALNCATARILLADO (RAS 2016), para sistemas con nivel de complejidad alto y medio alto (entiéndase como aquellos sistemas que sirven a poblaciones superiores a los 12.501 habitantes), los diseñadores deben tener en cuenta que se debe contar con una optimización del diseño desde el punto de vista económico e hidráulico y garantizar que cumpla los objetivos del plan de saneamiento y manejo de vertimientos definido para el municipio objeto del proyecto. Asimismo, se indica que se permite el uso de herramientas tecnológicas, de tal forma que se pueda analizar una alta variedad de alternativas.

Una vez indicado lo anterior, se debe dar relevancia al término optimización para los sistemas de drenaje urbano. Razón por la cual, se debe hacer imperativo el uso de herramientas que permitan

a los diseñadores contar con diseños que sean óptimos a nivel económico. Se debe tener en cuenta que la optimización conllevará a contar con un remanente mayor de recursos al “ahorrarse” cierta cantidad de recursos con el proceso de optimización, recursos que podrán ser usados para la ejecución de otros proyectos en otras comunidades, y de esta manera, mejorar aún más en lo referente a los indicadores de cobertura y calidad de las aguas servidas.

Respecto a las herramientas informáticas existentes, estas deben tener en cuenta la hidráulica de cada uno de los escenarios posibles y comparar entre múltiples opciones factibles, con el fin de hallar aquella que represente la de menor costo pero que a su vez cumpla con las restricciones impuestas por la normatividad del lugar donde se esté desarrollando el proyecto, y por las condiciones comerciales de dicha zona.

2.3.1 Función de Costos

Todo proceso de optimización, debe tener una función objetivo. Para el caso particular de los sistemas de drenaje urbano, se busca optimizar el valor final de las obras a ejecutar, lo cual se traduce en encontrar la solución factible de menor costo. Para el caso propio de la presente investigación, se hizo uso de la misma ecuación de costos usada por Marú. La cual representa básicamente los costos asociados con la excavación para lograr la instalación de la tubería, la tubería en sí y las cámaras de caída. A continuación, se explica en detalle dicha ecuación:

El primer componente fue propuesto por Maurer en el 2010 y representa los costos de la construcción de los tramos de tubería, siendo estos representados por los costos de excavación y de la tubería en sí y se representa de la siguiente manera:

$$C = \alpha * D_a + \beta$$

Ecuación 14. Ecuación de costos de Maurer abreviada.

Donde C es el costo de la construcción de un tramo de tubería incluyendo la excavación y valor de la tubería (representado en US\$ / m); D_a es la profundidad promedio de la tubería (representado en metros); α es el coeficiente de costo relacionados con la profundidad en función del diámetro de la tubería (representado en US\$ / m^2) y β es el costo fijo en función del diámetro de la tubería y de la cobertura superficial (representado en US\$ / m). De esta manera, los coeficientes α y β se representan de la siguiente manera:

$$\alpha = m_\alpha * d + n_\alpha$$

Ecuación 15. Componente Alfa de la ecuación de Maurer.

$$\beta = m_\beta * d + n_\beta$$

Ecuación 16. Componente Beta de la ecuación de Maurer.

Donde d es la aproximación de la profundidad de la tubería (m), m_α y m_β son los coeficientes de diámetro y n_α y n_β son los coeficientes del costo independientes del diámetro. Los valores típicos para construcciones en vías a ser usados para m y n son los siguientes:

- $m_\alpha: 0.11 * 10^3 \text{ (US\$/m}^3\text{)}$
- $m_\beta: 1.2 * 10^3 \text{ (US\$/m}^3\text{)}$
- $n_\alpha: 127 \text{ (US\$/m}^2\text{)}$
- $n_\beta: -35 \text{ (US\$/m}^2\text{)}$

De esta manera, la ecuación resultante para los costos de los componentes de excavación y de la tubería en sí quedaría de la siguiente manera:

$$C = \left\{ [0.11 * 10^3 * (D) + 127] * \frac{h_i + h_f}{2} + [1.20 * 10^3 * (D) - 35] \right\} * l$$

Ecuación 17. Ecuación de costos de Maurer desarrollada.

En cuanto al componente de las cámaras de caída, se debe tener en cuenta el costo asociado a dicha estructura, debido a que, al haber caídas en los sistemas diseñados, se tendrán diferencias frente a aquellas estructuras sin caídas, representadas por la anterior ecuación. La ecuación de costos fue hallada por la ingeniera Marú a partir del uso de la ecuación plantada por Peinado en el 2016, en la cual determinó que para las cámaras construidas en concreto y de diámetro de 1.20 metros se tendría que el costo sería igual a $2065338,57 - 321218,85 * y + 1,1515 * y^2$, siendo y la profundidad de la cámara. Con dicha ecuación se realizaron algunos diseños y se verificó cual fue el valor porcentual del costo de las cámaras frente al total del sistema diseñado. Con estos datos, se procedió a realizar un ajuste potencial y se encontró la siguiente ecuación:

$$C = 289,14 * H^{1.3}$$

Ecuación 18. Ecuación de costos de la cámara de caída.

Donde C es el costo unitario de cada cámara de caída con diámetro interno de 1.20 metros hecha en concreto en dólares y H es la altura total de la cámara en metros.

De acuerdo con lo anterior, la ecuación que representación el costo total del sistema diseñado incluyendo las cámaras de caída sería representado por la siguiente expresión:

$$C = \left\{ [0.11 * 10^3 * (D) + 127] * \frac{h_i + h_f}{2} + [1.20 * 10^3 * (D) - 35] \right\} * l + \sum_{i=0}^n (289,14 * H_i^{1.3})$$

Ecuación 19. Ecuación de costos usada para el desarrollo de los diseños.

3 METODOLOGÍA

3.1 Uso del Software Series (Optimal Sewer Design Software Modificado)

A continuación, se indicará de manera resumida, la metodología usada por el programa de series modificado por la Ingeniera Marú, que incluye las cámaras de caída como estructura que permite lograr diseños óptimos para terrenos de alta pendiente. Esta metodología se explica de manera detallada en su documento de tesis (Marú, 2018).

3.1.1 Datos de Entrada

Como primera medida, se requiere ingresar los siguientes datos con el fin de lograr que el programa obtenga diseños óptimos:

- D : listado de diámetros comerciales.
- P : listado de pozos que conforman la serie de tuberías a diseñar.
- Q_k : caudal asociado al pozo k .
- ks : rugosidad absoluta de todas las tuberías.
- l : longitud de cada tramo.
- ν : viscosidad cinemática del agua.

3.1.2 Modelaje del Grafo

Es importante tener en cuenta que la serie es representada por un grafo de la siguiente manera:

Un pozo de la serie será representado como un grupo de nodos. Cada nodo cuenta con dos características; la profundidad a cota batea a la cual se puede instalar la tubería y un diámetro dentro de la lista de diámetros comerciales disponibles. Al momento de comenzar a correr el algoritmo cada nodo creado obtiene una identificación de acuerdo al pozo donde fue creado.

Cada nodo posee dos atributos. El primer atributo es la cota batea de una tubería sobre un nivel de referencia en metros y el segundo es el diámetro de una tubería asociada al tramo de tubería anterior. Por otra parte, los arcos del grafo pueden representar dos elementos de la red. El primer tipo de arcos representa las tuberías de la serie ubicada entre dos nodos. Cada arco tiene un costo asociado que representa la suma entre el costo de la tubería y los costos de excavación. El valor del diámetro asociado a un arco, se encuentra asociado con el valor del diámetro en el nodo final de ese tramo. El segundo tipo de arco representa las profundidades posibles para las cámaras de caídas en un mismo pozo k . Cada arco tiene un costo asociado.

De acuerdo al planteamiento del problema, las variables de decisión son los arcos (tipo 1 y 2), los cuales son variables binarias que toman el valor de 1 si el arco tipo 1 o arco tipo 2 pertenecen al camino de la ruta más corta o toma el valor de 0 en caso contrario. Escoger un arco tipo 1 significa

escoger un diámetro y una pendiente de diseño; mientras que escoger un arco tipo 2 significa la creación de una cámara de caída con una altura determinada.

3.1.3 Función Objetivo

La función objetivo se encuentra planteada en la Ecuación 19 donde c corresponde a la suma de las funciones de costos planteada, en función del diámetro del arco tipo 1, las cotas de los nodos que lo componen y las cotas de los nodos que componen los arco tipo 2. Se busca entonces, minimizar la función de costos para encontrar el diseño que, cumpliendo con todas las restricciones, sea el más económico.

3.1.4 Restricciones

De conformidad con la norma técnica del sector de agua potable y saneamiento básico que aplica para Colombia (RAS 2016), se deben tener en cuenta las siguientes restricciones hidráulicas para los diseños, es de anotar que las mismas variarán de acuerdo con la normativa del lugar donde se realicen los diseños. Asimismo, se plantean las restricciones que tiene en cuenta la metodología para su correcto funcionamiento informático:

- Diámetro mínimo de 200 milímetros.
- Relaciones de llenado máximas del 85% exceptuando para tuberías de diámetros menores a 600 mm (70%) o para cuando se presente flujo cuasi-crítico (80%).
- Velocidad mínima de 0.75 m/s.
- Esfuerzo cortante mínimo de 3 Pascales.
- Velocidad máxima de 5 m/s para concreto y de 10 m/s para PVC.
- Profundidad a cota clave mínima 1.2 metros.
- Profundidad a cota clave máxima 5.0 metros.
- Pendiente mínima, aquella que cumple la velocidad mínima y el esfuerzo de cortante mínimo.
- Pendiente máxima, aquella para la que se obtiene la velocidad máxima real.
- El diámetro en un arco tipo 1 debe ser mayor o igual al diámetro de del arco tipo 1 predecesor.
- La pendiente de construcción de tramos de tuberías no puede ser adversa.
- La secuencia de diseño debe ir conectada (series).

3.1.5 Proceso llevado a cabo

Durante el proceso de entendimiento de la herramienta informática disponible, se encontró en los primeros resultados que a medida que se aumentaba la pendiente del terreno, se hacía necesario la reducción de la longitud entre los pozos. Es decir, que si se contaba con una pendiente alta, se debía reducir la longitud entre pozos para llegar a un resultado factible proporcionado por el

software. Fue así como con el fin de caracterizar los resultados de la herramienta, se procedió a buscar la longitud máxima factible para cada una de las pendientes del terreno dadas. Iniciando con pendientes bajas del 8% y terminando en pendientes de alrededor de 36%. No se realiza el ejercicio para pendientes mayores ya que la longitud máxima factible encontrada correspondía a 9 metros entre pozos, lo cual para la realidad constructiva de estas estructuras no es factible.

Para obtener esta longitud máxima factible entre pozos, se establece como condiciones fijas para cada escenario, las siguientes:

- Caudal de entrada a cada uno de los nodos o cámaras de caída de 50, 100 o 150 Litros por segundo por nodo.
- Material de los tramos correspondiente a Concreto – $K_s=0.0003m$ o a PVS – $K_s=1.5E-6 m$.
- Velocidad Máxima de 5 metros por segundo para concreto y 10 metros por segundo para PVC.
- Rango solución comprendido entre 1.2 y 5.0 metros de profundidad. Medidos desde la cota de terreno dada.
- Uso de la ecuación de costos de Maurer (2010).

Se procede a iniciar con tramos de 100 metros de longitud y pendientes del 8%. Se aumenta la pendiente del terreno para cada escenario siguiente en un punto porcentual, con las mismas condiciones. Una vez no se encontraba solución que cumpliera con las restricciones anteriores, se procedía buscar la longitud máxima entre tramos de manera iterativa. Se inicia con la longitud anterior y se va reduciendo hasta que se encuentre solución. Se trabajó con un delta de un (1) metro de longitud entre cámaras.

3.2 Uso del Software UTOPIA

A continuación, se indicará de manera resumida, la metodología usada por el programa de UTOPIA desarrollada por Duque y optimizada por Aguilar, con la incorporación de la metodología propuesta por Marú, que incluye las cámaras de caída como estructura que permite lograr diseños óptimos para terrenos de alta pendiente. La metodología en detalle se describe en el documento de Duque 2015.

3.2.1 Datos de Entrada

Como bien se ya se comentó, el programa UTOPIA consta de dos partes principales, la que corresponde a la elección del trazado y la que corresponde al desarrollo del diseño hidráulico. Por tanto, a continuación, se indican cuáles son los datos requeridos según lo dispuesto en el documento de Duque 2015:

3.2.1.1 Datos de Entrada para elección del trazado

Respecto a la elección del trazado, se requiere tener en cuenta los siguientes parámetros con el fin de que el trazado sea seleccionado:

- M : Conjunto de pozos de inspección que conforman la red de alcantarillado.
- Q_k : caudal asociado al pozo m que conforma la red.
- $PosX_k$: Posición en x del pozo m_k que conforma la red.
- $PosY_k$: Posición en y del pozo m_k que conforma la red.
- Z_k : Cota de terreno del pozo m_k que conforma la red.

3.2.1.2 Datos de Entrada para el diseño hidráulico

Respecto al diseño hidráulico de la red, se requiere tener en cuenta los siguientes parámetros con el fin de que realizar los diseños verificando que se cumplan con las diferentes restricciones de tipo hidráulico:

- M : Conjunto de pozos de inspección que conforman la red de alcantarillado.
- Q_k : caudal asociado al pozo m que conforma la red.
- $PosX_k$: Posición en x del pozo m_k que conforma la red.
- $PosY_k$: Posición en y del pozo m_k que conforma la red.
- Z_k : Cota de terreno del pozo m_k que conforma la red.
- T : Tipos de tubería que conforman la red. Pueden ser denominados como Inicio o Continuas.
- P : Conjunto de tramos que conforman la red.
- D : Conjunto de diámetros comerciales disponibles.
- K_s : Rugosidad absoluta de las tuberías.
- ν : Viscosidad cinemática del agua.

3.2.2 Modelaje del Grafo

Como primera medida, se encuentra la elección del trazado y posteriormente se lleva a cabo el diseño hidráulico de la red cuyo trazado fue determinado. Respecto al primero de estos, como se indica en el documento de Duque 2015: “se estableció una metodología para la selección del trazado de la red en la que se hace un modelaje matemático basado en el problema de Diseño de Redes (Network Design Problem) (Guy, et al., 2005). Este es un problema de Programación Entera Mixta en el que se involucran variables de decisión que modelan el flujo y variables de decisión que modelan la elección de un sentido de flujo.

De esta manera, se tiene una variable de decisión que va a determinar si el arco define o no el trazado de la red. De acuerdo con lo anterior, para cada tramo se debe seleccionar un sentido de flujo y el tipo de tubería, de forma que se conozca la trayectoria del agua desde cada pozo de inspección hasta el punto de descarga. Se debe tener en cuenta que la conexión entre los dos tipos

de tuberías solo se puede dar de una tubería de inicio a una continua o entre dos continuas para llegar a un trazado. Al respecto, se deben tener en cuenta también las siguientes restricciones:

1. Restricción de Balance.
2. Límite inferior para el flujo.
3. Límite superior para el flujo.
4. Restricción de tuberías por tramo.
5. Restricción de tuberías salida por pozo.
6. Restricción de conexiones entre tuberías adyacentes.
7. Restricción de flujo para las tuberías de inicio.
8. Restricción de sentido de flujo y tipo de tubería en la descarga.
9. Restricción de flujo de tubería en la descarga.
10. Restricción de no negatividad.
11. Naturaleza de la variable.

De manera posterior, se procede con el diseño hidráulico de la red, el cual según lo indicado por Duque 2015:

“El diseño hidráulico se realiza a partir de un grafo auxiliar \mathcal{GD} que va a representar todas las posibles combinaciones de diseño hidráulico en la red. Este grafo, ya no representará direcciones de flujo y tipos de tuberías como en el caso del problema de selección de trazado, sino los posibles diámetros y pendientes que pueden tener las tuberías de tal forma que se pueda transportar el caudal de diseño requerido.

Este proceso comienza recibiendo un trazado con el sentido de flujo de cada tubería, el tipo de tubería (Inicio, Continua) y el flujo que pasa por cada tubería (caudal de diseño). Con esta información y los datos de entrada descritos en la Sección 3.4.1, se construye el grafo auxiliar $\mathcal{GD} = (\mathcal{ND}, \mathcal{AD})$, donde:

- \mathcal{ND} es el conjunto de nodos y representan una combinación entre una profundidad a la cual se podría instalar la tubería a cota de batea y un diámetro comercial.
- \mathcal{AD} es el conjunto de arcos en donde cada arco representa una posible tubería con cierto diámetro y cierta pendiente que depende los nodos en \mathcal{ND} que conecte”.

Este proceso básicamente consiste en determinar una profundidad posible de llegada de la tubería y un diámetro diferente y verificar por cual combinación de diámetro y pendiente se obtiene aquella solución que cumpla con las diferentes restricciones hidráulicas con un menor costo asociado. Esto para todas y cada una de las tuberías que componen la red que se está diseñando. Es importante tener en cuenta que a la anterior metodología se le agregó el componente propuesto por Marú 2018, razón por la cual se le agrega la opción de caída a las alternativas de evaluación de menor

costo y por tanto, se convierte en una tercera opción la cual será debidamente como alternativa de menor costo a los diseños realizados.

3.2.3 Función Objetivo

La función objetivo se conservó, siendo esta la planteada en la Ecuación 19 donde c corresponde a la suma de las funciones de costos planteada, en función del diámetro del arco tipo 1, las cotas de los nodos que lo componen y las cotas de los nodos que componen los arco tipo 2. Se busca entonces, minimizar la función de costos para encontrar el diseño que, cumpliendo con todas las restricciones, sea el más económico.

3.2.4 Restricciones

De conformidad con la norma técnica del sector de agua potable y saneamiento básico que aplica para Colombia (RAS 2016), se deben tener en cuenta las siguientes restricciones hidráulicas para los diseños, es de anotar que las mismas variarán de acuerdo con la normativa del lugar donde se realicen los diseños. Asimismo, se plantean las restricciones que tiene en cuenta la metodología para su correcto funcionamiento informático:

- Diámetro mínimo de 200 milímetros.
- Relaciones de llenado máximas del 85% exceptuando para tuberías de diámetros menores a 600 mm (70%) o para cuando se presente flujo cuasi-crítico (80%).
- Velocidad mínima de 0.75 m/s.
- Esfuerzo cortante mínimo de 3 Pascales.
- Velocidad máxima de 5 m/s para concreto y de 10 m/s para PVC.
- Profundidad a cota clave mínima 1.2 metros.
- Profundidad a cota clave máxima 5.0 metros en principio. No obstante, con el fin de poder contar con resultados para diferentes caudales de entrada, se amplió para algunos diseños realizados.
- Pendiente mínima, aquella que cumple la velocidad mínima y el esfuerzo de cortante mínimo.
- Pendiente máxima, aquella para la que se obtiene la velocidad máxima real.
- El diámetro en un arco tipo 1 debe ser mayor o igual al diámetro de del arco tipo 1 predecesor.
- La pendiente de construcción de tramos de tuberías no puede ser adversa.

4 RESULTADOS

En la presente sección, se procederá a relacionar los perfiles obtenidos producto de la realización de diseños haciendo el uso tanto del software series modificado por la ingeniera Andrea Marú (Marú, 2018) denominado como Optima Sewer Design Software, como del software desarrollado por Duque 2015, denominado como UTOPIA. El primero de estos sólo tiene en cuenta series de tuberías, por lo cual, para cada escenario se indicará el número de pozos que se establecerán y se llevarán a cabo diseños para terrenos con pendientes constantes (redes sintéticas); mientras que el segundo de estos puede diseñar redes más complejas, las cuales se describirán debidamente y por tanto, se hará uso de redes que existen actualmente. Sin embargo, es importante tener en cuenta que ambas metodologías tienen incorporado el módulo de caídas. A continuación, los resultados para cada uno de estos programas.

4.1 Diseños realizados haciendo uso del programa Series (Optimar Sewer Design Software)

Como bien se menciona, para este caso se hizo uso de series sintéticas, es decir que las mismas tienen una pendiente constante y longitud entre pozos iguales. Lo anterior, con el fin de contar con una caracterización preliminar del funcionamiento del módulo de caídas para redes simples. Para este caso en particular se realizaron múltiples diseños para series de 5 pozos y un número menor para series de 10 pozos. Para ambos casos se modificó el material de manera tal que la principal restricción hidráulica se modificara, esta corresponde a la velocidad máxima permitida. Para este caso, de 5 metros por segundo para el concreto y de 10 metros por segundo para el PVC. A continuación, los resultados.

4.1.1 Diseños para series de 5 pozos

Como primera medida, se procedió a realizar diseños para series de cuatro tuberías y cinco pozos para diferentes pendientes de terreno. Dichas pendientes, para el presente ejercicio se entenderán como constantes a lo largo de los cuatro tramos de tuberías. No obstante, la distancia entre pozos se varió para todos los escenarios, ya que se encontró había una distancia máxima factible entre pozos, razón por la cual se debía disminuir la longitud para obtener un diseño factible. Se realizaron diseños para dos materiales diferentes, que representan diferentes velocidades máximas admisibles, y por ende, resultados distintos para las mismas pendientes.

4.1.1.1 Concreto

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para caudales de entrada por pozo de 100 Litros por segundo, y para tubería en concreto, cuyo coeficiente de rugosidad absoluta corresponde a 0.0003 metros y que permite velocidades máximas de 5 metros por segundo. Se tuvo en cuenta

como límite superior la profundidad de 1.2 metros y como límite inferior de 5.0 metros, medidos desde la cota de terreno dada. Se inició con pendientes del 6% y se aumentó porcentualmente de unidad en unidad. Se encontró lo siguiente:

Tabla 3. Resultados consolidados tramos de 5 tubos en Concreto.

Resultados Consolidados 5 tramos						
Caudal por Cámara (L/S)	Pendiente Terreno (%)	Longitud de cada Tramo (m)	Costo (\$USD)	Cámaras de Caída Encontradas	Máxima Caída (m)	Velocidad Máxima Encontrada (m/s)
100	6	100	\$ 313,918.02	2	1.7	4.9871
100	6	30	\$ 91,905.21	2	0.5	4.9519
100	7	100	\$ 341,329.96	3	2.7	4.9871
100	7	30	\$ 94,217.51	3	0.9	4.9309
100	8	100	\$ 493,195.32	3	3.3	4.9896
100	8	30	\$ 95,326.83	3	1.2	4.9519
100	9	50	\$ 174,423.58	4	2.4	4.9871
100	9	30	\$ 99,427.66	4	1.5	4.9519
100	10	50	\$ 183,880.87	4	2.9	4.9871
100	10	30	\$ 102,757.08	4	1.8	4.9519
100	11	40	\$ 148,577.01	4	2.8	4.9727
100	11	30	\$ 106,170.45	4	2.1	4.9519
100	12	40	\$ 154,544.05	4	3.2	4.9727
100	12	30	\$ 110,051.49	4	2.4	4.9563
100	13	30	\$ 114,398.80	4	2.7	4.9563
100	14	30	\$ 118,764.17	4	3	4.9563
100	15	30	\$ 123,146.59	4	3.3	4.9563
100	16	25	\$ 101,586.58	4	3	4.9871
100	17	25	\$ 104,915.69	4	3.3	4.9887
100	18	20	\$ 82,233.42	4	2.9	4.9563
100	19	20	\$ 84,035.64	4	3.1	4.9563
100	20	20	\$ 86,441.15	4	3.3	4.9563
100	21	15	\$ 62,249.07	4	2.6	4.9519
100	22	15	\$ 63,416.49	4	2.8	4.9563
100	23	15	\$ 64,777.68	4	2.9	4.9519
100	24	15	\$ 66,178.38	4	3.1	4.9563
100	25	15	\$ 67,322.88	4	3.2	4.9519
100	26	13	\$ 57,313.28	4	2.9	4.9992

100	27	13	\$ 58,683.75	4	3.10	4.9775
100	28	13	\$ 59,613.94	4	3.2	4.9312
100	29	13	\$ 60,384.35	4	3.3	4.9688
100	30	10	\$ 44,690.56	4	2.7	4.9992
100	31	10	\$ 45,329.47	4	2.8	4.9563
100	32	10	\$ 45,970.24	4	2.9	4.9563
100	33	10	\$ 46,463.84	4	3	4.9563
100	34	10	\$ 47,257.22	4	3.1	4.9563
100	35	10	\$ 47,903.37	4	3.2	4.9563
100	36	10	\$ 48,551.25	4	3.3	4.9563
100	37	9	\$ 43,343.03	4	3.1	4.9152
100	38	9	\$ 43,814.08	4	3.2	4.8780
100	39	9	\$ 44,555.08	4	3.3	4.8403
100	40	9	\$ 45,054.19	4	3.3	4.9923
100	41	8	\$ 39,354.33	4	3.1	4.9967
100	42	8	\$ 40,315.34	4	3.1	4.9563
100	43	8	\$ 40,554.94	4	3.2	4.9153
100	44	8	\$ 41,196.79	4	3.3	4.9727
100	45	7	\$ 35,012.73	4	3	4.9992
100	46	7	\$ 35,417.78	4	3.1	4.9519
100	47	7	\$ 35,889.09	4	3.1	4.8428
100	48	7	\$ 36,225.24	4	3.2	4.9644
100	49	7	\$ 36,361.57	4	3.3	4.9983
100	50	7	\$ 37,045.45	4	3.3	4.9091

4.1.1.2 PVC

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para caudales de entrada por pozo de 100 Litros por segundo, y para tubería en PVC, cuyo coeficiente de rugosidad absoluta corresponde a $1.5E-6$ metros y que permite velocidades máximas de 10 metros por segundo. Se tuvo en cuenta como límite superior la profundidad de 1.2 metros y como límite inferior de 5 metros, medidos desde la cota de terreno dada. Se inició con pendientes del 6% y se aumentó algunos puntos porcentuales entre escenario. Se encontró lo siguiente:

Tabla 4. Resultados consolidados tramos de 5 tubos en PVC.

Resultados Consolidados 5 tramos						
Caudal por Cámara (L/s)	Pendiente Terreno (%)	Longitud de cada Tramo (m)	Costo (\$USD)	Cámaras de Caída Encontradas	Máxima Caída (m)	Velocidad Máxima Encontrada (m/s)
100	6	100	\$ 255,758	0	N/A	6.9862
100	8	100	\$ 254,930	0	N/A	7.8714
100	10	100	\$ 247,443	0	N/A	8.6879
100	13	100	\$ 234,895	0	N/A	9.5050
100	15	100	\$ 239,474	1	0.5	9.9724
100	17	100	\$ 259,215	2	2.5	9.9796
100	20	100	\$ 392,486	3	3.2	9.9992
100	23	100	\$ 560,952	3	3.4	9.9985
100	25	100	\$ 698,772	3	3.4	9.9993
100	27	50	\$ 343,021	4	3.3	9.9993
100	30	25	\$ 143,450	4	3.4	9.9677
100	33	15	\$ 50,625	4	2.8	9.9224
100	35	10	\$ 32,909	4	2.1	9.9293
100	37	10	\$ 33,959	4	2.3	9.9293
100	40	9	\$ 31,518	4	2.3	9.9558
100	43	9	\$ 33,222	4	2.6	9.9132
100	45	9	\$ 34,037	4	2.8	9.9913
100	47	9	\$ 35,075	4	2.8	9.9720
100	50	9	\$ 36,683	4	3.2	9.9558

4.1.2 Diseños para series de 10 pozos

De manera adicional, se procedió a realizar diseños para series de nueve tuberías y diez pozos para diferentes pendientes de terreno. Dichas pendientes, para el presente ejercicio se entenderán como constantes a lo largo de los cuatro tramos de tuberías. No obstante, la distancia entre pozos no será constante para todos los escenarios, ya que se encontró que existe alguna correlación entre la pendiente del terreno y la distancia máxima posible entre estos. A continuación, dos resultados gráficos de estas redes con 10 pozos.

4.1.2.1 Concreto

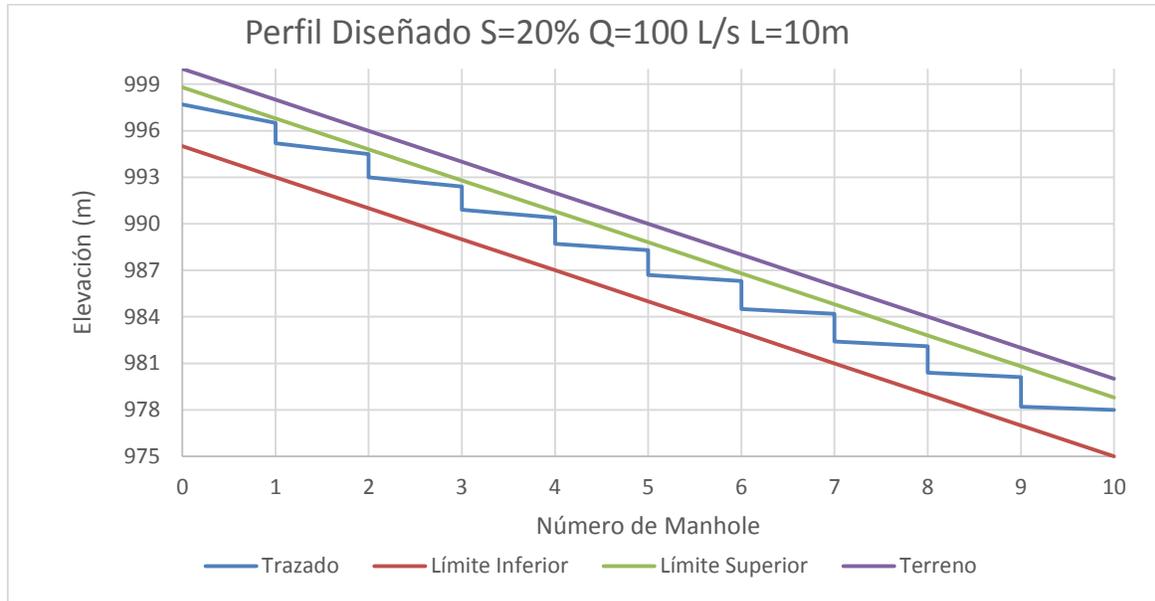


Gráfico 1. Perfil diseñado para serie de 10 tubos en Concreto, pendiente de 20%.

4.1.2.2 PVC

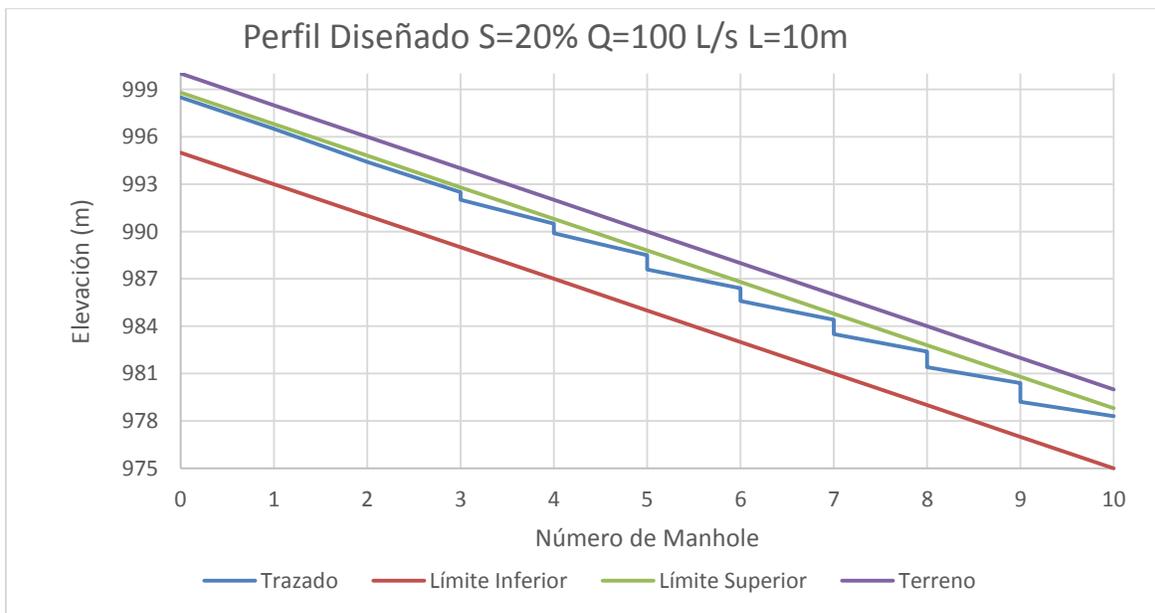


Gráfico 2. Perfil diseñado para serie de 10 tubos en PVC, pendiente de 20%.

4.1.3 Longitud Máxima Factible

A continuación, se presentarán los resultados gráficos que consolidan la totalidad de perfiles hallados mediante el uso de la herramienta informática Series con la modificación que incluye las caídas. Estos, resultaron del ejercicio de buscar la longitud máxima factible que permitió tener resultados que maximizaron dicha longitud con las restricciones propuestas, siguiendo la metodología descrita en el capítulo anterior.

4.1.3.1 Tramos de 5 pozos – Caudal de 50 L/s – Material Concreto

Tabla 5. Resultados consolidados – Longitud máxima factible entre pozos para tuberías en concreto Q=50L/s.

Resultados Consolidados 5 tramos							
Material	Caudal por Cámara (L/s)	Pendiente Terreno (%)	Máxima Longitud entre tramos (m)	Costo (\$USD)	Cámaras de Caída Encontradas	Máxima Caída (m)	Costo por metro (\$USD/m)
Concreto	50	12	600	\$ 4,150,076.90	1	0.8	\$ 1,729.20
Concreto	50	13	235	\$ 1,920,697.83	4	2.8	\$ 2,043.30
Concreto	50	14	80	\$ 586,684.51	4	3.4	\$ 1,833.39
Concreto	50	15	51	\$ 338,633.92	4	3.4	\$ 1,659.97
Concreto	50	16	38	\$ 182,863.04	4	3.4	\$ 1,203.05
Concreto	50	17	34	\$ 113,488.68	4	3.4	\$ 834.48
Concreto	50	18	30	\$ 100,644.11	4	3.3	\$ 838.70
Concreto	50	19	28	\$ 95,977.16	4	3.4	\$ 856.94
Concreto	50	20	26	\$ 90,785.63	4	3.4	\$ 872.94
Concreto	50	21	24	\$ 84,375.28	4	3.4	\$ 878.91
Concreto	50	22	22	\$ 78,220.05	4	3.3	\$ 888.86
Concreto	50	23	21	\$ 76,344.16	4	3.4	\$ 908.86
Concreto	50	24	20	\$ 73,711.44	4	3.4	\$ 921.39
Concreto	50	25	18	\$ 66,322.49	4	3.3	\$ 921.15
Concreto	50	26	17	\$ 63,298.15	4	3.3	\$ 930.86
Concreto	50	27	17	\$ 64,514.72	4	3.4	\$ 948.75
Concreto	50	28	16	\$ 61,596.93	4	3.4	\$ 962.45
Concreto	50	29	15	\$ 57,992.44	4	3.3	\$ 966.54
Concreto	50	30	14	\$ 54,144.46	4	3.3	\$ 966.87
Concreto	50	31	14	\$ 55,262.87	4	3.4	\$ 986.84
Concreto	50	32	13	\$ 51,492.69	4	3.3	\$ 990.24
Concreto	50	33	13	\$ 52,039.81	4	3.4	\$ 1,000.77
Concreto	50	34	12	\$ 48,367.85	4	3.3	\$ 1,007.66
Concreto	50	35	12	\$ 49,070.49	4	3.4	\$ 1,022.30
Concreto	50	36	11	\$ 44,555.26	4	3.2	\$ 1,012.62

Los anteriores resultados se consolidan en los siguientes gráficos:

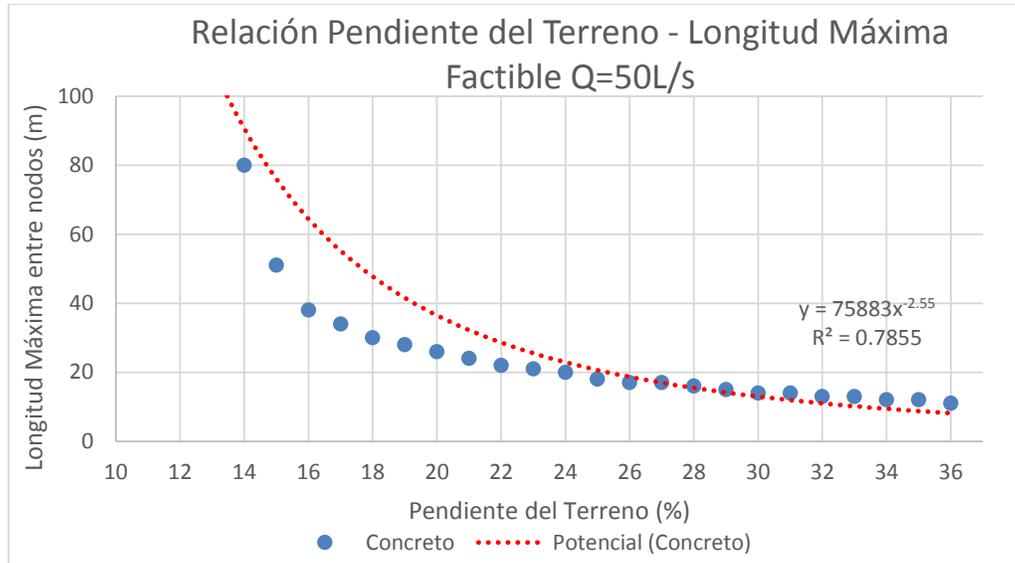


Gráfico 3. Relación Pendiente del terreno – Longitud Máxima Factible Concreto para Q=50L/s

4.1.3.2 Tramos de 5 pozos – Caudal de 100 L/s – Material Concreto

Tabla 6. Resultados consolidados – Longitud máxima factible entre pozos para tuberías en Concreto Q=100L/s.

Resultados Consolidados 5 tramos							
Material	Caudal por Cámara (L/s)	Pendiente Terreno (%)	Máxima Longitud entre tramos (m)	Costo (\$USD)	Cámaras de Caída Encontradas	Máxima Caída (m)	Costo por metro (\$USD/m)
Concreto	100	8	132	\$ 926,534.14	3	3.3	\$ 1,754.80
Concreto	100	9	70	\$ 257,452.93	4	3.3	\$ 919.47
Concreto	100	10	58	\$ 219,064.44	4	3.3	\$ 944.24
Concreto	100	11	49	\$ 188,703.66	4	3.3	\$ 962.77
Concreto	100	12	42	\$ 163,576.58	4	3.3	\$ 973.67
Concreto	100	13	37	\$ 146,538.62	4	3.3	\$ 990.13
Concreto	100	14	33	\$ 133,007.38	4	3.3	\$ 1,007.63
Concreto	100	15	30	\$ 123,146.59	4	3.3	\$ 1,026.22
Concreto	100	16	27	\$ 111,962.25	4	3.3	\$ 1,036.69
Concreto	100	17	25	\$ 104,915.69	4	3.3	\$ 1,049.16
Concreto	100	18	23	\$ 97,697.30	4	3.3	\$ 1,061.93
Concreto	100	19	22	\$ 94,328.87	4	3.3	\$ 1,071.92
Concreto	100	20	20	\$ 86,441.15	4	3.3	\$ 1,080.51
Concreto	100	21	19	\$ 82,852.17	4	3.3	\$ 1,090.16

Concreto	100	22	18	\$ 79,436.89	4	3.3	\$ 1,103.29
Concreto	100	23	17	\$ 75,577.29	4	3.3	\$ 1,111.43
Concreto	100	24	16	\$ 71,583.59	4	3.3	\$ 1,118.49
Concreto	100	25	15	\$ 67,322.88	4	3.2	\$ 1,122.05
Concreto	100	26	14	\$ 63,164.26	4	3.2	\$ 1,127.93
Concreto	100	27	14	\$ 64,149.94	4	3.3	\$ 1,145.53
Concreto	100	28	13	\$ 59,613.94	4	3.2	\$ 1,146.42
Concreto	100	29	13	\$ 60,384.35	4	3.3	\$ 1,161.24
Concreto	100	30	12	\$ 55,704.01	4	3.2	\$ 1,160.50
Concreto	100	31	12	\$ 56,433.42	4	3.3	\$ 1,175.70
Concreto	100	32	11	\$ 51,697.22	4	3.2	\$ 1,174.94
Concreto	100	33	11	\$ 52,385.65	4	3.3	\$ 1,190.58
Concreto	100	34	10	\$ 47,257.22	4	3.1	\$ 1,181.43
Concreto	100	35	10	\$ 47,903.37	4	3.2	\$ 1,197.58
Concreto	100	36	10	\$ 48,551.25	4	3.3	\$ 1,213.78

Los anteriores resultados se consolidan en los siguientes gráficos:

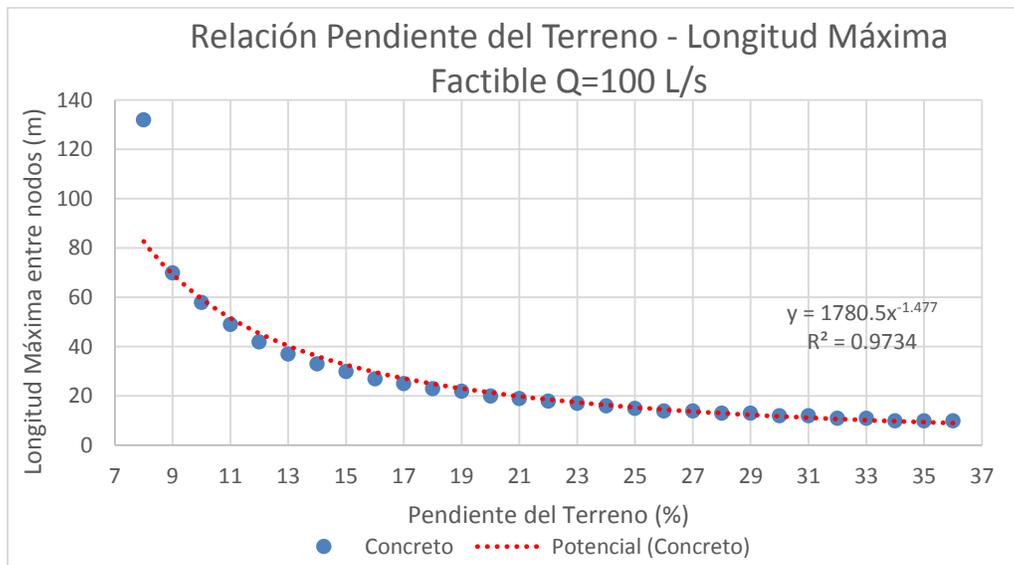


Gráfico 4. Relación Pendiente del terreno – Longitud Máxima Factible Concreto para Q=100L/s

4.1.3.3 Tramos de 5 pozos – Caudal de 150 L/s – Material Concreto

Tabla 7. Resultados consolidados – Longitud máxima factible entre pozos para tuberías en Concreto Q=150L/s.

Resultados Consolidados 5 tramos							
Material	Caudal por Cámara (L/s)	Pendiente Terreno (%)	Máxima Longitud entre tramos (m)	Costo (\$USD)	Cámaras de Caída Encontradas	Máxima Caída (m)	Costo por metro (\$USD/m)
Concreto	150	8	69	\$ 294,541.17	4	3.1	\$ 1,067.18
Concreto	150	9	56	\$ 241,793.76	4	3.2	\$ 1,079.44
Concreto	150	10	47	\$ 207,360.45	4	3.2	\$ 1,102.98
Concreto	150	11	41	\$ 183,838.14	4	3.2	\$ 1,120.96
Concreto	150	12	36	\$ 164,488.19	4	3.2	\$ 1,142.28
Concreto	150	13	32	\$ 146,898.65	4	3.2	\$ 1,147.65
Concreto	150	14	29	\$ 134,844.44	4	3.2	\$ 1,162.45
Concreto	150	15	27	\$ 127,677.74	4	3.2	\$ 1,182.20
Concreto	150	16	24	\$ 113,682.82	4	3.1	\$ 1,184.20
Concreto	150	17	23	\$ 110,171.16	4	3.2	\$ 1,197.51
Concreto	150	18	21	\$ 101,240.21	4	3.2	\$ 1,205.24
Concreto	150	19	20	\$ 97,960.41	4	3.2	\$ 1,224.51
Concreto	150	20	18	\$ 87,533.22	4	3.1	\$ 1,215.74
Concreto	150	21	17	\$ 83,757.51	4	3.1	\$ 1,231.73
Concreto	150	22	16	\$ 79,411.43	4	3.1	\$ 1,240.80
Concreto	150	23	15	\$ 75,858.40	4	3.1	\$ 1,264.31
Concreto	150	24	15	\$ 75,462.02	4	3.2	\$ 1,257.70
Concreto	150	25	14	\$ 72,137.53	4	3.2	\$ 1,288.17
Concreto	150	26	13	\$ 65,725.67	4	3.1	\$ 1,263.96
Concreto	150	27	13	\$ 66,685.74	4	3.2	\$ 1,282.42
Concreto	150	28	12	\$ 62,031.18	4	3	\$ 1,292.32
Concreto	150	29	12	\$ 62,505.26	4	3.2	\$ 1,302.19
Concreto	150	30	11	\$ 58,528.89	4	3.1	\$ 1,330.20
Concreto	150	31	11	\$ 57,695.77	4	3.2	\$ 1,311.27
Concreto	150	32	10	\$ 52,902.87	4	3	\$ 1,322.57
Concreto	150	33	10	\$ 53,811.15	4	3	\$ 1,345.28
Concreto	150	34	10	\$ 54,480.52	4	3.1	\$ 1,362.01
Concreto	150	35	9	\$ 49,622.48	4	3	\$ 1,378.40
Concreto	150	36	9	\$ 50,250.82	4	3.1	\$ 1,395.86

Los anteriores resultados se consolidan en los siguientes gráficos:

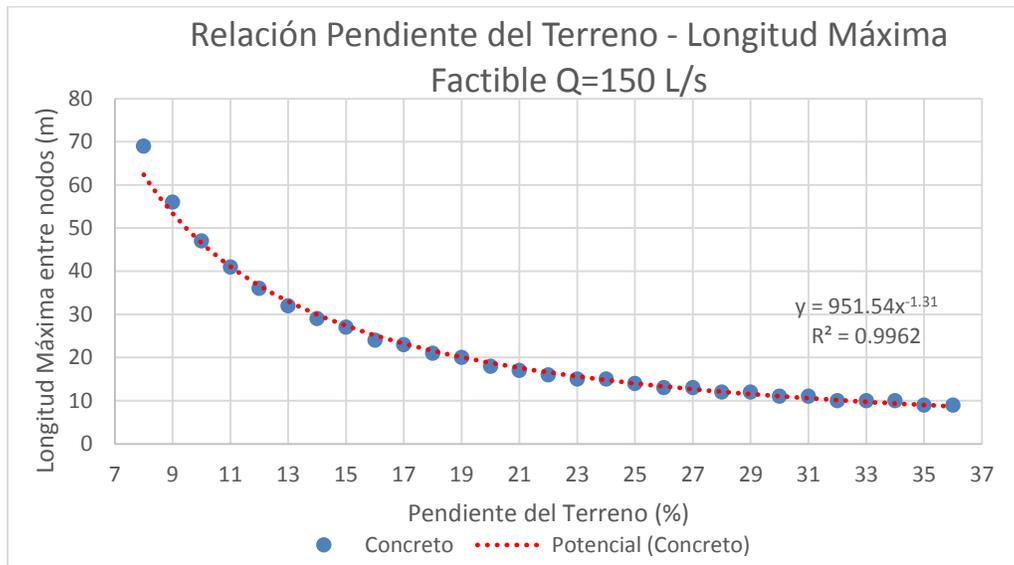


Gráfico 5. Relación Pendiente del terreno – Longitud Máxima Factible Concreto para Q=150L/s

4.1.3.4 Tramos de 5 pozos – Caudal de 100 L/s – Material PVC

Tabla 8. Resultados consolidados – Longitud máxima factible entre pozos para tuberías en PVC Q=100L/s.

Resultados Consolidados 5 tramos							
Material	Caudal por Cámara (L/s)	Pendiente Terreno (%)	Máxima Longitud entre tramos (m)	Costo (\$USD)	Cámaras de Caída Encontradas	Máxima Caída (m)	Costo por metro (\$USD/m)
PVC	100	20	182	\$ 796,763.43	3	2.9	\$ 1,094.46
PVC	100	21	104	\$ 465,820.40	3	3.2	\$ 1,119.76
PVC	100	22	75	\$ 339,842.06	3	3.2	\$ 1,132.81
PVC	100	23	58	\$ 259,476.42	3	3.4	\$ 1,118.43
PVC	100	24	47	\$ 205,495.51	3	3.3	\$ 1,093.06
PVC	100	25	40	\$ 174,776.30	3	3.4	\$ 1,092.35
PVC	100	26	35	\$ 155,028.04	4	3.4	\$ 1,107.34
PVC	100	27	30	\$ 127,575.13	4	3.4	\$ 1,063.13
PVC	100	28	27	\$ 115,753.30	4	3.4	\$ 1,071.79
PVC	100	29	25	\$ 108,324.36	4	3.4	\$ 1,083.24
PVC	100	30	22	\$ 74,538.94	4	3.4	\$ 847.03
PVC	100	31	21	\$ 92,468.33	4	3.4	\$ 1,100.81
PVC	100	32	19	\$ 65,459.40	4	3.4	\$ 861.31
PVC	100	33	18	\$ 62,953.74	4	3.4	\$ 874.36
PVC	100	34	17	\$ 59,516.11	4	3.3	\$ 875.24

PVC	100	35	16	\$ 56,692.60	4	3.3	\$ 885.82
PVC	100	36	15	\$ 53,302.83	4	3.3	\$ 888.38

Los anteriores resultados se consolidan en los siguientes gráficos:

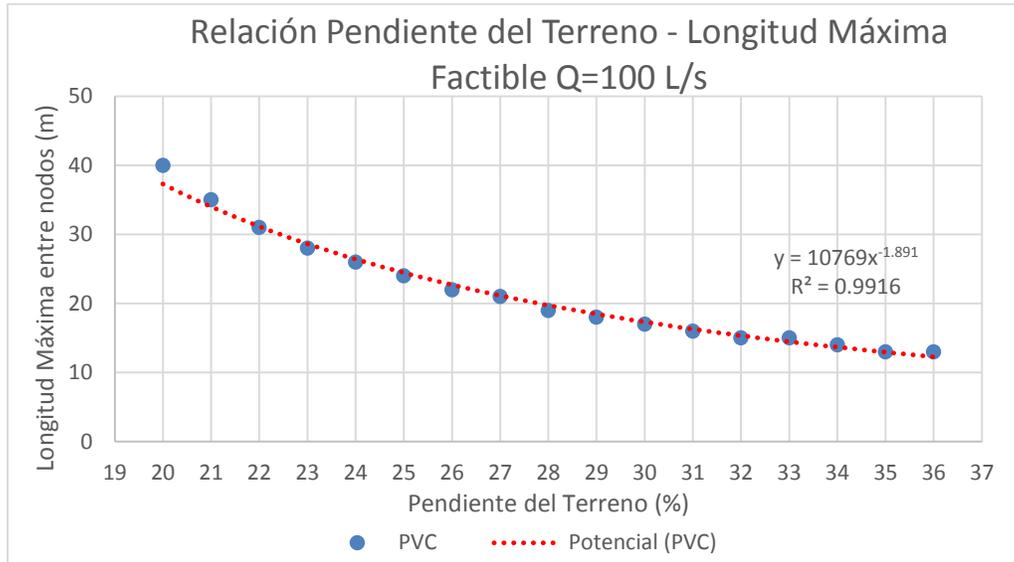


Gráfico 6. Relación Pendiente del terreno – Longitud Máxima Factible PVC para Q=100L/s

4.1.3.5 Tramos de 5 pozos – Caudal de 150 L/s – Material PVC

Tabla 9. Resultados consolidados – Longitud máxima factible entre pozos para tuberías en PVC Q=150L/s.

Resultados Consolidados 5 tramos							
Material	Caudal por Cámara (L/s)	Pendiente Terreno (%)	Máxima Longitud entre tramos (m)	Costo (\$USD)	Cámaras de Caída Encontradas	Máxima Caída (m)	Costo por metro (\$USD/m)
PVC	150	16	108	\$ 475,315.36	3	3.4	\$ 1,100.27
PVC	150	17	76	\$ 321,529.06	3	3.3	\$ 1,057.66
PVC	150	18	59	\$ 252,680.68	3	3.3	\$ 1,070.68
PVC	150	19	48	\$ 206,968.07	3	3.3	\$ 1,077.96
PVC	150	20	40	\$ 172,200.94	3	3.3	\$ 1,076.26
PVC	150	21	35	\$ 152,371.70	4	3.3	\$ 1,088.37
PVC	150	22	31	\$ 109,741.18	4	3.3	\$ 885.01
PVC	150	23	28	\$ 100,527.06	4	3.3	\$ 897.56
PVC	150	24	26	\$ 94,563.22	4	3.3	\$ 909.26
PVC	150	25	24	\$ 88,766.48	4	3.3	\$ 924.65
PVC	150	26	22	\$ 81,907.78	4	3.3	\$ 930.77

PVC	150	27	21	\$ 79,004.87	4	3.3	\$ 940.53
PVC	150	28	19	\$ 72,037.77	4	3.2	\$ 947.87
PVC	150	29	18	\$ 69,004.59	4	3.2	\$ 958.40
PVC	150	30	17	\$ 65,681.23	4	3.2	\$ 965.90
PVC	150	31	16	\$ 62,633.39	4	3.2	\$ 978.65
PVC	150	32	15	\$ 58,855.27	4	3.1	\$ 980.92
PVC	150	33	15	\$ 60,562.31	4	3.3	\$ 1,009.37
PVC	150	34	14	\$ 56,761.87	4	3.2	\$ 1,013.60
PVC	150	35	13	\$ 52,625.35	4	3.1	\$ 1,012.03
PVC	150	36	13	\$ 53,713.97	4	3.3	\$ 1,032.96

Los anteriores resultados se consolidan en los siguientes gráficos:

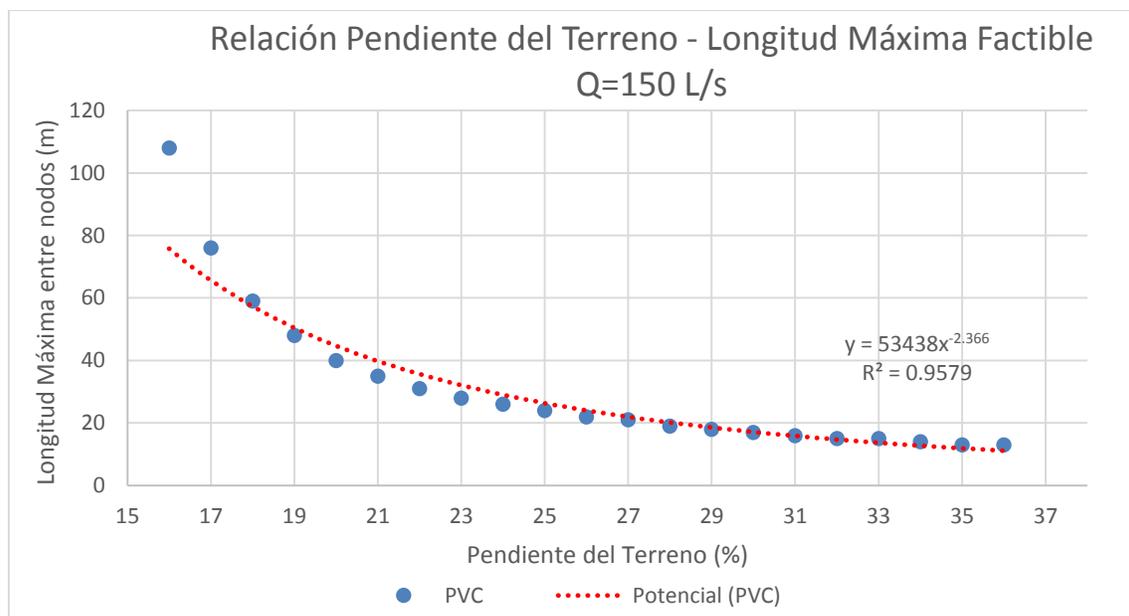


Gráfico 7. Relación Pendiente del terreno – Longitud Máxima Factible PVC para Q=150L/s

4.2 Diseños realizados haciendo uso UTOPIA

Para este caso en particular, teniendo en cuenta que con el software de UTOPIA se pueden diseñar redes de mayor complejidad que series simples de tubería, se procedió a hacer uso de redes existentes que han sido objeto de estudio. Cada una de estas con pendientes y longitudes entre pozos variables, según los requerimientos y necesidades de cada localidad donde se desarrollan las mismas. No obstante, se verificó que las mismas se caracterizaran por ser de moderada o alta pendiente. De acuerdo a esto, se hizo uso de tres redes diferentes, la primera denominada como

Miraflores, consiste en un colector compuesto por cuatro series diferentes, el segundo se denominad como Tunja y es una red con diferentes circuitos donde la elección del trazado juega un papel crucial y finalmente se hace uso de la red patrón de Mays & Wenzel, mencionada en el documento de Prado 2018, el cual consiste en la unión de 5 series sobre una red principal. A esta última dado que se tenía una pendiere original baja, se le aumentaron de manera constante en 3, 4.5, 6 y 9 veces, con el fin de verificar el comportamiento. A continuación, se enuncian los resultados para cada red, la cual fue corrida para diferentes caudales de entrada en cada uno de los pozos.

A continuación, se muestra la pendiente promedio del terreno para las redes arriba mencionadas, que serán objeto de diseño; con el fin de tener una perspectiva clara acerca de las mismas, ordenadas de menor a mayor:

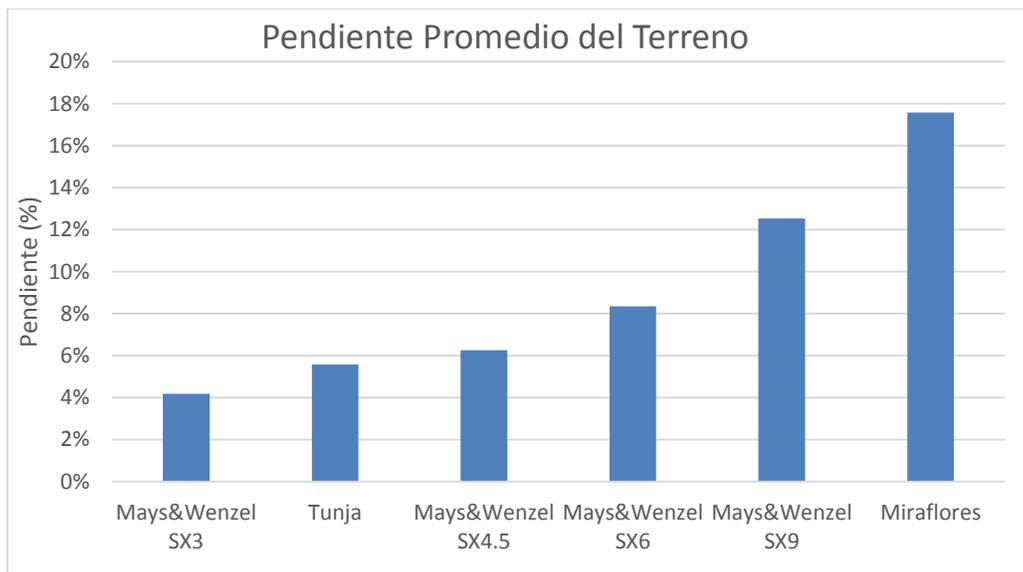


Gráfico 8. Pendiente promedio del terreno para las redes diseñadas.

4.2.1 Red Miraflores – Boyacá

La red de Miraflores – Boyacá, es en una red de interceptores principales diseñada por el PDA de Boyacá, la cual consta de 53 pozos y 47 tramos entre pozos. De manera general, cuenta con cuatro series que se conectan entre sí hasta llegar al punto de descarga. La pendiente promedio del terreno corresponde a 16,53%, mientras que el máximo es de 57,5% y el mínimo de 0,0%. La longitud total entre pozos asciende a 2.846,80 metros, la longitud promedio entre pozos es de 56,90 metros, la máxima es de 143,3 metros y la mínima es de 10,0 metros. La mayor elevación encontrada en la red es de 1.488,50 metros sobre el nivel del mar y la mínima es de 1.271,00 metros sobre el nivel del mar. Es decir, que desde el punto más alto el cual es un inicio hasta el punto más bajo, el cual corresponde a la descarga final, se presenta una diferencia de altura de 217,50 metros.

Esta red en particular fue escogida, debido a sus altas pendientes y relativa configuración sencilla. Lo anterior, con el fin de poder realizar un primer acercamiento con el software UTOPIA y poder concluir preliminarmente aspectos relevantes del comportamiento de la red, tiempos de ejecución y demás. A continuación, se presenta la configuración de la red según las coordenadas norte y este de los pozos que la componen.

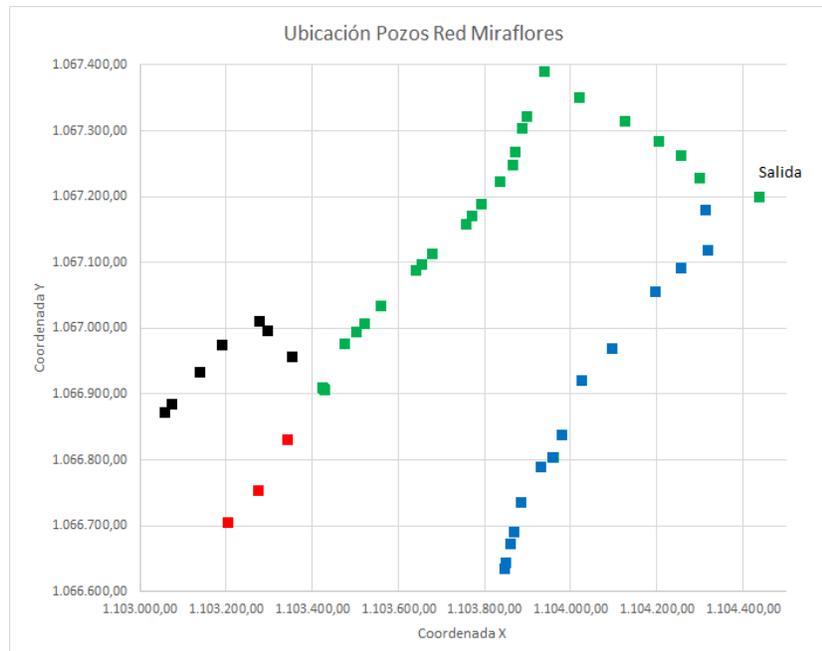


Gráfico 9. Ubicación de los pozos de la red Miraflores.

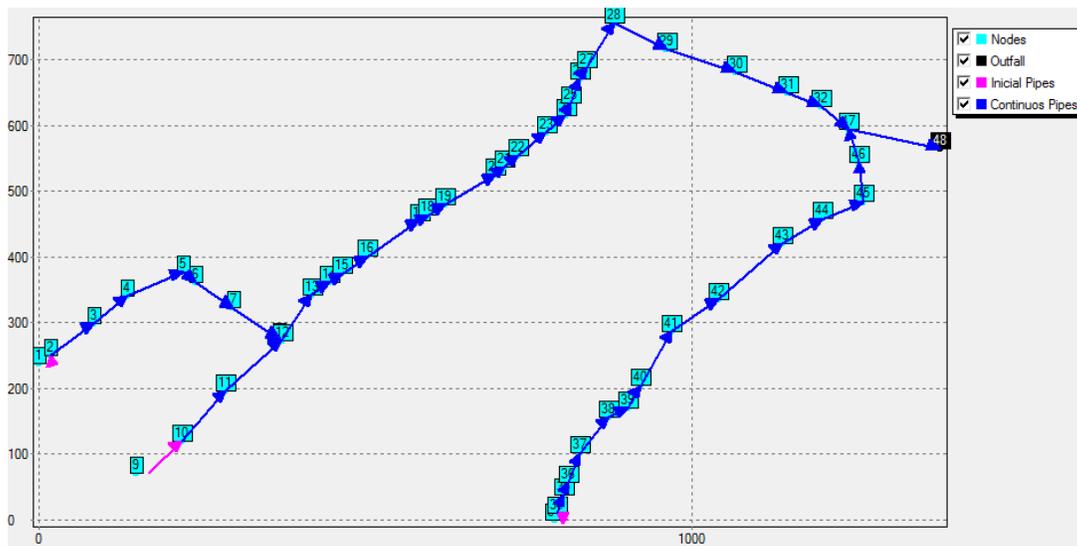


Figura 5. Resultado Gráfico Red Miraflores – definición del árbol de la red – XPRESS

Para esta red, se procedió a realizar diseños con entrada constante de caudal entre 5 y 50 litros por segundo para cada uno de los pozos, para materiales de tubería en Concreto y en PVC, cuyas velocidades máximas corresponden respectivamente a 5 y 10 metros por segundo. A continuación, se presentan los resultados obtenidos.

4.2.1.1 Resultados para Concreto

A continuación, se presentan los resultados obtenidos a nivel general, de la hidráulica y de costos para la red Miraflores, donde se realizaron los diseños de la misma red (coordenadas X, Y y Z de los pozos) para caudales de entrada constantes en cada uno de los pozos entre los 5 y 50 Litros por segundo, y conservando un material de tubería de concreto cuyo Ks corresponde a 0.0003 m y cuya velocidad máxima del flujo es de 5 metros por segundo.

Tabla 10. Resultados Generales obtenidos para la red Miraflores para tuberías en Concreto.

Resultados Generales Red Miraflores – Concreto							
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Caudal de Salida (m ³ /s)	Costo (\$USD)	Longitud Total (m)	Costo por metro (\$USD/m)	Cámaras de Caída (-)	Máxima Caída (m)	Promedio Caídas (m)
5	0.235	\$1,512,751.17	2870	\$ 527.06	5	18.30	6.58
10	0.470	\$1,962,384.67	2870	\$ 683.72	15	21.80	5.27
15	0.705	\$2,291,155.66	2870	\$ 798.27	21	23.20	5.29
20	0.940	\$2,611,242.14	2870	\$ 909.79	24	23.90	5.58
30	1.410	\$ 3,080,278.28	2870	\$ 1,073.21	27	25.10	6.43
40	1.880	\$3,483,301.11	2870	\$1,213.63	30	25.80	6.62
50	2.350	\$ 3,802,639.62	2870	\$1,324.89	32	26.00	6.78

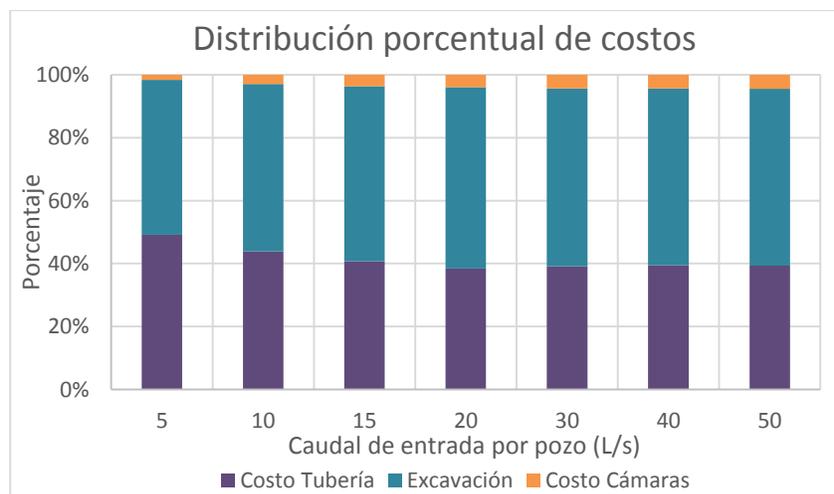
Tabla 11. Resultados Hidráulicos obtenidos para la red Miraflores para tuberías en Concreto.

Resultados Hidráulicos Red Miraflores – Concreto								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Pendiente Promedio (m/m)	Pendiente Máxima (m/m)	Diámetro Promedio (m)	Diámetro Máximo (m)	Velocidad Promedio (m/s)	Velocidad Máxima (m/s)	Porcentaje de llenado Promedio (%)	Porcentaje de llenado Máximo (%)
5	0.1522	0.5761	0.2398	0.3270	3.5223	4.9922	0.4235	0.8493
10	0.1345	0.5761	0.2725	0.4520	4.0037	4.9998	0.5135	0.8402
15	0.1216	0.5761	0.2930	0.5950	4.2168	4.9991	0.6007	0.8469
20	0.1123	0.5761	0.3158	0.5950	4.3697	4.9978	0.6414	0.8427
30	0.0951	0.4860	0.3754	0.6700	4.5027	4.9995	0.6611	0.8432
40	0.0834	0.3858	0.4619	0.8240	4.5793	4.9959	0.6738	0.8428
50	0.0760	0.3256	0.4619	0.8240	4.6704	4.9959	0.6934	0.8447

Tabla 12. Resultados de costos obtenidos para la red Miraflores para tuberías en Concreto.

Resultados Costos Red Miraflores – Concreto								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Costo (\$USD)	Costo Tubería (\$USD)	Peso Porcentual Tubería (%)	Costo Excavación (\$USD)	Peso Porcentual Excavación (%)	Costo Cámaras (\$USD)	Peso Porcentual Cámaras (%)	Cámaras de Caída (-)
5	\$1,512,751.17	\$743,951.66	49.18%	\$ 744,195.66	49.19%	\$ 24,603.84	1.63%	5
10	\$1,962,384.67	\$860,835.00	43.87%	\$1,043,858.51	53.19%	\$57,691.15	2.94%	15
15	\$2,291,155.66	\$934,538.46	40.79%	\$1,273,818.56	55.60%	\$82,798.64	3.61%	21
20	\$2,611,242.14	\$1,003,164.31	38.42%	\$1,505,187.95	57.64%	\$102,889.88	3.94%	24
30	\$3,080,278.28	\$1,205,999.91	39.15%	\$1,741,196.24	56.53%	\$133,082.13	4.32%	27
40	\$3,483,301.11	\$1,373,446.64	39.43%	\$1,956,541.04	56.17%	153,313.44	4.40%	30
50	\$3,802,639.62	\$1,496,938.03	39.37%	\$2,138,249.31	56.23%	\$167,452.29	4.40%	32

Los anteriores valores se consolidan a continuación:


Gráfico 10. Distribución porcentual de costos para la red Miraflores para tuberías en concreto.

4.2.1.2 Resultados para PVC

A continuación, se presentan los resultados obtenidos a nivel general, de la hidráulica y de costos para la red Miraflores, donde se realizaron los diseños de la misma red (coordenadas X, Y y Z de los pozos) para caudales de entrada constantes en cada uno de los pozos entre los 5 y 50 Litros por segundo, y conservando un material de tubería de concreto cuyo Ks corresponde a 0.0000015 m y cuya velocidad máxima del flujo es de 10 metros por segundo.

Tabla 13. Resultados Generales obtenidos para la red Miraflores para tuberías en PVC.

Resultados Generales Red Miraflores – PVC							
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Caudal de Salida (m ³ /s)	Costo (\$USD)	Longitud Total (m)	Costo por metro (\$USD/m)	Cámaras de Caída (-)	Máxima Caída (m)	Promedio Caídas (m)
10	0,470	\$ 1.531.656,11	2870	\$ 533,65	0	NA	NA
15	0,705	\$ 1.669.468,35	2870	\$ 581,66	0	NA	NA
20	0,940	\$ 1.752.456,64	2870	\$ 610,58	2	2,9	1,8
30	1,410	\$ 2.545.229,38	2870	\$ 886,79	2	3,2	3,0
40	1,880	\$ 3.065.304,99	2870	\$ 1.067,99	3	6,8	3,8
50	2,350	\$ 3.178.235,36	2870	\$ 1.107,34	3	10,4	5,7

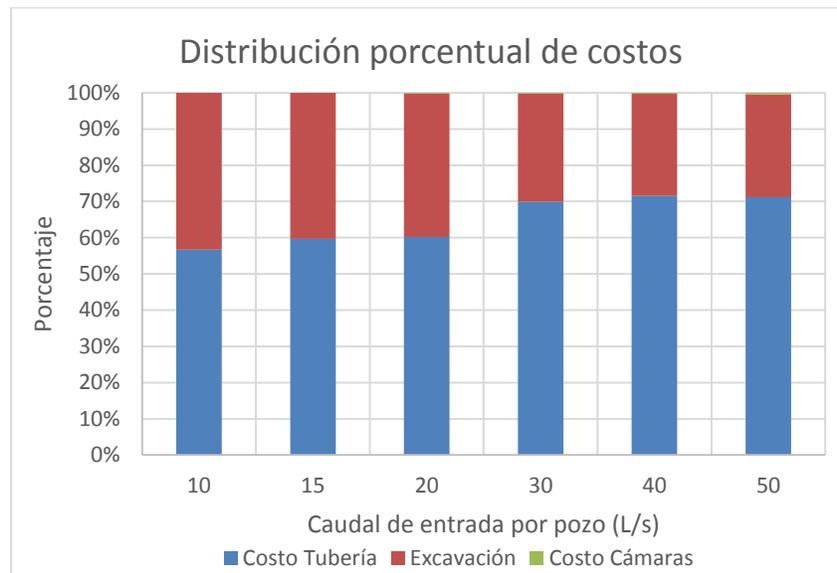
Tabla 14. Resultados Hidráulicos obtenidos para la red Miraflores para tuberías en PVC.

Resultados Hidráulicos Red Miraflores – PVC								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Pendiente Promedio (m/m)	Pendiente Máxima (m/m)	Diámetro Promedio (m)	Diámetro Máximo (m)	Velocidad Promedio (m/s)	Velocidad Máxima (m/s)	Porcentaje de Llenado Promedio (%)	Porcentaje de Llenado Máximo (%)
10	0,1746	0,5761	0,2700	0,4520	4,4143	8,7325	0,5021	0,8402
15	0,1744	0,5761	0,3017	0,5950	4,8862	9,6091	0,5429	0,8473
20	0,1723	0,5761	0,3224	0,5950	5,2481	9,9984	0,5636	0,8381
30	0,1700	0,5761	0,5310	1,1800	5,6293	9,9869	0,4884	0,8483
40	0,1670	0,5761	0,6413	1,5860	5,9776	9,9862	0,5271	0,8459
50	0,1635	0,5761	0,6615	1,5860	6,3054	9,9976	0,5328	0,8469

Tabla 15. Resultados de costos obtenidos para la red Miraflores para tuberías en PVC.

Resultados Costos Red Miraflores – PVC										
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Costo (\$USD)	Longitud Total (m)	Costo por metro (\$USD/m)	Costo Tubería (\$USD)	Peso Porcentual Tubería (%)	Costo Excavación (\$USD)	Peso Porcentual Excavación (%)	Costo Cámaras (\$USD)	Peso Porcentual Cámaras (%)	Cámaras de Caída (-)
10	\$1.531.656,11	2870	\$533,65	\$868.268,45	56,69%	\$663.387,6	43,31%	\$ -	0,0%	0
15	\$1.669.468,35	2870	\$581,66	\$996.002,70	59,66%	\$673.465,6	40,34%	\$ -	0,0%	0
20	\$1.752.456,64	2870	\$610,58	\$1.055.486,8	60,23%	\$694.034,7	39,60%	\$2.934,97	0,17%	2
30	\$2.545.229,38	2870	\$886,79	\$1.779.129,9	69,90%	\$761.766,8	29,93%	\$4.332,68	0,17%	2
40	\$3.065.304,99	2870	\$1.067,9	\$2.192.387,3	71,52%	\$863.891,9	28,18%	\$9.025,72	0,29%	3
50	\$3.178.235,36	2870	\$1.107,3	\$2.263.367,6	71,21%	\$901.556,9	28,37%	\$13.310,7	0,42%	3

Los anteriores valores se consolidan a continuación:


Gráfico 11. Distribución porcentual de costos para la red Miraflores para tuberías en PVC.

4.2.2 Red Tunja – Boyacá

La red de Tunja – Boyacá, es en sector de la red de alcantarillado ubicado en la cabecera municipal del mencionado municipio, la cual consta de 44 pozos y 66 tramos entre pozos. De manera general, cuenta con una serie de circuitos, cuyo trazado final dependerá de la elección del trazado. La pendiente promedio del terreno corresponde a 5,58%, mientras que el máximo es de 17,95% y el

mínimo de 0,0%. La longitud total entre pozos asciende a 2.846,80 metros, la longitud promedio entre pozos es de 155,06 metros, la máxima es de 336,93 metros y la mínima es de 97,35 metros. La mayor elevación encontrada en la red es de 162,10 metros respecto a su referencia y la mínima es de 78,50 metros respecto a su referencia. Es decir que, desde el punto más alto hasta el punto más bajo, el cual corresponde a la descarga final, se presenta una diferencia de altura de 83,60 metros.

Esta red en particular fue escogida, debido a sus pendientes relativamente altas y la mayor complejidad en su configuración. Lo anterior, con el fin de poder analizar el comportamiento de ambos componentes del software, correspondiente a la elección del trazado y al diseño hidráulico de la red según el trazado escogido. A continuación, se presenta la configuración de la red según las coordenadas norte y este de los pozos que la componen.

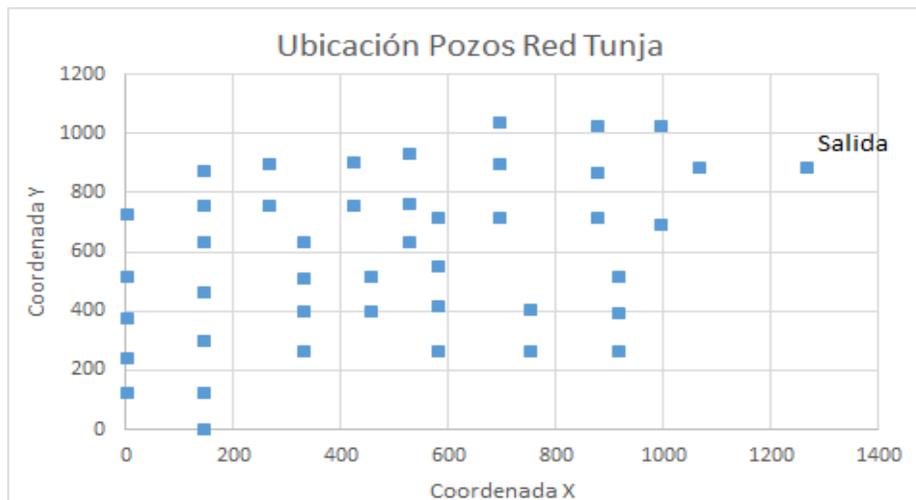


Gráfico 12. Ubicación de los pozos de la red Tunja.

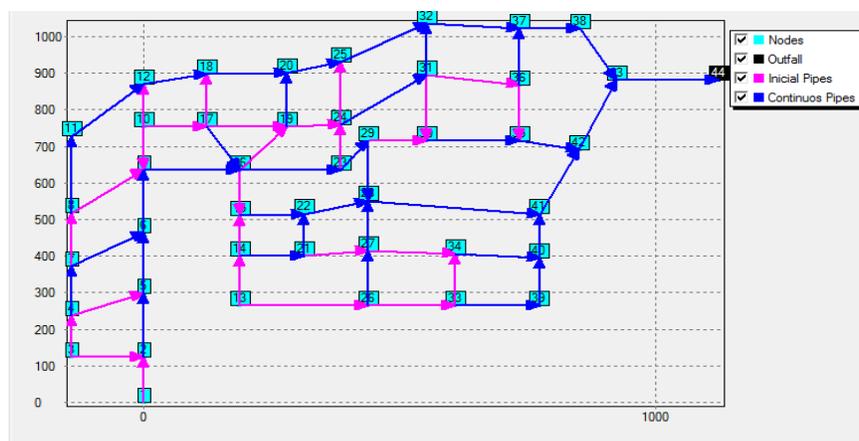


Figura 6. Resultado Gráfico Red unja – definición del árbol de la red – XPRESS

Para esta red, se procedió a realizar diseños con entrada constante de caudal entre 10 y 60 litros por segundo para cada uno de los pozos, para materiales de tubería en Concreto y en PVC, cuyas velocidades máximas corresponden respectivamente a 5 y 10 metros por segundo. A continuación, se presentan los resultados obtenidos.

4.2.2.1 Resultados para Concreto

A continuación, se presentan los resultados obtenidos a nivel general, de la hidráulica y de costos para la red Tunja, donde se realizaron los diseños de la misma red (coordenadas X, Y y Z de los pozos) para caudales de entrada constantes en cada uno de los pozos entre los 10 y 70 Litros por segundo, y conservando un material de tubería de concreto cuyo Ks corresponde a 0.0003 m y cuya velocidad máxima del flujo es de 5 metros por segundo.

Tabla 16. Resultados Generales obtenidos para la red Tunja para tuberías en Concreto.

Resultados Generales Red Tunja – Concreto							
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Caudal de Salida (m ³ /s)	Costo (\$USD)	Longitud Total (m)	Costo por metro (\$USD/m)	Cámaras de Caída (-)	Máxima Caída (m)	Promedio Caídas (m)
10	0.440	\$ 6,880,265.19	10246	\$ 671.51	0	NA	NA
20	0.880	\$ 7,154,878.15	10246	\$ 698.31	2	3.10	1.90
30	1.320	\$ 7,612,884.93	10246	\$ 743.01	2	2.80	2.40
40	1.760	\$ 9,054,938.39	10246	\$ 883.75	4	4.00	2.03
50	2.200	\$ 9,764,392.99	10246	\$ 953.00	5	8.20	3.40
60	2.640	\$ 8,561,195.84	10246	\$ 835.56	5	5.00	3.08
70	3.080	\$ 10,030,435.74	10246	\$ 978.96	5	6.10	4.38

Tabla 17. Resultados Hidráulicos obtenidos para la red Tunja para tuberías en Concreto.

Resultados Hidráulicos Red Tunja – Concreto								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Pendiente Promedio (m/m)	Pendiente Máxima (m/m)	Diámetro Promedio (m)	Diámetro Máximo (m)	Velocidad Promedio (m/s)	Velocidad Máxima (m/s)	Porcentaje de llenado Promedio (%)	Porcentaje de llenado Máximo (%)
10	0.0420	0.1626	0.2445	0.4070	1.5138	4.2310	0.3639	0.8492
20	0.0420	0.1626	0.2631	0.5950	1.9158	4.9815	0.4503	0.8297
30	0.0424	0.1626	0.2897	0.6700	2.0470	4.9848	0.4866	0.8480
40	0.0386	0.1626	0.3076	0.7470	2.0886	4.9982	0.5448	0.8462

50	0.0363	0.1626	0.3202	0.8240	2.2243	4.9988	0.5854	0.8488
60	0.0413	0.1795	0.3290	0.9000	2.3974	4.9916	0.6080	0.8448
70	0.0379	0.1795	0.3470	0.9780	2.3863	4.9967	0.6404	0.8497

Tabla 18. Resultados de costos obtenidos para la red Tunja para tuberías en Concreto.

Resultados Costos Red Tunja – Concreto								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Costo (\$USD)	Costo Tubería (\$USD)	Peso Porcentual Tubería (%)	Costo Excavación (\$USD)	Peso Porcentual Excavación (%)	Costo Cámaras (\$USD)	Peso Porcentual Cámaras (%)	Cámaras de Caída (-)
10	\$ 6,880,265.19	\$2,687,334.72	39.06%	\$4,192,930.47	60.94%	\$ -	0.00%	0
20	\$ 7,154,878.15	\$2,931,137.44	40.97%	\$4,220,634.79	58.99%	\$ 3,105.92	0.04%	2
30	\$ 7,612,884.93	\$3,333,482.26	43.79%	\$4,273,065.28	56.13%	\$ 6,337.40	0.08%	2
40	\$ 9,054,938.39	\$3,543,107.37	39.13%	\$5,500,801.12	60.75%	\$ 11,029.91	0.12%	4
50	\$ 9,764,392.99	\$3,717,133.06	38.07%	\$6,032,027.89	61.78%	\$ 15,232.05	0.16%	5
60	\$ 8,561,195.84	\$3,859,470.10	45.08%	\$4,686,056.42	54.74%	\$ 15,669.32	0.18%	5
70	\$10,030,435.74	\$4,117,242.63	48.09%	\$5,893,664.00	68.84%	\$ 19,529.11	0.23%	5

Los anteriores valores se consolidan a continuación:

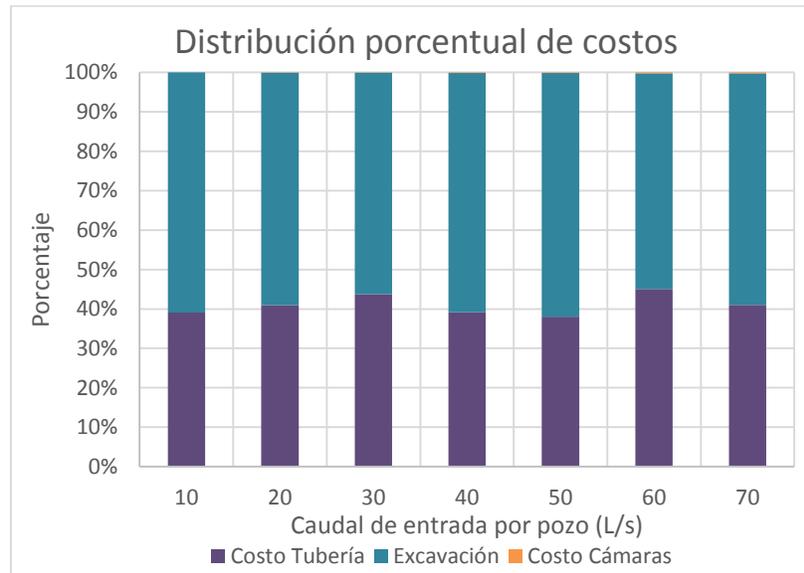


Gráfico 13. Distribución porcentual de costos para la red Tunja para tuberías en Concreto.

4.2.2.2 Resultados para PVC

A continuación, se presentan los resultados obtenidos a nivel general, de la hidráulica y de costos para la red Tunja, donde se realizaron los diseños de la misma red (coordenadas X, Y y Z de los pozos) para caudales de entrada constantes en cada uno de los pozos entre los 10 y 60 Litros por segundo, y conservando un material de tubería de concreto cuyo Ks corresponde a 0.0000015 m y cuya velocidad máxima del flujo es de 10 metros por segundo.

Tabla 19. Resultados Generales obtenidos para la red Tunja para tuberías en PVC.

Resultados Generales Red Tunja – PVC							
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Caudal de Salida (m ³ /s)	Costo (\$USD)	Longitud Total (m)	Costo por metro (\$USD/m)	Cámaras de Caída (-)	Máxima Caída (m)	Promedio Caídas (m)
10	0.440	\$6,880,265.19	10246	\$ 671.51	0	NA	NA
20	0.880	\$7,142,149.73	10246	\$ 697.07	0	NA	NA
30	1.320	\$7,484,920.98	10246	\$ 730.52	0	NA	NA
40	1.760	\$8,889,353.88	10246	\$ 867.59	0	NA	NA
50	2.200	\$9,512,764.65	10246	\$ 928.44	0	NA	NA
60	2.640	\$8,217,275.10	10246	\$ 802.00	0	NA	NA

Tabla 20. Resultados Hidráulicos obtenidos para la red Tunja para tuberías en PVC.

Resultados Hidráulicos Red Tunja – PVC								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Pendiente Promedio (m/m)	Pendiente Máxima (m/m)	Diámetro Promedio (m)	Diámetro Máximo (m)	Velocidad Promedio (m/s)	Velocidad Máxima (m/s)	Porcentaje de llenado Promedio (%)	Porcentaje de llenado Máximo (%)
10	0.0420	0.1626	0.2445	0.4070	1.5138	4.2310	0.3639	0.8492
20	0.0420	0.1626	0.2631	0.5950	1.9173	5.0838	0.4501	0.8297
30	0.0427	0.1626	0.2891	0.5950	2.0562	5.4732	0.4885	0.8480
40	0.0390	0.1626	0.3085	0.6700	2.1031	5.9388	0.5424	0.8462
50	0.0369	0.1626	0.3203	0.7470	2.2480	6.3336	0.5834	0.8488
60	0.0422	0.1795	0.3299	0.7470	2.4392	6.5214	0.6026	0.8465

Tabla 21. Resultados de costos obtenidos para la red Tunja para tuberías en PVC.

Resultados Costos Red Tunja – PVC								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Costo (\$USD)	Costo Tubería (\$USD)	Peso Porcentual Tubería (%)	Costo Excavación (\$USD)	Peso Porcentual Excavación (%)	Costo Cámaras (\$USD)	Peso Porcentual Cámaras (%)	Cámaras de Caída (-)
10	\$6,880,265.19	\$2,687,334.72	39.06%	\$4,192,930.47	60.94%	\$ -	0.00%	NA
20	\$7,142,149.73	\$2,931,153.64	41.04%	\$4,210,996.09	58.96%	\$ -	0.00%	NA
30	\$7,484,920.98	\$3,320,707.97	44.37%	\$4,164,213.01	55.63%	\$ -	0.00%	NA
40	\$8,889,353.88	\$3,548,265.39	39.92%	\$5,341,088.49	60.08%	\$ -	0.00%	NA
50	\$9,512,764.65	\$3,703,309.53	45.07%	\$5,809,455.13	70.70%	\$ -	0.00%	NA
60	\$8,217,275.10	\$3,852,011.50	46.88%	\$4,365,263.60	53.12%	\$ -	0.00%	NA

Los anteriores valores se consolidan a continuación:

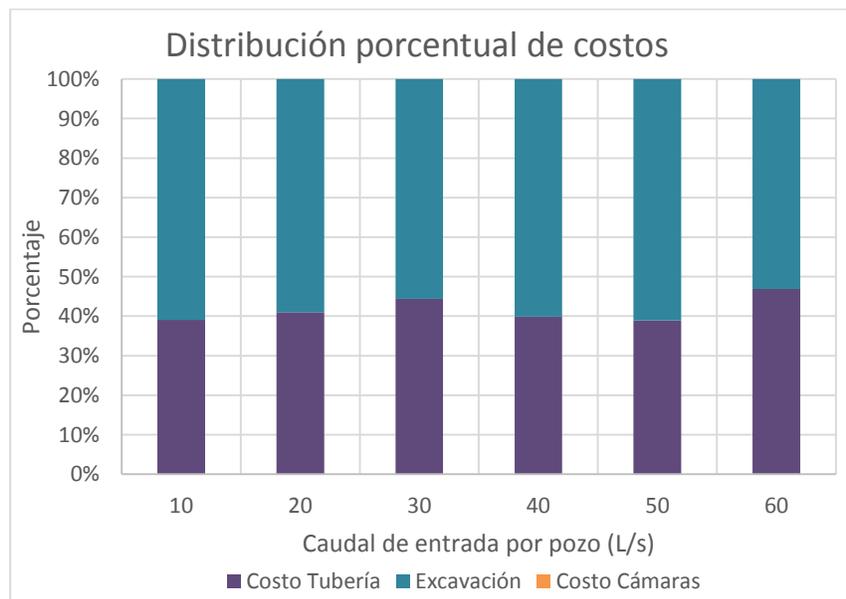


Gráfico 14. Distribución porcentual de costos para la red Tunja para tuberías en PVC.

4.2.3 Red patrón de Mays & Wenzel con pendientes 3 veces mayores

La red patrón de Mays & Wenzel, citada por la ingeniera Pardo en su documento proyecto de grado en ingeniería civil denominado como “Prueba del nuevo módulo de diseño optimizado de redes de alcantarillado del programa UTOPIA” (Prado, 2018), publicada por los autores Mays y Wenzel en el año 1976 en su documento Optimal Design of Multilevel Branching Sewer Systems, publicado por *Water Resources Research*; consta de 21 pozos y 20 tramos entre pozos. De manera general, cuenta

con varias redes en serie que se conectan a un colector principal. Las pendientes originales de la red eran del orden del 1.39% en promedio, lo cual es un valor muy bajo para la presente investigación. Razón por la cual, se procedió a realizar aumentos en diferentes valores, conservando la configuración original.

De esta manera, y en aras de analizar los resultados al contar con diferentes pendientes de terreno, pero proporcionales entre sí, se decidió aumentar las originales de la red en 3, 4.5, 6 y 9 veces. De esta manera, la pendiente promedio del terreno para este caso donde se aumentó en tres (3) veces, corresponde a 4,17%, mientras que el máximo es de 6,66% y el mínimo de 1,47%. La longitud total entre pozos asciende a 2.617,25 metros, la longitud promedio entre pozos es de 130,54 metros, la máxima es de 130,86 metros y la mínima es de 91,44 metros. La mayor elevación encontrada en la red es de 152,40 metros respecto a su referencia y la mínima es de 102,11 metros respecto a su referencia. Es decir que, desde el punto más alto hasta el punto más bajo, el cual corresponde a la descarga final, se presenta una diferencia de altura de 50,29 metros.

Esta red en particular fue escogida, debido a que es una red publicada internacionalmente la cual, con aumento en sus pendientes y una configuración relativamente sencilla, pueden aportar en gran medida respecto a cómo funciona el programa teniendo cambios en sus pendientes. A continuación, se presenta la configuración de la red según las coordenadas norte y este de los pozos que la componen.

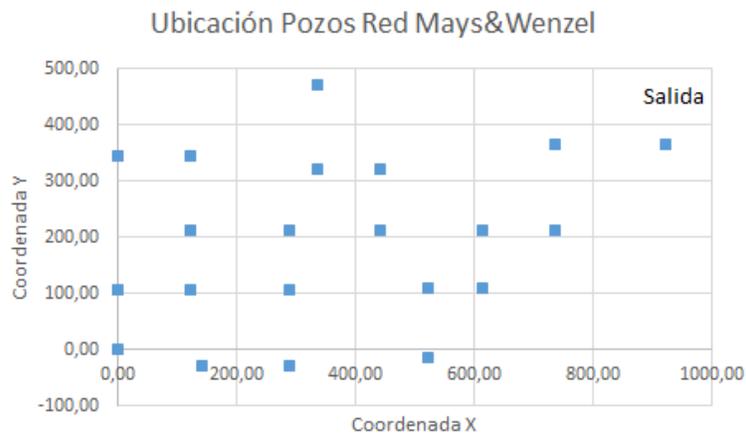


Gráfico 15. Ubicación de los pozos de la red Mays&Wenzel.

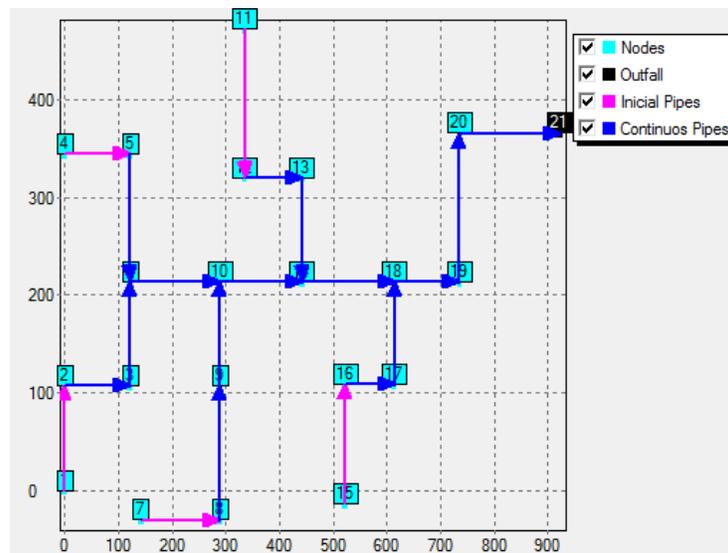


Figura 7. Resultado Gráfico Red Mays & Wenzel – definición del árbol de la red – XPRESS.

Para esta red, se procedió a realizar diseños con entrada constante de caudal entre 10 y 130 litros por segundo para cada uno de los pozos, para materiales de tubería en Concreto y en PVC, cuyas velocidades máximas corresponden respectivamente a 5 y 10 metros por segundo. A continuación, se presentan los resultados obtenidos.

4.2.3.1 Resultados para Concreto

A continuación, se presentan los resultados obtenidos a nivel general, de la hidráulica y de costos para la red Mays & Wenzel con pendientes aumentadas tres veces, donde se realizaron los diseños de la misma red (coordenadas X, Y y Z de los pozos) para caudales de entrada constantes en cada uno de los pozos entre los 10 y 100 Litros por segundo, y conservando un material de tubería de concreto cuyo Ks corresponde a 0.0003 m y cuya velocidad máxima del flujo es de 5 metros por segundo. Para este caso en especial, se llevó a cabo el diseño de un escenario particular, el cual conservó los caudales de entrada en cada uno de los pozos originales propuestos por el autor, cuyo promedio asciende a 130 Litros por segundo.

Tabla 22. Resultados Generales obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx3 para tuberías en Concreto.

Resultados Generales Red Mays&Wenzel – Sx3 – Concreto							
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Caudal de Salida (m ³ /s)	Costo (\$USD)	Longitud Total (m)	Costo por metro (\$USD/m)	Cámaras de Caída (-)	Máxima Caída (m)	Promedio Caídas (m)
10	0.20	\$1,230,433.96	2617	\$470.17	0	NA	NA

20	0.40	\$1,333,463.53	2617	\$509.54	0	NA	NA
30	0.60	\$1,423,388.77	2617	\$543.90	0	NA	NA
40	0.80	\$1,502,834.83	2617	\$574.26	0	NA	NA
50	1.00	\$1,568,978.98	2617	\$599.53	0	NA	NA
60	1.20	\$1,670,821.72	2617	\$638.45	1	1.00	1.00
100	2.00	\$1,936,697.17	2617	\$740.04	1	3.20	3.20
130	2.60	\$2,170,744.54	2617	\$829.48	2	3.05	4.20

Tabla 23. Resultados hidráulicos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx3 para tuberías en Concreto.

Resultados Hidráulicos Red Mays&Wenzel – Sx3 – Concreto								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Pendiente Promedio (m/m)	Pendiente Máxima (m/m)	Diámetro Promedio (m)	Diámetro Máximo (m)	Velocidad Promedio (m/s)	Velocidad Máxima (m/s)	Porcentaje de Llenado Promedio (%)	Porcentaje de Llenado Máximo (%)
10	0.0419	0.0667	0.2512	0.2512	2.0854	3.3147	0.4078	0.7902
20	0.0422	0.0667	0.2714	0.4520	2.5030	3.8061	0.5277	0.8183
30	0.0419	0.0667	0.2959	0.5950	2.7480	4.3246	0.6043	0.8451
40	0.0421	0.0667	0.3189	0.5950	2.9718	4.6009	0.6284	0.8448
50	0.0419	0.0667	0.3361	0.6700	3.1089	4.8426	0.6734	0.8478
60	0.0418	0.0667	0.3599	0.7470	3.2415	4.9879	0.6925	0.8489
100	0.0414	0.0667	0.4228	0.9000	3.6509	4.9960	0.7303	0.8478
130	0.0406	0.0667	0.4721	0.9780	3.8620	4.9961	0.7422	0.8381

Tabla 24. Resultados de costos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx3 para tuberías en Concreto.

Resultados de Costos Red Mays&Wenzel – Sx3 – Concreto								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Costo (\$USD)	Costo Tubería (\$USD)	Peso Porcentual al Tubería (%)	Costo Excavación (\$USD)	Peso Porcentual al Excavación (%)	Costo Cámaras (\$USD)	Peso Porcentual Cámaras (%)	Cámaras de Caída (-)
10	\$1,230,433.96	\$ 713,710.68	58.00%	\$516,723.28	42.00%	\$ -	0.00%	0
20	\$1,333,463.53	\$790,292.33	59.27%	\$543,171.20	40.73%	\$ -	0.00%	0
30	\$1,423,388.77	\$886,233.37	62.26%	\$537,155.40	37.74%	\$ -	0.00%	0
40	\$1,502,834.83	\$718,363.56	47.80%	\$784,471.27	52.20%	\$ -	0.00%	0
50	\$1,568,978.98	\$1,015,296.2	64.71%	\$553,682.70	35.29%	\$ -	0.00%	0
60	\$1,670,821.72	\$1,103,915.7	66.07%	\$565,791.94	33.86%	\$1,114.0	0.07%	1
100	\$1,936,697.17	\$1,310,735.1	67.68%	\$623,581.07	32.20%	\$2,381.0	0.12%	1

130	\$2,170,744.54	\$1,480,715.1	68.21%	\$685,505.39	31.58%	\$4,523.9	0.21%	2
-----	----------------	---------------	--------	--------------	--------	-----------	-------	---

Los anteriores valores se consolidan a continuación:

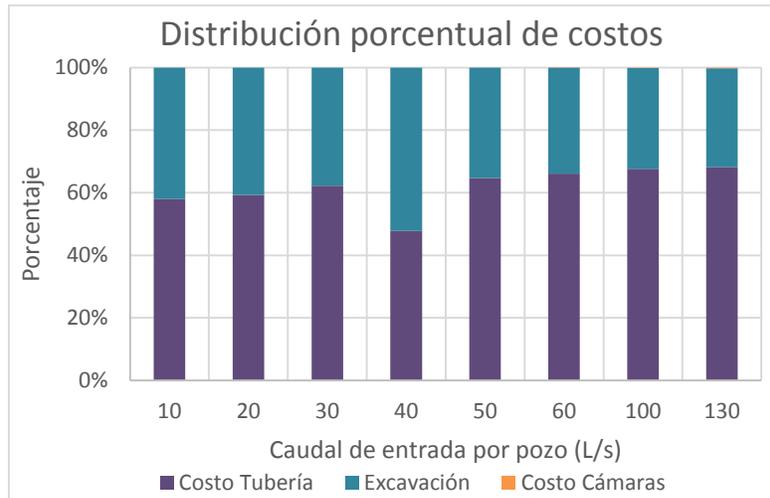


Gráfico 16. Distribución porcentual de costos para la red Mays&Wenzel Sx3 para tuberías en Concreto.

4.2.3.2 Resultados para PVC

A continuación, se presentan los resultados obtenidos a nivel general, de la hidráulica y de costos para la red Mays & Wenzel con pendientes aumentadas tres veces, donde se realizaron los diseños de la misma red (coordenadas X, Y y Z de los pozos) para caudales de entrada constantes en cada uno de los pozos entre los 10 y 100 Litros por segundo, y conservando un material de tubería de concreto cuyo Ks corresponde a 0.0000015 m y cuya velocidad máxima del flujo es de 10 metros por segundo. Para este caso en especial, se llevó a cabo el diseño de un escenario particular, el cual conservó los caudales de entrada en cada uno de los pozos originales propuestos por el autor, cuyo promedio asciende a 130 Litros por segundo.

Tabla 25. Resultados Generales obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx3 para tuberías en PVC.

Resultados Generales Red Mays&Wenzel – Sx3 – PVC							
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Caudal de Salida (m³/s)	Costo (\$USD)	Longitud Total (m)	Costo por metro (\$USD/m)	Cámaras de Caída (-)	Máxima Caída (m)	Promedio Caídas (m)
10	0.20	\$1,230,433.96	2617	\$470.17	0	NA	NA
20	0.40	\$1,333,463.53	2617	\$509.54	0	NA	NA
30	0.60	\$1,423,388.77	2617	\$543.90	0	NA	NA
40	0.80	\$1,502,834.83	2617	\$574.26	0	NA	NA

50	1.00	\$1,568,978.98	2617	\$599.53	0	NA	NA
60	1.20	\$1,653,136.62	2617	\$631.69	0	NA	NA
100	2.00	\$1,854,879.23	2617	\$708.78	0	NA	NA
130	2.60	\$2,035,469.51	2617	\$777.79	0	NA	NA

Tabla 26. Resultados hidráulicos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx3 para tuberías en PVC.

Resultados Hidráulicos Red Mays&Wenzel – Sx3 – PVC								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Pendiente Promedio (m/m)	Pendiente Máxima (m/m)	Diámetro Promedio (m)	Diámetro Máximo (m)	Velocidad Promedio (m/s)	Velocidad Máxima (m/s)	Porcentaje de llenado Promedio (%)	Porcentaje de llenado Máximo (%)
10	0.0419	0.0667	0.2512	0.3620	2.0854	3.3147	0.4078	0.7902
20	0.0422	0.0667	0.2714	0.4520	2.5030	3.8061	0.5277	0.8183
30	0.0419	0.0667	0.2959	0.5950	2.7480	4.3246	0.6043	0.8451
40	0.0421	0.0667	0.3189	0.5950	2.9718	4.6009	0.6284	0.8448
50	0.0419	0.0667	0.3361	0.6700	3.1089	4.8426	0.6734	0.8478
60	0.0421	0.0667	0.3599	0.7470	3.2529	5.2155	0.6914	0.8489
100	0.0422	0.0667	0.4191	0.9000	3.6839	5.6701	0.7351	0.8478
130	0.0421	0.0667	0.4645	0.9780	3.9422	6.4509	0.7462	0.8413

Tabla 27. Resultados de costos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx3 para tuberías en PVC.

Resultados de Costos Red Mays&Wenzel – Sx3 – PVC								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Costo (\$USD)	Costo Tubería (\$USD)	Peso Porcentual Tubería (%)	Costo Excavación (\$USD)	Peso Porcentual Excavación (%)	Costo Cámaras (\$USD)	Peso Porcentual Cámaras (%)	Cámaras de Caída (-)
10	\$1,230,433.96	\$713,710.68	58.00%	\$516,723.28	42.00%	\$ -	0.00%	0
20	\$1,333,463.53	\$790,292.33	59.27%	\$543,171.20	40.73%	\$ -	0.00%	0
30	\$1,423,388.77	\$886,233.37	62.26%	\$537,155.40	37.74%	\$ -	0.00%	0
40	\$1,502,834.83	\$954,268.72	63.50%	\$548,566.11	36.50%	\$ -	0.00%	0
50	\$1,568,978.98	\$1,015,296.28	64.71%	\$553,682.70	35.29%	\$ -	0.00%	0
60	\$1,653,136.62	\$1,103,949.82	66.78%	\$549,186.80	33.22%	\$ -	0.00%	0
100	\$1,854,879.23	\$1,295,314.55	69.83%	\$559,564.68	30.17%	\$ -	0.00%	0
130	\$2,035,469.51	\$1,453,844.20	71.43%	\$581,625.30	28.57%	\$ -	0.00%	0

Los anteriores valores se consolidan a continuación:

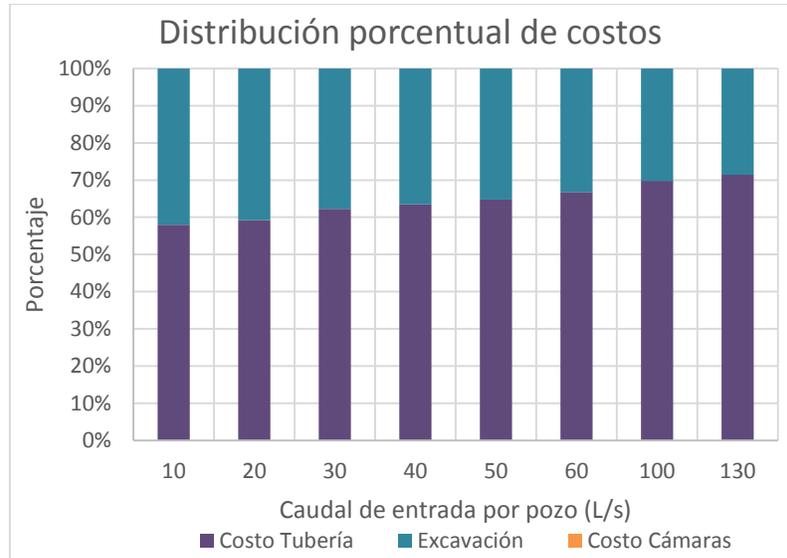


Gráfico 17. Distribución porcentual de costos para la red Mays&Wenzel Sx3 para tuberías en PVC.

4.2.4 Red patrón de Mays & Wenzel con pendientes 4.5 veces mayores

Los antecedentes de la presente red, se mencionan en la sección 4.2.3. De esta manera, la pendiente promedio del terreno para este caso donde se aumentó en cuatro veces y medio (4.5), corresponde a 6,26%, mientras que el máximo es de 10,00% y el mínimo de 2,21%. La longitud total entre pozos asciende a 2.617,25 metros, la longitud promedio entre pozos es de 130,54 metros, la máxima es de 130,86 metros y la mínima es de 91,44 metros. La mayor elevación encontrada en la red es de 152,40 metros respecto a su referencia y la mínima es de 76,96 metros respecto a su referencia. Es decir que, desde el punto más alto hasta el punto más bajo, el cual corresponde a la descarga final, se presenta una diferencia de altura de 75,44 metros.

Para esta red, se procedió a realizar diseños con entrada constante de caudal entre 10 y 130 litros por segundo para cada uno de los pozos, para materiales de tubería en Concreto y en PVC, cuyas velocidades máximas corresponden respectivamente a 5 y 10 metros por segundo. A continuación, se presentan los resultados obtenidos.

4.2.4.1 Resultados para Concreto

A continuación, se presentan los resultados obtenidos a nivel general, de la hidráulica y de costos para la red Mays & Wenzel con pendientes aumentadas en 4.5 veces, donde se realizaron los diseños de la misma red (coordenadas X, Y y Z de los pozos) para caudales de entrada constantes en cada uno de los pozos entre los 10 y 100 Litros por segundo, y conservando un material de tubería de concreto cuyo Ks corresponde a 0.0003 m y cuya velocidad máxima del flujo es de 5 metros por

segundo. Para este caso en especial, se llevó a cabo el diseño de un escenario particular, el cual conservó los caudales de entrada en cada uno de los pozos originales propuestos por el autor, cuyo promedio asciende a 130 Litros por segundo.

Tabla 28. Resultados Generales obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx4.5 para tuberías en Concreto.

Resultados Generales Red Mays&Wenzel – Sx4.5 – Concreto							
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Caudal de Salida (m³/s)	Costo (\$USD)	Longitud Total (m)	Costo por metro (\$USD/m)	Cámaras de Caída (-)	Máxima Caída (m)	Promedio Caídas (m)
10	0.20	\$1,199,313.23	2617	\$458.28	0	NA	NA
20	0.40	\$1,302,087.74	2617	\$497.55	0	NA	NA
30	0.60	\$1,390,898.05	2617	\$531.49	0	NA	NA
40	0.80	\$1,466,998.77	2617	\$560.57	1	2.00	2.00
50	1.00	\$1,569,364.36	2617	\$599.68	1	3.10	3.10
60	1.20	\$1,682,891.77	2617	\$643.06	2	5.90	3.30
100	2.00	\$2,016,215.51	2617	\$770.43	4	7.70	3.47
130	2.60	\$2,294,191.02	2617	\$876.65	6	9.70	3.11

Tabla 29. Resultados Hidráulicos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx4.5 para tuberías en Concreto.

Resultados Hidráulicos Red Mays&Wenzel – Sx4.5 – Concreto								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Pendiente Promedio (m/m)	Pendiente Máxima (m/m)	Diámetro Promedio (m)	Diámetro Máximo (m)	Velocidad Promedio (m/s)	Velocidad Máxima (m/s)	Porcentaje de llenado Promedio (%)	Porcentaje de llenado Máximo (%)
10	0.0627	0.1000	0.2445	0.3620	2.4015	3.8811	0.3960	0.8445
20	0.0627	0.1000	0.2685	0.4520	2.8958	4.5584	0.4802	0.7656
30	0.0627	0.1000	0.2914	0.5950	3.2177	4.9718	0.5414	0.7649
40	0.0622	0.1000	0.3031	0.5950	3.4089	4.9849	0.6286	0.8489
50	0.0622	0.1000	0.3189	0.5950	3.6177	4.9922	0.6434	0.8488
60	0.0609	0.1000	0.3386	0.6700	3.7182	4.9812	0.6778	0.8489
100	0.0588	0.1000	0.3949	0.8240	4.1094	4.9949	0.7547	0.8445
130	0.0573	0.0920	0.4487	0.9000	4.3294	4.9863	0.7453	0.8430

Tabla 30. Resultados de Costos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx4.5 para tuberías en Concreto.

Resultados de Costos Red Mays&Wenzel – Sx4.5 – Concreto								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Costo (\$USD)	Costo Tubería (\$USD)	Peso Porcentual Tubería (%)	Costo Excavación (\$USD)	Peso Porcentual Excavación (%)	Costo Cámaras (\$USD)	Peso Porcentual Cámaras (%)	Cámaras de Caída (-)
10	\$1,199,313.23	\$691,358.82	57.65%	\$507,954.41	42.35%	\$ -	0.00%	0
20	\$1,302,087.74	\$779,612.46	59.87%	\$522,475.28	40.13%	\$ -	0.00%	0
30	\$1,390,898.05	\$869,557.38	62.52%	\$521,340.67	37.48%	\$ -	0.00%	0
40	\$1,466,998.77	\$953,900.59	65.02%	\$511,493.27	34.87%	\$1,604.92	0.11%	1
50	\$1,569,364.36	\$1,045,836.76	66.64%	\$520,957.75	33.20%	\$2,569.86	0.16%	1
60	\$1,682,891.77	\$1,032,354.24	61.34%	\$645,597.97	38.36%	\$4,939.56	0.29%	2
100	\$2,016,215.51	\$1,223,261.55	60.67%	\$782,418.28	38.81%	\$10,535.6	0.63%	4
130	\$2,294,191.02	\$1,403,585.57	61.18%	\$875,871.37	38.18%	\$14,734.1	0.64%	6

Los anteriores valores se consolidan a continuación:

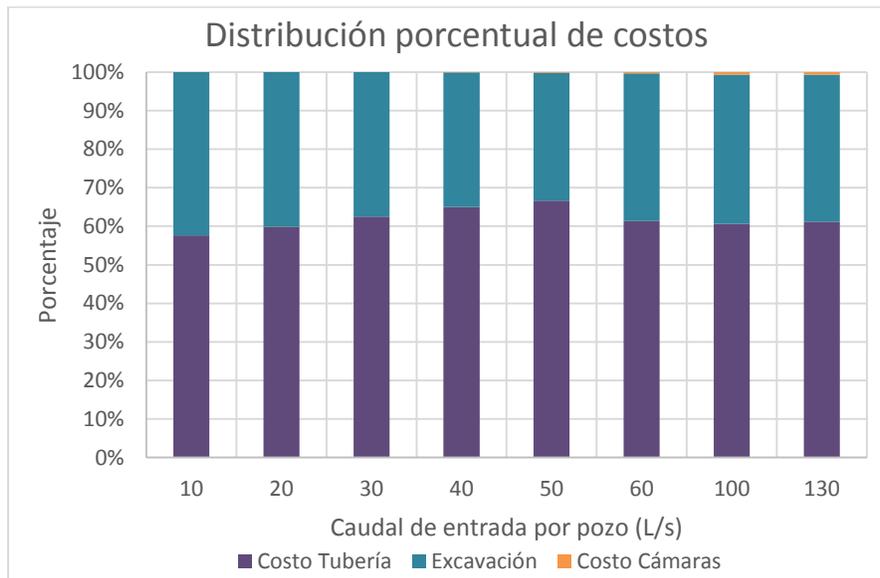


Gráfico 18. Distribución porcentual de costos para la red Mays&Wenzel Sx4.5 para tuberías en Concreto.

4.2.4.2 Resultados para PVC

A continuación, se presentan los resultados obtenidos a nivel general, de la hidráulica y de costos para la red Mays & Wenzel con pendientes aumentadas cuatro veces y media, donde se realizaron los diseños de la misma red (coordenadas X, Y y Z de los pozos) para caudales de entrada constantes en cada uno de los pozos entre los 10 y 100 Litros por segundo, y conservando un material de tubería de concreto cuyo Ks corresponde a 0.0000015 m y cuya velocidad máxima del flujo es de 10 metros por segundo. Para este caso en especial, se llevó a cabo el diseño de un escenario particular, el cual conservó los caudales de entrada en cada uno de los pozos originales propuestos por el autor, cuyo promedio asciende a 130 Litros por segundo.

Tabla 31. Resultados Generales obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx4.5 para tuberías en PVC.

Resultados Generales Red Mays&Wenzel – Sx4.5 – PVC							
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Caudal de Salida (m ³ /s)	Costo (\$USD)	Longitud Total (m)	Costo por metro (\$USD/m)	Cámaras de Caída (-)	Máxima Caída (m)	Promedio Caídas (m)
10	0.20	\$ 1,199,313.23	2617	\$ 458.28	0	NA	NA
20	0.40	\$ 1,302,087.74	2617	\$ 497.55	0	NA	NA
30	0.60	\$ 1,390,898.05	2617	\$ 531.49	0	NA	NA
40	0.80	\$ 1,435,813.00	2617	\$ 548.65	0	NA	NA
50	1.00	\$ 1,506,924.02	2617	\$ 575.82	0	NA	NA
60	1.20	\$ 1,546,956.32	2617	\$ 591.12	0	NA	NA
100	2.00	\$ 1,745,755.69	2617	\$ 667.08	0	NA	NA
130	2.60	\$ 1,919,271.53	2617	\$ 733.39	0	NA	NA

Tabla 32. Resultados Hidráulicos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx4.5 para tuberías en PVC.

Resultados Hidráulicos Red Mays&Wenzel – Sx4.5 – PVC								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Pendiente Promedio (m/m)	Pendiente Máxima (m/m)	Diámetro Promedio (m)	Diámetro Máximo (m)	Velocidad Promedio (m/s)	Velocidad Máxima (m/s)	Porcentaje de llenado Promedio (%)	Porcentaje de llenado Máximo (%)
10	0.0627	0.1000	0.2445	0.3620	2.4015	3.8811	0.3960	0.8445
20	0.0627	0.1000	0.2685	0.4520	2.8958	4.5584	0.4802	0.7656
30	0.0627	0.1000	0.2914	0.5950	3.2177	4.9718	0.5414	0.7649
40	0.0627	0.1000	0.3031	0.5950	3.4277	5.3615	0.6258	0.8489

50	0.0630	0.1000	0.3211	0.5950	3.6536	5.7058	0.6303	0.8452
60	0.0628	0.1000	0.3315	0.6700	3.7735	5.7943	0.6890	0.8489
100	0.0631	0.1000	0.3851	0.8240	4.2728	6.8094	0.7584	0.8445
130	0.0630	0.1000	0.4311	0.9000	4.5768	7.4467	0.7509	0.8475

Tabla 33. Resultados de Costos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx4.5 para tuberías en PVC.

Resultados Costos Red Mays&Wenzel – Sx4.5 – PVC								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Costo (\$USD)	Costo Tubería (\$USD)	Peso Porcentual Tubería (%)	Costo Excavación (\$USD)	Peso Porcentual Excavación (%)	Costo Cámaras (\$USD)	Peso Porcentual Cámaras (%)	Cámaras de Caída (-)
10	\$1,199,313.23	\$691,358.82	57.65%	\$507,954.41	42.35%	\$ -	0.00%	0
20	\$1,302,087.74	\$779,612.46	59.87%	\$522,475.28	40.13%	\$ -	0.00%	0
30	\$1,390,898.05	\$869,557.38	62.52%	\$521,340.67	37.48%	\$ -	0.00%	0
40	\$1,435,813.00	\$908,068.10	63.24%	\$527,744.90	36.76%	\$ -	0.00%	0
50	\$1,506,924.02	\$963,493.62	63.94%	\$543,430.40	36.06%	\$ -	0.00%	0
60	\$1,546,956.32	\$1,002,973.64	64.84%	\$543,982.69	35.16%	\$ -	0.00%	0
100	\$1,745,755.69	\$1,187,891.57	68.04%	\$557,864.12	31.96%	\$ -	0.00%	0
130	\$1,919,271.53	\$1,340,940.02	69.87%	\$578,331.51	30.13%	\$ -	0.00%	0

Los anteriores valores se consolidan a continuación:

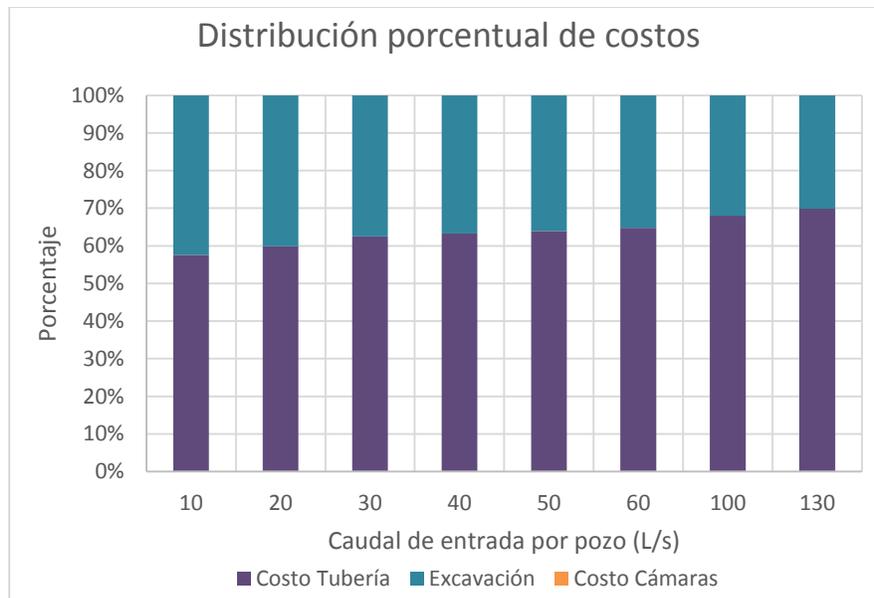


Gráfico 19. Distribución porcentual de costos para la red Mays&Wenzel Sx4.5 para tuberías en PVC.

4.2.5 Red patrón de Mays & Wenzel con pendientes 6 veces mayores

Los antecedentes de la presente red, se mencionan en la sección 4.2.3. De esta manera, la pendiente promedio del terreno para este caso donde se aumentó en seis (6) veces, corresponde a 8,35%, mientras que el máximo es de 13,33% y el mínimo de 2,94%. La longitud total entre pozos asciende a 2.617,25 metros, la longitud promedio entre pozos es de 130,54 metros, la máxima es de 130,86 metros y la mínima es de 91,44 metros. La mayor elevación encontrada en la red es de 152,40 metros respecto a su referencia y la mínima es de 51,82 metros respecto a su referencia. Es decir que, desde el punto más alto hasta el punto más bajo, el cual corresponde a la descarga final, se presenta una diferencia de altura de 100,58 metros.

Para esta red, se procedió a realizar diseños con entrada constante de caudal entre 10 y 130 litros por segundo para cada uno de los pozos, para materiales de tubería en Concreto y en PVC, cuyas velocidades máximas corresponden respectivamente a 5 y 10 metros por segundo. A continuación, se presentan los resultados obtenidos.

4.2.5.1 Resultados para Concreto

A continuación, se presentan los resultados obtenidos a nivel general, de la hidráulica y de costos para la red Mays & Wenzel con pendientes aumentadas 6 veces, donde se realizaron los diseños de la misma red (coordenadas X, Y y Z de los pozos) para caudales de entrada constantes en cada uno de los pozos entre los 10 y 100 Litros por segundo, y conservando un material de tubería de concreto cuyo Ks corresponde a 0.0003 m y cuya velocidad máxima del flujo es de 5 metros por segundo. Para este caso en especial, se llevó a cabo el diseño de un escenario particular, el cual conservó los caudales de entrada en cada uno de los pozos originales propuestos por el autor, cuyo promedio asciende a 130 Litros por segundo.

Tabla 34. Resultados Generales obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx6 para tuberías en Concreto.

Resultados Generales Red Mays&Wenzel – Sx6 – Concreto							
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Caudal de Salida (m ³ /s)	Costo (\$USD)	Longitud Total (m)	Costo por metro (\$USD/m)	Cámaras de Caída (-)	Máxima Caída (m)	Promedio Caídas (m)
10	0,20	\$1.180.053,03	2617	\$450,92	0	NA	NA
20	0,40	\$1.259.476,36	2617	\$481,27	0	NA	NA
30	0,60	\$1.422.603,22	2617	\$543,60	1	4,40	4,40
40	0,80	\$1.511.153,84	2617	\$577,44	1	6,70	6,70
50	1,00	\$1.661.930,12	2617	\$635,05	3	8,30	4,13
60	1,20	\$1.789.812,54	2617	\$ 683,92	3	10,40	5,33
100	2,00	\$2.287.482,96	2617	\$874,09	8	12,50	4,08
130	2,60	\$2.629.466,40	2617	\$1.004,76	11	14,00	3,93

Tabla 35. Resultados Hidráulicos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx6 para tuberías en Concreto.

Resultados Hidráulicos Red Mays&Wenzel – Sx6 – Concreto								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Pendiente Promedio (m/m)	Pendiente Máxima (m/m)	Diámetro Promedio (m)	Diámetro Máximo (m)	Velocidad Promedio (m/s)	Velocidad Máxima (m/s)	Porcentaje de llenado Promedio (%)	Porcentaje de llenado Máximo (%)
10	0,0856	0,1333	0,2399	0,3270	2,6872	4,2067	0,3792	0,7846
20	0,0857	0,1333	0,2575	0,4070	3,2303	4,8902	0,4805	0,8477
30	0,0844	0,1333	0,2803	0,5950	3,5640	4,9998	0,5297	0,8418
40	0,0838	0,1333	0,2937	0,5950	3,8064	4,9999	0,5932	0,8451
50	0,0818	0,1333	0,3160	0,5950	3,9840	4,9943	0,6022	0,8174
60	0,0809	0,1333	0,3320	0,6700	4,1315	4,9983	0,6350	0,8202
100	0,0753	0,1239	0,3949	0,8240	4,4889	4,9949	0,6903	0,8146
130	0,0711	0,1200	0,4371	0,9000	4,6094	4,9989	0,7516	0,8483

Tabla 36. Resultados de Costos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx6 para tuberías en Concreto.

Resultados de Costos Red Mays&Wenzel – Sx6 – Concreto								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Costo (\$USD)	Costo Tubería (\$USD)	Peso Porcentual Tubería (%)	Costo Excavación (\$USD)	Peso Porcentual Excavación (%)	Costo Cámaras (\$USD)	Peso Porcentual Cámaras (%)	Cámaras de Caída (-)
10	\$1.180.053,03	\$672.845,41	57,02%	\$507.207,62	42,98%	\$ -	0,00%	0
20	\$1.259.476,36	\$739.130,98	58,69%	\$520.345,38	41,31%	\$ -	0,00%	0
30	\$1.422.603,22	\$831.519,52	58,45%	\$ 588.060,36	41,34%	\$ 3.023,34	0,21%	1
40	\$1.511.153,84	\$879.956,48	58,23%	\$626.572,48	41,46%	\$ 4.624,88	0,31%	1
50	\$1.661.930,12	\$948.858,85	57,09%	\$ 704.168,73	42,37%	\$ 8.902,54	0,54%	3
60	\$1.789.812,54	\$1.010.739,72	56,47%	\$767.746,33	42,90%	\$11.326,4	0,63%	3
100	\$2.287.482,96	\$1.224.209,42	53,52%	\$1.038.335,3	45,39%	\$24.938,2	1,09%	8
130	\$2.629.466,40	\$1.372.264,94	52,19%	\$1.224.115,6	46,55%	\$33.085,8	1,26%	11

Los anteriores valores se consolidan a continuación:

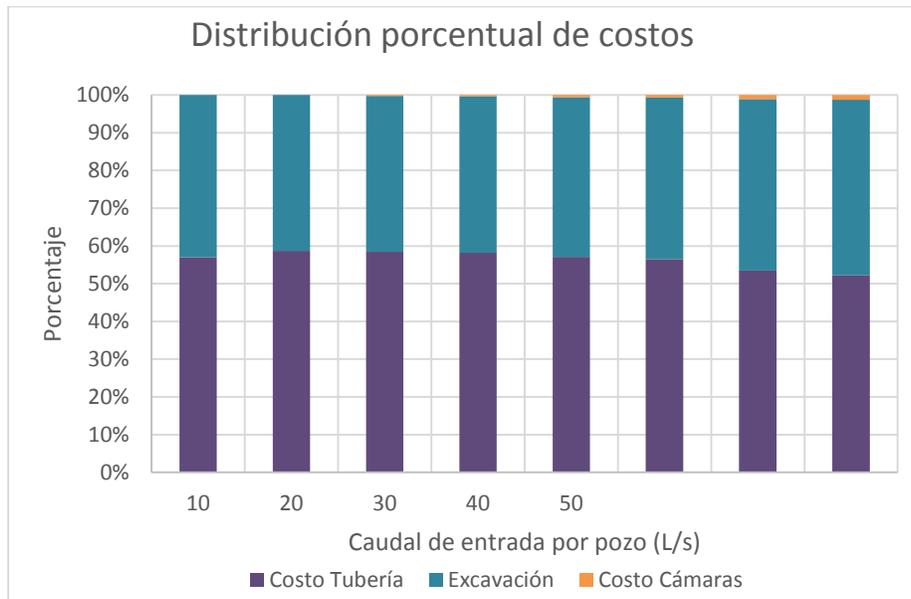


Gráfico 20. Distribución porcentual de costos para la red Mays&Wenzel Sx6 para tuberías en Concreto.

4.2.5.2 Resultados para PVC

A continuación, se presentan los resultados obtenidos a nivel general, de la hidráulica y de costos para la red Mays & Wenzel con pendientes aumentadas 6 veces, donde se realizaron los diseños de la misma red (coordenadas X, Y y Z de los pozos) para caudales de entrada constantes en cada uno de los pozos entre los 10 y 100 Litros por segundo, y conservando un material de tubería de concreto cuyo Ks corresponde a 0.0000015 m y cuya velocidad máxima del flujo es de 10 metros por segundo. Para este caso en especial, se llevó a cabo el diseño de un escenario particular, el cual conservó los caudales de entrada en cada uno de los pozos originales propuestos por el autor, cuyo promedio asciende a 130 Litros por segundo.

Tabla 37. Resultados Generales obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx6 para tuberías en PVC.

Resultados Generales Red Mays&Wenzel – Sx6 – PVC							
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Caudal de Salida (m³/s)	Costo (\$USD)	Longitud Total (m)	Costo por metro (\$USD/m)	Cámaras de Caída (-)	Máxima Caída (m)	Promedio Caídas (m)
10	0,20	\$1.180.053,03	2617	\$450,92	0	NA	NA
20	0,40	\$1.259.476,36	2617	\$481,27	0	NA	NA
30	0,60	\$1.356.377,39	2617	\$518,29	0	NA	NA
40	0,80	\$1.402.478,02	2617	\$535,91	0	NA	NA

50	1,00	\$1.468.390,71	2617	\$561,10	0	NA	NA
60	1,20	\$1.510.271,20	2617	\$577,10	0	NA	NA
100	2,00	\$1.722.712,72	2617	\$658,28	0	NA	NA
130	2,60	\$1.832.336,06	2617	\$700,17	0	NA	NA

Tabla 38. Resultados Hidráulicos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx6 para tuberías en PVC.

Resultados Hidráulicos Red Mays&Wenzel – Sx6 – PVC								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Pendiente Promedio (m/m)	Pendiente Máxima (m/m)	Diámetro Promedio (m)	Diámetro Máximo (m)	Velocidad Promedio (m/s)	Velocidad Máxima (m/s)	Porcentaje de llenado Promedio (%)	Porcentaje de llenado Máximo (%)
10	0,0856	0,1333	0,2399	0,3270	2,6872	4,2067	0,3792	0,7846
20	0,0857	0,1333	0,2575	0,4070	3,2303	4,8902	0,4805	0,8477
30	0,0856	0,1333	0,2803	0,5950	3,5952	5,6233	0,5257	0,8418
40	0,0856	0,1333	0,2937	0,5950	3,8590	6,0663	0,5865	0,8377
50	0,0856	0,1333	0,3138	0,5950	4,0896	6,2280	0,5974	0,8062
60	0,0857	0,1333	0,3249	0,6700	4,2758	6,6245	0,6348	0,8202
100	0,0860	0,1333	0,3791	0,7470	4,8510	7,6495	0,6890	0,8479
130	0,0860	0,1333	0,4081	0,8240	5,1586	8,0077	0,7400	0,8494

Tabla 39. Resultados de Costos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx6 para tuberías en PVC.

Resultados de Costos Red Mays&Wenzel – Sx6 – PVC								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Costo (\$USD)	Costo Tubería (\$USD)	Peso Porcentual Tubería (%)	Costo Excavación (\$USD)	Peso Porcentual Excavación (%)	Costo Cámaras (\$USD)	Peso Porcentual Cámaras (%)	Cámaras de Caída (-)
10	\$1.180.053,03	\$672.845,41	57,02%	\$ 507.207,62	42,98%	\$ -	0,00%	0
20	\$1.259.476,36	\$739.130,98	58,69%	\$ 520.345,38	41,31%	\$ -	0,00%	0
30	\$1.356.377,39	\$831.682,97	61,32%	\$ 524.694,42	38,68%	\$ -	0,00%	0
40	\$1.402.478,02	\$880.214,36	62,76%	\$ 522.263,66	37,24%	\$ -	0,00%	0
50	\$1.468.390,71	\$939.994,62	64,02%	\$ 528.396,09	35,98%	\$ -	0,00%	0
60	\$1.510.271,20	\$981.738,21	65,00%	\$ 528.532,98	35,00%	\$ -	0,00%	0
100	\$1.722.712,72	\$1.166.899,33	67,74%	\$ 555.813,39	32,26%	\$ -	0,00%	0
130	\$1.832.336,06	\$1.264.272,98	69,00%	\$ 568.063,08	31,00%	\$ -	0,00%	0

Los anteriores valores se consolidan a continuación:

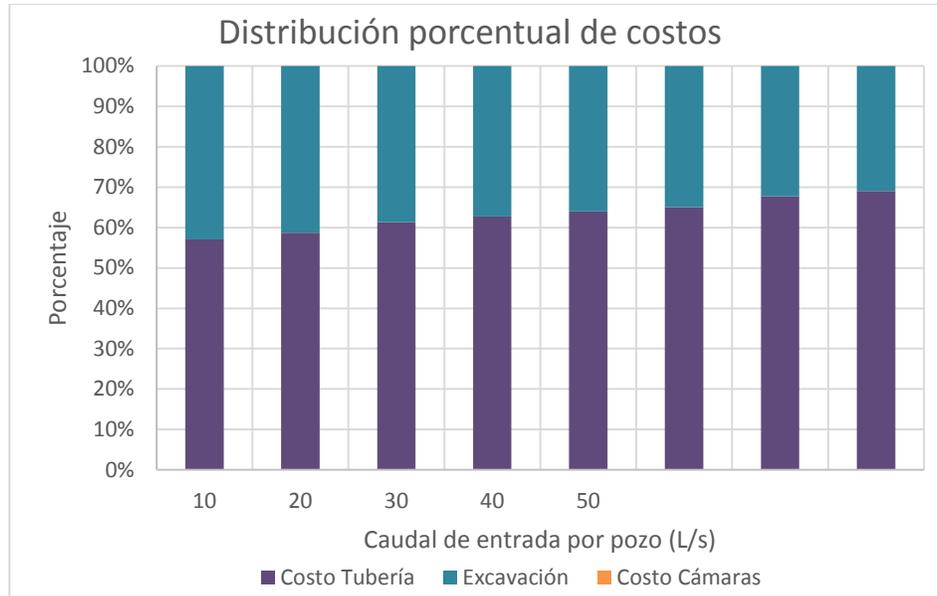


Gráfico 21. Distribución porcentual de costos para la red Mays&Wenzel Sx6 para tuberías en PVC.

4.2.6 Red patrón de Mays & Wenzel con pendientes 9 veces mayores

Los antecedentes de la presente red, se mencionan en la sección 4.2.3. De esta manera, la pendiente promedio del terreno para este caso donde se aumentó en nueve (9) veces, corresponde a 12,53%, mientras que el máximo es de 20,00% y el mínimo de 4,41%. La longitud total entre pozos asciende a 2.617,25 metros, la longitud promedio entre pozos es de 130,54 metros, la máxima es de 130,86 metros y la mínima es de 91,44 metros. La mayor elevación encontrada en la red es de 152,40 metros respecto a su referencia y la mínima es de 1,52 metros respecto a su referencia. Es decir que, desde el punto más alto hasta el punto más bajo, el cual corresponde a la descarga final, se presenta una diferencia de altura de 150,88 metros.

Para esta red, se procedió a realizar diseños con entrada constante de caudal entre 10 y 130 litros por segundo para cada uno de los pozos, para materiales de tubería en Concreto y en PVC, cuyas velocidades máximas corresponden respectivamente a 5 y 10 metros por segundo. A continuación, se presentan los resultados obtenidos.

4.2.6.1 Resultados para Concreto

A continuación, se presentan los resultados obtenidos a nivel general, de la hidráulica y de costos para la red Mays & Wenzel con pendientes aumentadas 9 veces, donde se realizaron los diseños de la misma red (coordenadas X, Y y Z de los pozos) para caudales de entrada constantes en cada uno de los pozos entre los 10 y 100 Litros por segundo, y conservando un material de tubería de concreto

cuyo Ks corresponde a 0.0003 m y cuya velocidad máxima del flujo es de 5 metros por segundo. Para este caso en especial, se llevó a cabo el diseño de un escenario particular, el cual conservó los caudales de entrada en cada uno de los pozos originales propuestos por el autor, cuyo promedio asciende a 130 Litros por segundo.

Tabla 40. Resultados Generales obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx9 para tuberías en Concreto.

Resultados Generales Red Mays&Wenzel – Sx9 – Concreto							
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Caudal de Salida (m³/s)	Costo (\$USD)	Longitud Total (m)	Costo por metro (\$USD/m)	Cámaras de Caída (-)	Máxima Caída (m)	Promedio o Caídas (m)
10	0,20	\$1.169.618,78	2617	\$446,93	0	NA	NA
20	0,40	\$1.355.866,40	2617	\$ 518,10	1	8,40	8,40
30	0,60	\$1.575.892,60	2617	\$ 602,18	3	13,70	6,30
40	0,80	\$1.844.748,75	2617	\$ 704,91	6	15,90	5,17
50	1,00	\$2.072.263,98	2617	\$ 791,85	7	17,40	6,10
60	1,20	\$2.286.523,13	2617	\$873,72	9	19,60	5,84
100	2,00	\$3.152.309,05	2617	\$1.204,55	13	21,60	7,57
130	2,60	\$3.669.878,22	2617	\$1.402,32	13	23,00	8,66

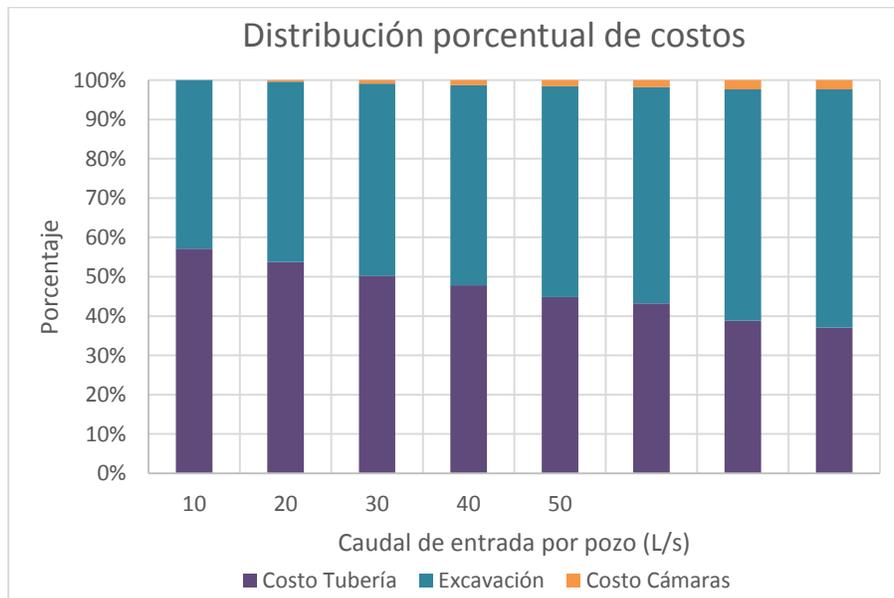
Tabla 41. Resultados Hidráulicos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx9 para tuberías en Concreto.

Resultados Hidráulicos Red Mays&Wenzel – Sx9 – Concreto								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Pendiente Promedio (m/m)	Pendiente Máxima (m/m)	Diámetro Promedio (m)	Diámetro Máximo (m)	Velocidad Promedio (m/s)	Velocidad Máxima (m/s)	Porcentaje de Llenado Promedio (%)	Porcentaje de Llenado Máximo (%)
10	0,1253	0,2000	0,2377	0,3270	3,1012	4,9925	0,3452	0,8009
20	0,1229	0,2000	0,2535	0,4070	3,6852	4,9970	0,4465	0,8438
30	0,1196	0,2000	0,2703	0,4520	4,0314	4,9975	0,5076	0,8342
40	0,1158	0,2000	0,2937	0,5950	4,2727	4,9998	0,5394	0,8408
50	0,1116	0,1942	0,3075	0,5950	4,4166	4,9998	0,5886	0,8155
60	0,1082	0,1800	0,3254	0,5950	4,5383	4,9998	0,6080	0,8330
100	0,0906	0,1800	0,3949	0,8240	4,7547	4,9982	0,6538	0,8105
130	0,0818	0,1287	0,4321	0,9000	4,8032	4,9980	0,7416	0,8495

Tabla 42. Resultados de Costos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx9 para tuberías en Concreto.

Resultados Consolidados UTOPIA con caídas								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Costo (\$USD)	Costo Tubería (\$USD)	Peso Porcentual Tubería (%)	Costo Excavación (\$USD)	Peso Porcentual Excavación (%)	Costo Cámaras (\$USD)	Peso Porcentual Cámaras (%)	Cámaras de Caída (-)
10	\$1.169.618,78	\$667.879,23	57,10%	\$501.739,55	42,90%	\$ -	0,00%	0
20	\$1.355.866,40	\$728.460,55	53,73%	\$621.579,58	45,84%	\$5.826,27	0,43%	1
30	\$1.575.892,60	\$790.506,91	50,16%	\$771.437,09	48,95%	\$13.948,61	0,89%	3
40	\$1.844.748,75	\$ 882.250,04	47,82%	\$938.953,65	50,90%	\$23.545,06	1,28%	6
50	\$2.072.263,98	\$929.070,85	44,83%	\$1.111.100,06	53,62%	\$32.093,06	1,55%	7
60	\$2.286.523,13	\$988.532,21	43,23%	\$1.257.965,23	55,02%	\$40.025,69	1,75%	9
100	\$3.152.309,05	\$1.225.269,63	38,87%	\$1.853.597,06	58,80%	\$73.442,36	2,33%	13
130	\$3.669.878,22	\$1.358.964,59	37,03%	\$2.225.875,46	60,65%	\$85.038,16	2,32%	13

Los anteriores valores se consolidan a continuación:


Gráfico 22. Distribución porcentual de costos para la red Mays&Wenzel Sx9 para tuberías en Concreto.

4.2.6.2 Resultados para PVC

A continuación, se presentan los resultados obtenidos a nivel general, de la hidráulica y de costos para la red Mays & Wenzel con pendientes aumentadas 9 veces, donde se realizaron los diseños de la misma red (coordenadas X, Y y Z de los pozos) para caudales de entrada constantes en cada uno de los pozos entre los 10 y 100 Litros por segundo, y conservando un material de tubería de concreto cuyo Ks corresponde a 0.0000015 m y cuya velocidad máxima del flujo es de 10 metros por segundo. Para este caso en especial, se llevó a cabo el diseño de un escenario particular, el cual conservó los caudales de entrada en cada uno de los pozos originales propuestos por el autor, cuyo promedio asciende a 130 Litros por segundo.

Tabla 43. Resultados Generales obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx9 para tuberías en PVC.

Resultados Generales Red Mays&Wenzel – Sx9 – PVC							
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Caudal de Salida (m ³ /s)	Costo (\$USD)	Longitud Total (m)	Costo por metro (\$USD/m)	Cámaras de Caída (-)	Máxima Caída (m)	Promedio Caídas (m)
10	0,20	\$1.169.618,78	2617	\$ 446,93	0	NA	NA
20	0,40	\$1.235.586,66	2617	\$ 472,14	0	NA	NA
30	0,60	\$1.299.394,52	2617	\$ 496,52	0	NA	NA
40	0,80	\$1.390.898,05	2617	\$ 531,49	0	NA	NA
50	1,00	\$1.418.359,91	2617	\$ 541,98	0	NA	NA
60	1,20	\$1.468.390,71	2617	\$ 561,10	0	NA	NA
100	2,00	\$1.632.740,19	2617	\$ 623,90	0	NA	NA
130	2,60	\$1.742.020,37	2617	\$ 665,66	0	NA	NA

Tabla 44. Resultados Hidráulicos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx9 para tuberías en PVC.

Resultados Hidráulicos Red Mays&Wenzel – Sx9 – PVC								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Pendiente Promedio (m/m)	Pendiente Máxima (m/m)	Diámetro Promedio (m)	Diámetro Máximo (m)	Velocidad Promedio (m/s)	Velocidad Máxima (m/s)	Porcentaje de llenado Promedio (%)	Porcentaje de llenado Máximo (%)
10	0,1253	0,2000	0,2377	0,3270	3,1012	4,9925	0,3452	0,8009
20	0,1254	0,2000	0,2535	0,4070	3,7302	5,8974	0,4402	0,8438
30	0,1254	0,2000	0,2685	0,4520	4,1517	6,5086	0,4991	0,8108
40	0,1254	0,2000	0,2914	0,5950	4,4888	6,9817	0,5213	0,7275
50	0,1254	0,2000	0,2937	0,5950	4,7089	7,4186	0,5985	0,8489
60	0,1254	0,2000	0,3138	0,5950	4,9508	7,6221	0,5929	0,7898

100	0,1254	0,2000	0,3571	0,7470	5,5716	8,9523	0,6872	0,8445
130	0,1256	0,2000	0,3870	0,8240	5,9769	9,6545	0,7118	0,8463

Tabla 45. Resultados de Costos obtenidos para la red Mays&Wenzel Sx9 para tuberías en PVC.

Resultados de Costos Red Mays&Wenzel – Sx9 – PVC								
Caudal Entrada por Cámara (L/s)	Costo (\$USD)	Costo Tubería (\$USD)	Peso Porcentual Tubería (%)	Costo Excavación (\$USD)	Peso Porcentual Excavación (%)	Costo Cámaras (\$USD)	Peso Porcentual Cámaras (%)	Cámaras de Caída (-)
10	\$1.169.618,78	\$ 667.879,23	57,10%	\$501.739,55	42,90%	\$ -	0,00%	0
20	\$1.235.586,66	\$ 728.803,87	58,98%	\$506.782,79	41,02%	\$ -	0,00%	0
30	\$1.299.394,52	\$ 784.017,34	60,34%	\$515.377,19	39,66%	\$ -	0,00%	0
40	\$1.390.898,05	\$ 874.235,55	62,85%	\$516.662,50	37,15%	\$ -	0,00%	0
50	\$1.418.359,91	\$ 883.647,30	62,30%	\$534.712,61	37,70%	\$ -	0,00%	0
60	\$1.468.390,71	\$ 943.665,07	64,27%	\$524.725,64	35,73%	\$ -	0,00%	0
100	\$1.632.740,19	\$1.102.551,74	67,53%	\$530.188,46	32,47%	\$ -	0,00%	0
130	\$1.742.020,37	\$1.200.926,63	68,94%	\$541.093,74	31,06%	\$ -	0,00%	0

Los anteriores valores se consolidan a continuación:

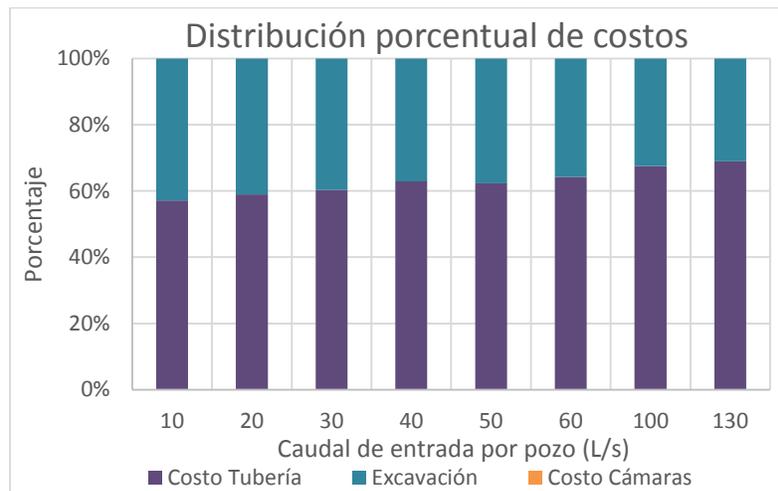


Gráfico 23. Distribución porcentual de costos para la red Mays&Wenzel Sx9 para tuberías en PVC.

4.2.7 Resultados Consolidados

Una vez expuestos los resultados para cada una de las redes anteriores, se procedió a consolidar todos los resultados. A continuación, se presentan de manera gráfica estos resultados, para

diferentes características hidráulicas como lo son el porcentaje de llenado promedio, la velocidad promedio del flujo, el diámetro promedio de las tuberías, la pendiente promedio de las tuberías, los costos totales de la red y la cantidad de cámaras de caída encontradas. Lo anterior, tanto para las redes diseñadas con tuberías hechas en concreto como para aquellas en PVC.

4.2.7.1 Resultados para Concreto

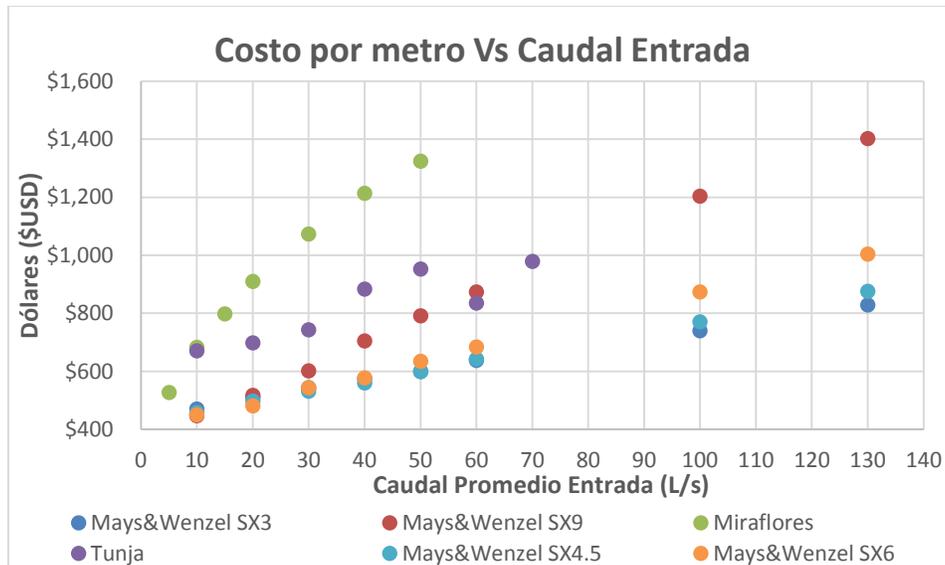


Gráfico 24. Resultados Consolidados – Costo por Metro Vs Caudal de Entrada – Concreto

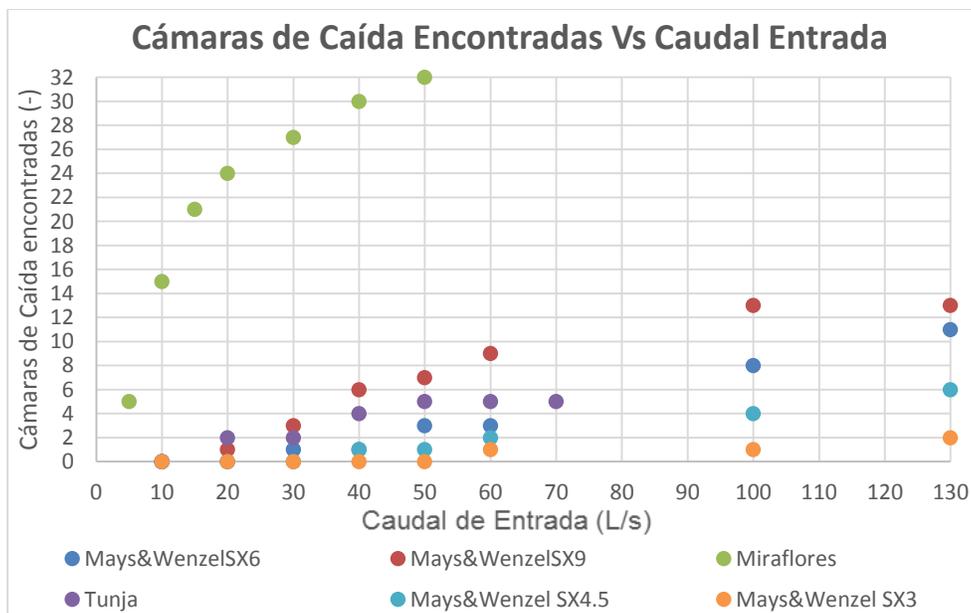


Gráfico 25. Resultados Consolidados – Cámaras de Caída Encontradas Vs Caudal de Entrada – Concreto

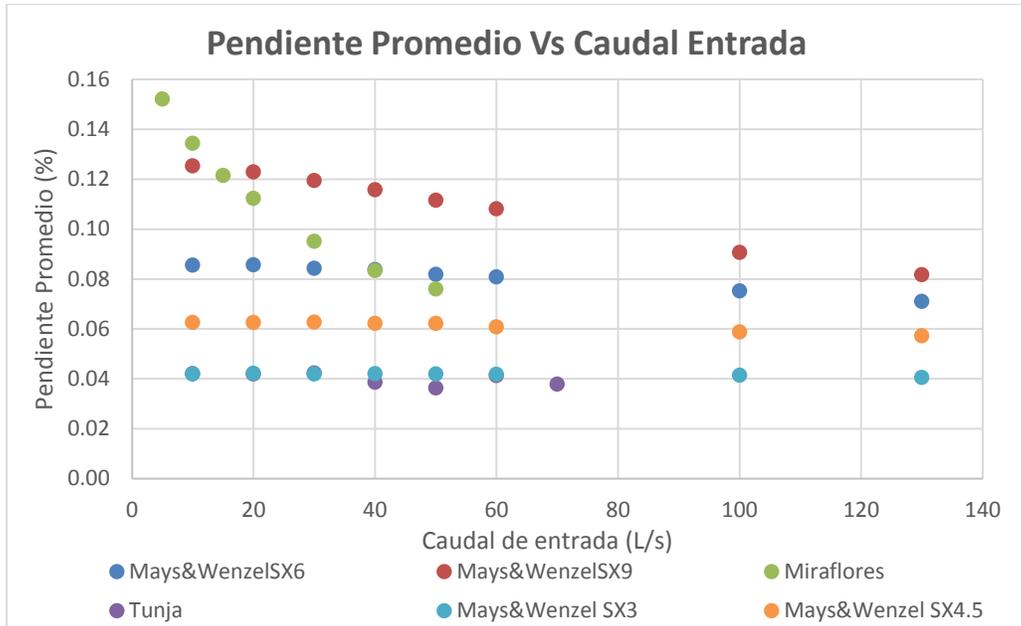


Gráfico 26. Resultados Consolidados – Pendientes Promedio Vs Caudal de Entrada – Concreto

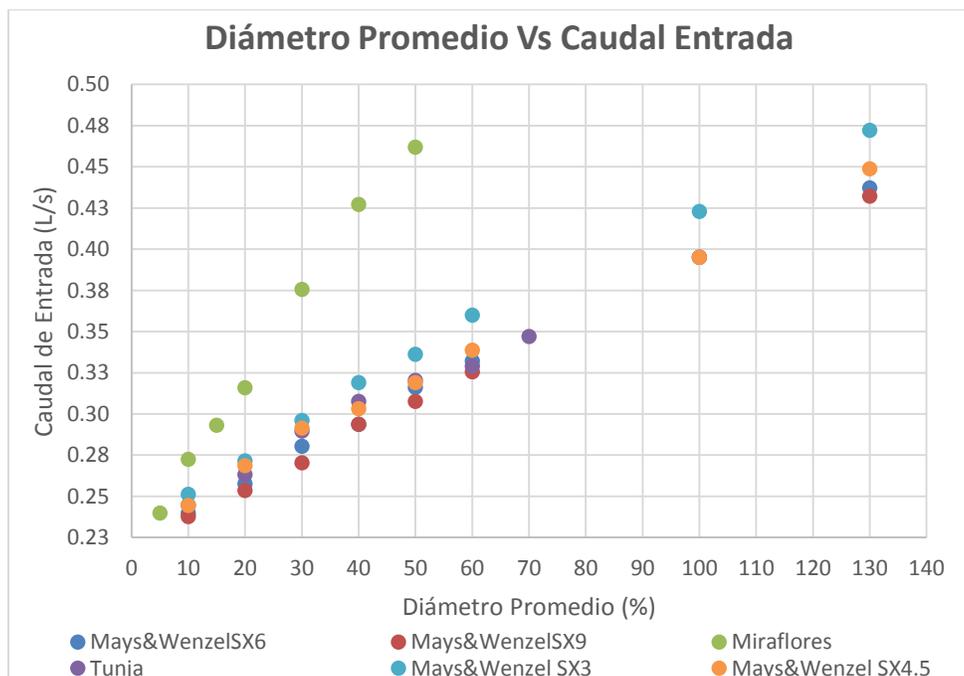


Gráfico 27. Resultados Consolidados – Diámetros Promedio Vs Caudal de Entrada – Concreto

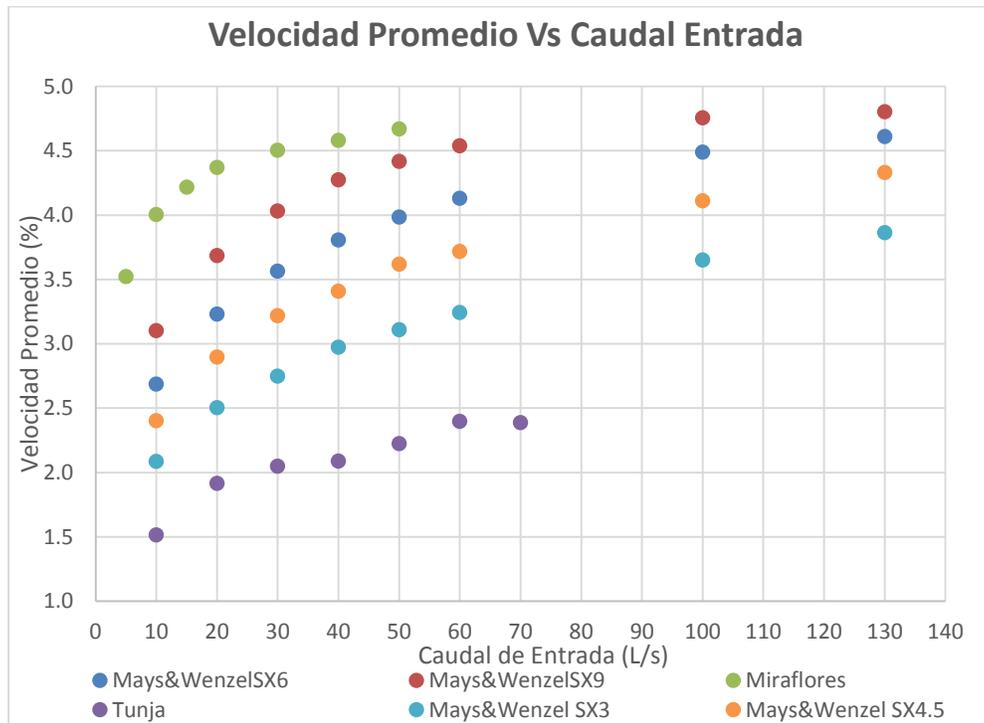


Gráfico 28. Resultados Consolidados – Velocidades Promedio Vs Caudal de Entrada – Concreto

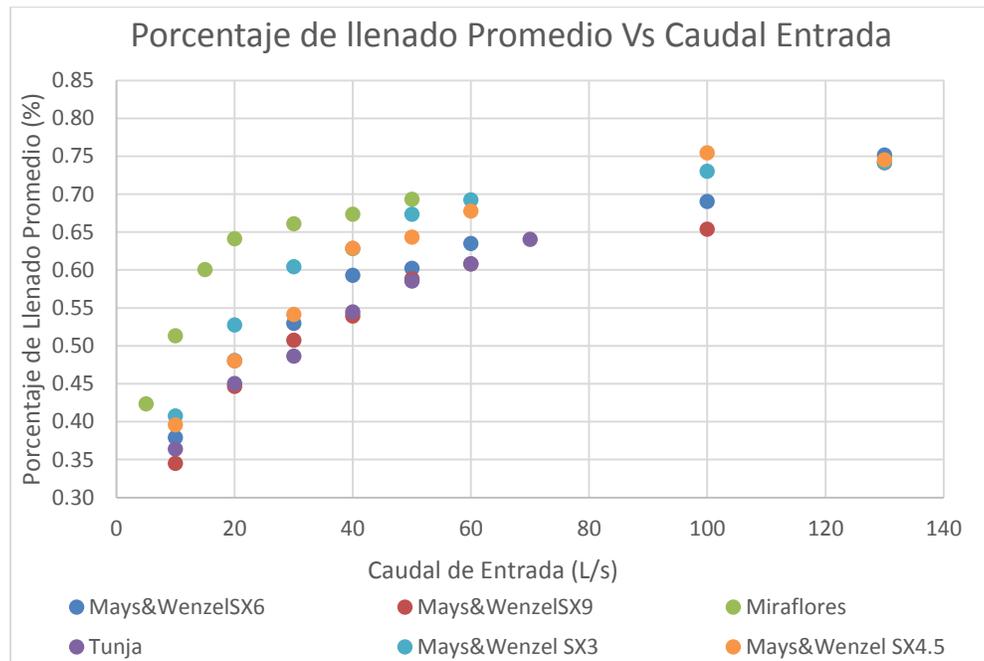


Gráfico 29. Resultados Consolidados – Porcentaje de Llenado Promedio Vs Caudal de Entrada - Concreto

4.2.7.2 Resultados para PVC

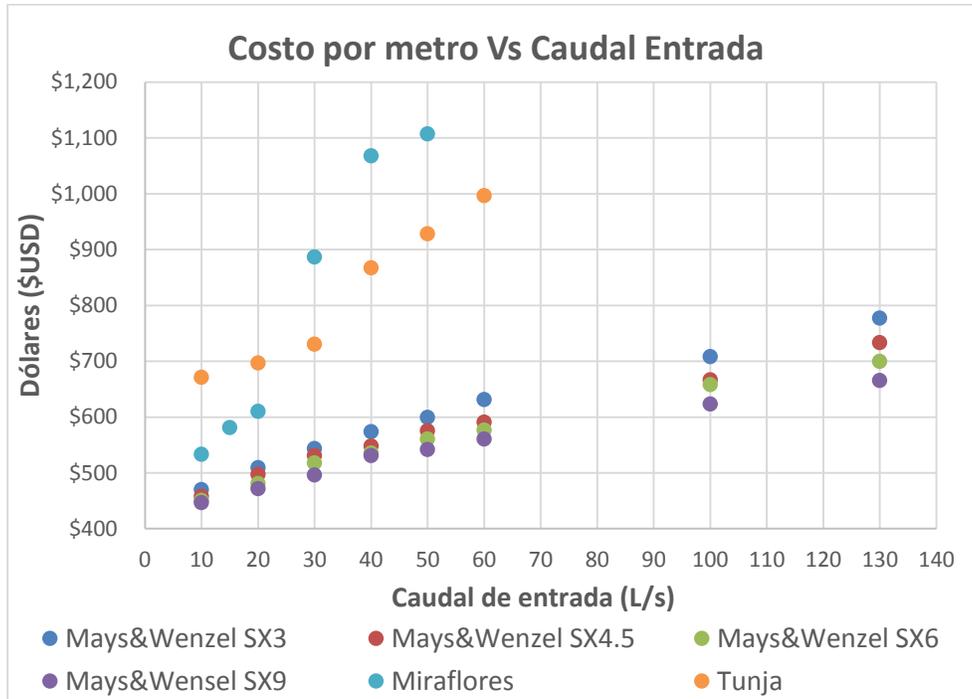


Gráfico 30. Resultados Consolidados – Costo por Metro Vs Caudal de Entrada – PVC.

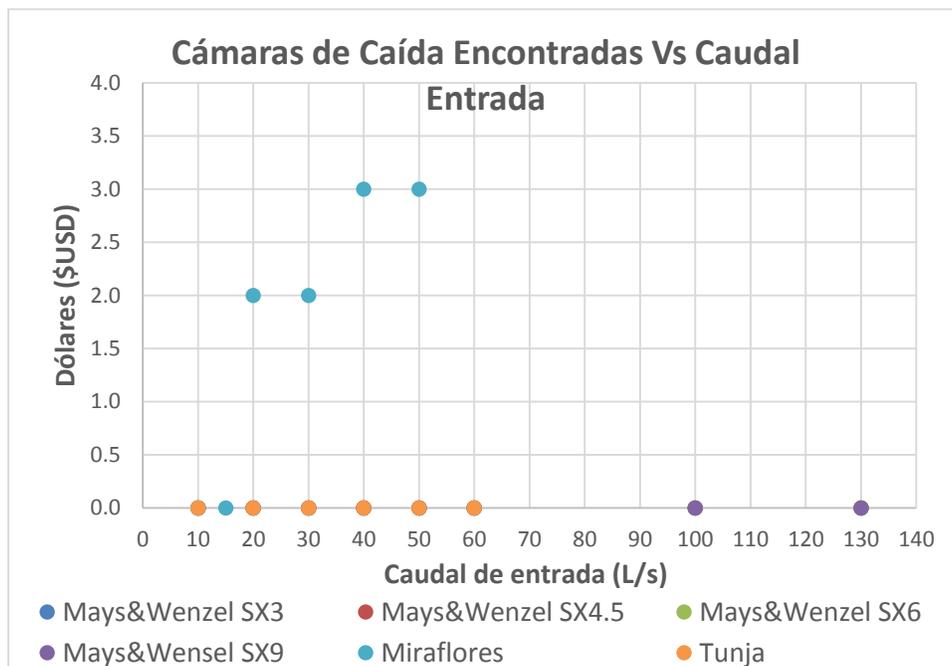


Gráfico 31. Resultados Consolidados – Cámaras de Caída Encontradas Vs Caudal de Entrada – PVC

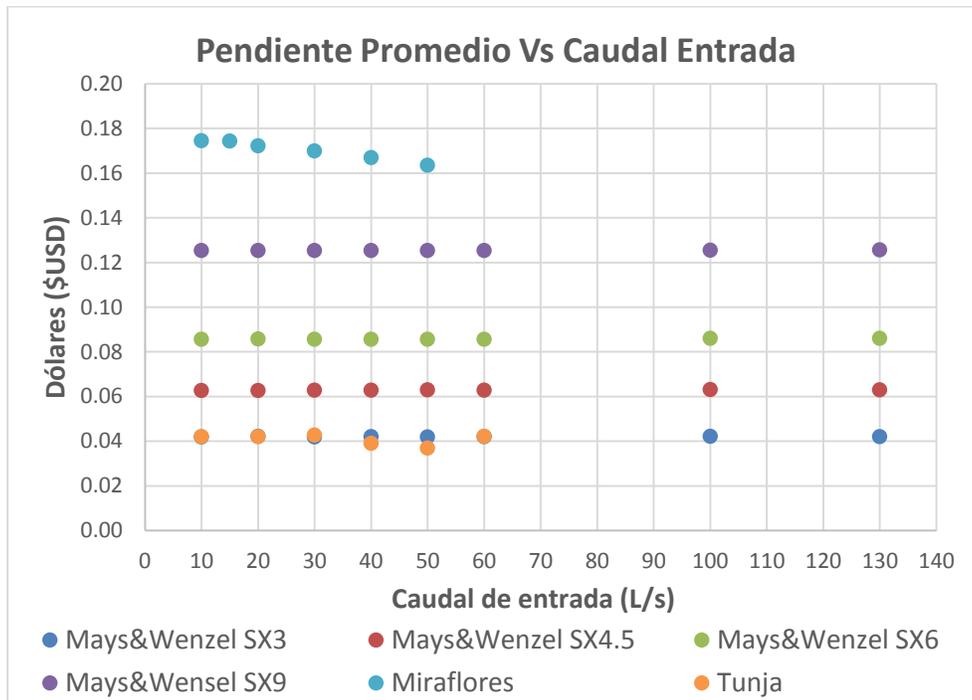


Gráfico 32. Pendientes Promedio Vs Caudal de Entrada – PVC

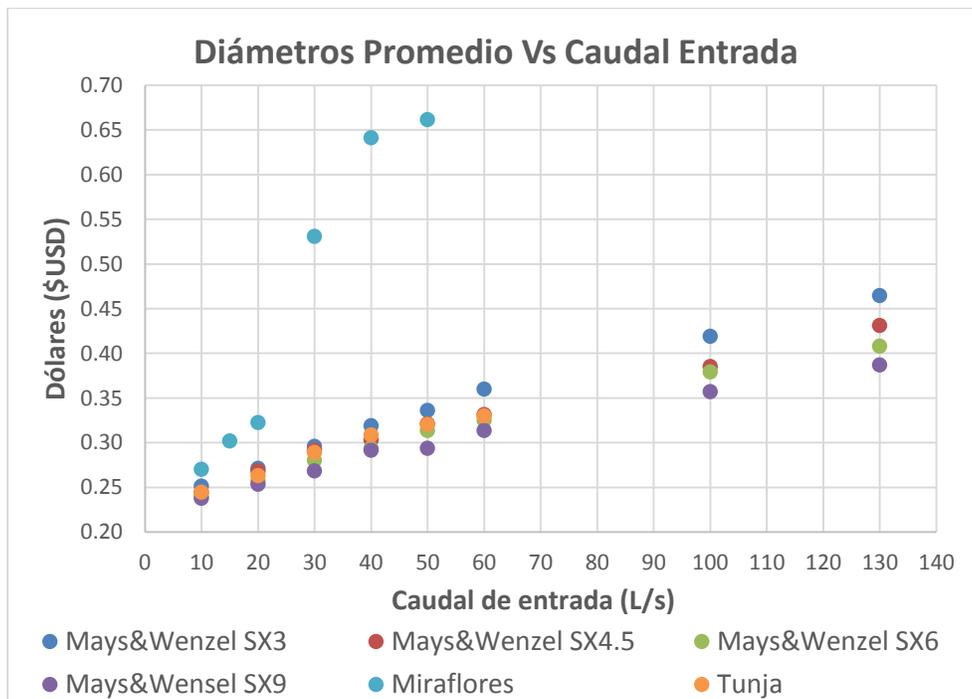


Gráfico 33. Resultados Consolidados – Diámetros Promedio Vs Caudal de Entrada – PVC

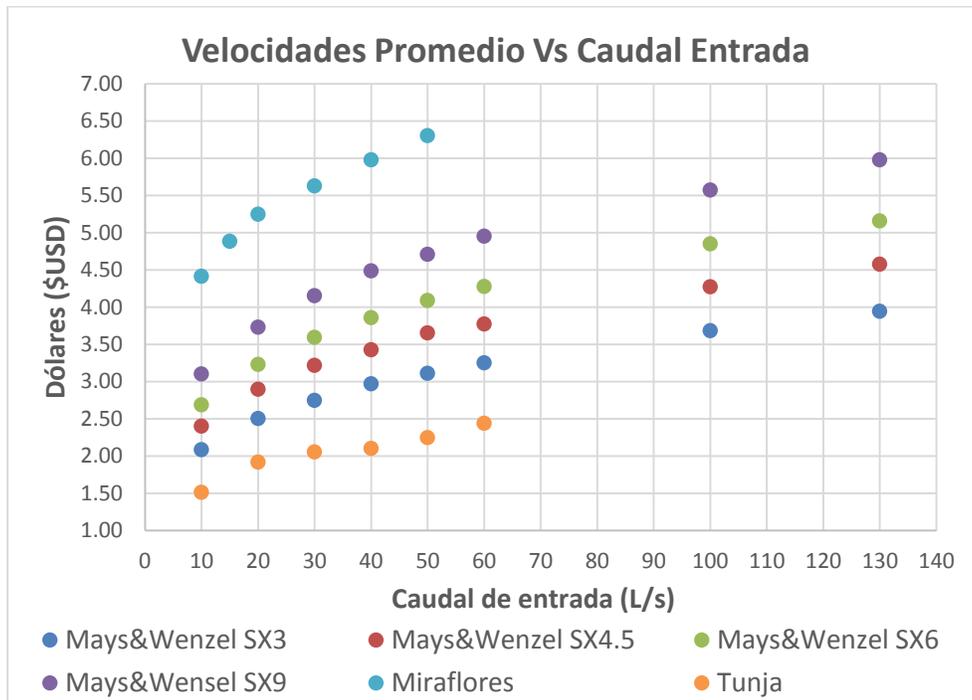


Gráfico 34. Resultados Consolidados – Velocidades Promedio Vs Caudal de Entrada – PVC

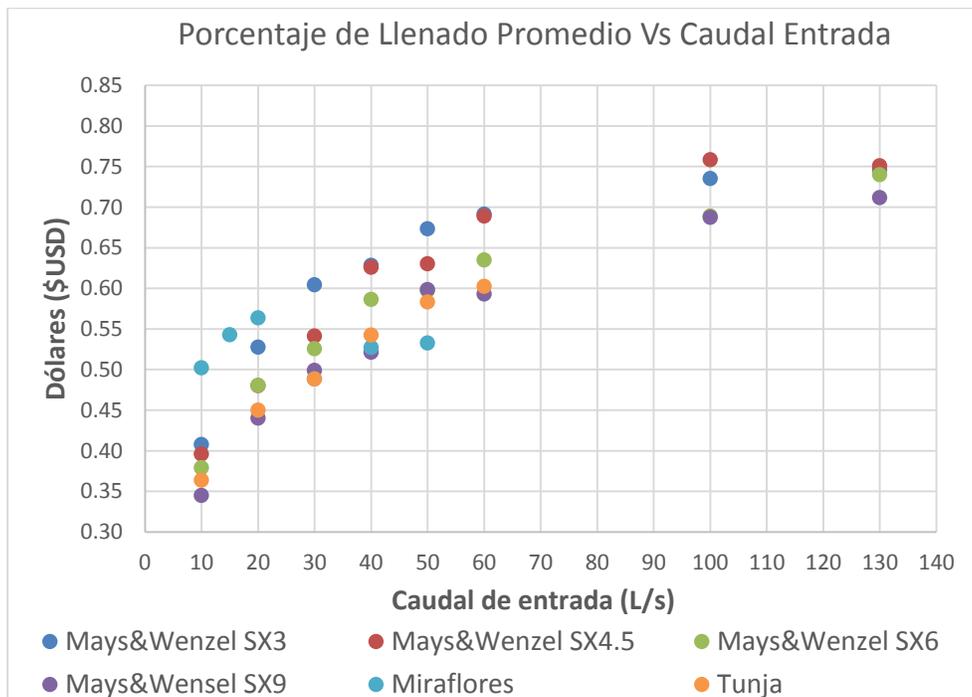


Gráfico 35. Resultados Consolidados – Porcentaje de Llenado Promedio Vs Caudal de Entrada – PVC

5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 Diseños con Series (Optimal Sewer Design Software)

5.1.1 Diseños iniciales en Concreto y PVC

En cuanto a los primeros diseños realizados, de manera general se pudieron apreciar grandes diferencias entre aquellos diseños óptimos llevados a cabo para material de tubería en concreto respecto a los de PVC. Toda vez que la restricción clave en el diseño de sistemas de drenaje varió, la cual corresponde a la velocidad. Para la tubería en concreto se estableció como límite máximo de velocidad los 5 m/s, mientras que para PVC se determinó como 10 m/s, tal y como se indica en la normativa técnica del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico para Colombia. Lo anterior, refleja entonces que para aquellos sistemas de drenaje que hagan uso de concreto requerirán de pendientes menos pronunciadas que aquellas que hagan uso de PVC, asimismo podrán aquellas en PVC lograr mayores longitudes entre cámaras que aquellos sistemas en concreto.

Por otro lado, al revisar la velocidad máxima encontrada tanto para concreto como para PVC, se pudo apreciar que en ambos casos se aproximaba al límite máximo establecido, de esta manera se podría establecer que, para lograr diseños de menor costo, es necesario hacer uso de las caídas y buscar aproximarse a la velocidad máxima establecida.

Respecto a las cámaras de caída encontradas, se pudo apreciar que para aquellos escenarios que hacían uso de concreto y cuya pendiente de terreno dada era igual o mayor que 9%, requerían de caídas en todas las cámaras para llegar a los resultados óptimos. Asimismo, para el caso de PVC, se requería cuando era igual o mayor a 27%. Siendo lo anterior un claro ejemplo de cómo la restricción hidráulica de velocidad juega un papel significativo en el proceso de elaboración de diseños de drenaje urbano. De acuerdo con esto, para aquellos diseños de pendientes menores, el resultado gráfico correspondería a una tubería paralela al límite superior establecido, ya que estaría cumpliendo las restricciones hidráulicas y se estaría requiriendo una menor excavación, optimizando así el costo total asociado.

En cuanto a aquellos diseños realizados para series de diez cámaras y nueve tuberías, se apreció que el comportamiento hidráulico es similar al correspondiente para series de cinco cámaras y cuatro tuberías. Siendo casi que una prolongación de lo encontrado. No obstante, al compararse los diseños logrados entre concreto y PVC, se encuentra como para el de PVC se requieren caídas solo hasta la cámara número 3 y no requiere de caídas de mayor dimensión, y siempre busca reducir también los costos de excavación al no profundizarse mucho.

De igual forma, en este ejercicio se encontró que la caída máxima era variable y aumentaba a medida que la longitud entre cámaras se aproximaba a una longitud, que, al sobrepasar cierto valor,

dejaba de arrojar resultados factibles y por ende, el programa fallaba. Fue así como se determinó necesario indagar más acerca del comportamiento de esta longitud y la caracterización de la misma.

5.1.2 Longitudes máximas factibles entre cámaras

Una vez entendido que existe una longitud máxima factible entre cámaras que permite obtener resultados óptimos, se procedió a realizar variaciones en cuanto al caudal de entrada en cada una de las cámaras y buscar cual era dicha longitud para cada una de las pendientes de terreno dadas. Es así como para el caso inicial, correspondiente a caudales de entrada por cámara de 50 L/s y tuberías en concreto, se encontró que para pendientes inferiores a 13%, dicha longitud era mucho mayor a las distancias normales de los proyectos de drenaje urbano, razón por la cual fue el escenario de partida. Asimismo, se encontró que, para los escenarios siguientes, con pendientes de terreno entre 14% y 36%, se encontraban caídas que se maximizaban, es decir, cuyo valor era el máximo posible según la geometría del diseño encontrado. Gráficamente hablando, se encontró una tendencia no muy acertada debido a los valores iniciales que se incrementaban sin tendencia alguna, en cuanto a la pendiente del terreno y la longitud máxima factible encontrada para cada caso. Finalmente, respecto a los costos, se encontró que el costo total de cada escenario disminuía a medida que aumentaba la pendiente, debido principalmente a la reducción de la longitud entre cámaras.

En cuanto al siguiente caso, correspondiente a caudales de entrada por cámara de 100 L/s y tuberías en concreto, se encontró que para pendientes inferiores a 8%, dicha longitud era mucho mayor a las distancias normales de los proyectos de drenaje urbano, razón por la cual fue el escenario de partida. Asimismo, se encontró que, para los escenarios siguientes, con pendientes de terreno entre 9% y 36%, se encontraban caídas que se maximizaban, es decir, cuyo valor era el máximo posible según la geometría del diseño encontrado. Gráficamente hablando, se encontró una tendencia bastante buena, en cuanto a la pendiente del terreno y la longitud máxima factible encontrada para cada caso. Finalmente, respecto a los costos, se encontró que el costo total de cada escenario disminuía a medida que aumentaba la pendiente, debido evidentemente a la reducción de la longitud entre cámaras.

En cuanto al siguiente caso, correspondiente a caudales de entrada por cámara de 150 L/s y tuberías en concreto, se inició con pendiente de terreno de 8%, a pesar de contar con una longitud máxima factible de 69 metros. Se encontró que, para los escenarios siguientes, y hasta 36%, se encontraban caídas que se maximizaban, es decir, cuyo valor era el máximo posible según la geometría del diseño encontrado. Gráficamente hablando, se encontró la mejor tendencia entre los casos analizados, en cuanto a la pendiente del terreno y la longitud máxima factible encontrada para cada caso. Finalmente, respecto a los costos, se encontró que el costo total de cada escenario disminuía a medida que aumentaba la pendiente, debido evidentemente a la reducción de la longitud entre cámaras.

Por otro lado, en cuanto a los escenarios con tuberías en PVC, no se tuvo en cuenta aquel planteado para caudales de entrada por cámara de 50 L/s debido a que, al ser PVC, se previó que se encontrarían longitudes muy altas que se saldrían del espacio solución normal para un sistema de drenaje urbano. Por tanto, el primer caso a analizar corresponde al de caudales de entrada por cámara de 100 L/s y tuberías en PVC. Se encontró que para pendientes inferiores a 20%, la longitud era mucho mayor a las distancias normales de los proyectos de drenaje urbano, razón por la cual fue el escenario de partida. Asimismo, se encontró que para los escenarios con pendientes de terreno entre 26% y 36%, se encontraban caídas que se maximizaban, es decir, cuyo valor era el máximo posible según la geometría del diseño encontrado. Gráficamente hablando, se encontró una tendencia bastante buena, en cuanto a la pendiente del terreno y la longitud máxima factible encontrada para cada caso. Finalmente, respecto a los costos, se encontró que el costo total de cada escenario disminuía a medida que aumentaba la pendiente, debido evidentemente a la reducción de la longitud entre cámaras.

Finalmente, en cuanto al siguiente caso, correspondiente a caudales de entrada por cámara de 150 L/s y tuberías en PVC, se inició con pendiente de terreno de 16% debido a que para pendientes inferiores a 16%, la longitud era mucho mayor a las distancias normales de los proyectos de drenaje urbano, razón por la cual fue el escenario de partida. Se encontró que, para los escenarios siguientes, y hasta 36%, se encontraban caídas que se maximizaban, es decir, cuyo valor era el máximo posible según la geometría del diseño encontrado. Gráficamente hablando, se encontró una buena tendencia entre los casos analizados, en cuanto a la pendiente del terreno y la longitud máxima factible encontrada para cada caso. Finalmente, respecto a los costos, se encontró que el costo total de cada escenario disminuía a medida que aumentaba la pendiente, debido evidentemente a la reducción de la longitud entre cámaras.

5.2 Diseños con UTOPIA

5.2.1 Red Miraflores – Boyacá

Para esta red, caracterizada por ser de una configuración relativamente sencilla por tratarse de un colector de aguas negras alimentado por tres colectores, pero de pendientes considerablemente altas, se encontró que para el caso de los diseños en concreto, a medida que se aumentaba su caudal promedio de entrada, se requería una mayor cantidad de cámaras de caída, teniendo un comportamiento similar al logarítmico, su asíntota estaría ubicada en el número total de cámaras para el caso de mayor caudal posible. Asimismo, se comportan los costos de los diseños encontrados, el porcentaje de llenado promedio y la velocidad promedio, para estos últimos dos, el límite máximo se encontraría en la velocidad cercana al límite máximo dado y en el porcentaje máximo de llenado dado.

Por otro lado, en cuanto a la pendiente promedio de las tuberías encontrada, se puede afirmar que a medida que el caudal de entrada aumenta, estas pendientes disminuyen, lo anterior justificado por la restricción de velocidad dada, la cual aumenta a medida que aumenta el caudal, generando así la necesidad de disminuir las pendientes en aras de evitar sobrepasar la mencionada velocidad máxima. Finalmente, en cuanto los diámetros promedio encontrados, se evidenció que el comportamiento se asemeja a una línea recta, lo anterior debido a que con el objetivo de minimizar costos, la metodología busca evitar grandes diámetros optimizando la capacidad de estos.

Respecto a aquellos diseños realizados con tuberías en PVC, se encontró que la implementación de cámaras de caída fue considerablemente menor a aquellos con PVC. No obstante, el comportamiento hidráulico fue similar en su tendencia a aquellos diseños hechos en concreto. Asimismo, los costos encontrados para las redes en concreto fueron mayores que para aquellos en PVC, dado que con el fin de dar cumplimiento a las restricciones hidráulicas, se requirió mayor excavación y diámetros para aquellos diseños en concreto que en PVC.

5.2.2 Red Tunja – Boyacá

Para esta red, caracterizada por ser de una configuración compleja, al tener cámaras ubicadas de manera tal que se tengan múltiples alternativas de conexión entre estos, la cual dependerá del árbol escogido por el software, se encontró que para el caso de los diseños en concreto, a medida que se aumentaba su caudal promedio de entrada, se requería una mayor cantidad de cámaras de caída, no obstante, teniendo en cuenta que las pendientes del terreno no eran tan pronunciadas, este número no fue tan alto para las condiciones más críticas.

Por otro lado, en cuanto a los costos asociados, se tuvo un comportamiento ascendente, pero no fue claro si lineal o parabólico. En cuanto a la pendiente promedio de las tuberías, se encontró que esas fueron casi constantes pero decrecientes. El porcentaje de llenado promedio aumentó a medida que se aumentó el caudal de entrada promedio en cada uno de los nodos, de manera similar, la velocidad promedio del flujo en las tuberías también aumentó a medida que se aumentó dicho caudal. Finalmente, en cuanto los diámetros promedio encontrados, se evidenció que el comportamiento es similar a una línea recta, lo anterior debido a que en aras de minimizar costos, la metodología busca evitar grandes diámetros optimizando la capacidad de estos.

Respecto a aquellos diseños realizados con tuberías en PVC, se encontró que la implementación de cámaras de caída fue considerablemente menor a aquellos con PVC. No obstante, el comportamiento hidráulico fue similar en tendencia a aquellos diseños hechos en concreto. Asimismo, los costos encontrados para las redes en concreto fueron mayores que para aquellos en PVC, dado que con el fin de dar cumplimiento a las restricciones hidráulicas, se requirió mayor excavación y diámetros para aquellos diseños en concreto que en PVC.

5.2.3 Red patrón de Mays & Wenzel

Para esta red, caracterizada por ser de una configuración relativamente sencilla por tratarse de varias series de tuberías que se conectan a una principal, es importante resaltar que se aumentó la pendiente de la misma en cuatro ocasiones diferentes con el fin de poder verificar su comportamiento. Al respecto, como primera medida, es importante resaltar que los resultados encontrados para aquellos escenarios cuya tubería era en PVC, mostraron que incluso para aquellas pendientes aumentadas nueve (9) veces no se requirió de estructuras de caída, lo anterior debido a que se cumplió con la restricción de velocidad dada incluso para los escenarios con mayor aporte de caudal de entrada en cada una de las cámaras. No obstante para los diseños en Concreto si fue necesaria la implementación de cámaras de caída incluso para aquellos escenarios con pendientes aumentadas en tres (3) veces para los escenarios de mayor caudal.

De esta manera, se encontró que para el caso de los diseños en concreto, a medida que se aumentaba su caudal promedio de entrada, se requería una mayor cantidad de cámaras de caída, teniendo un comportamiento similar al logarítmico, su asíntota estaría ubicada en el número total de cámaras para el caso de mayor caudal posible. Asimismo, se comportan los costos de los diseños encontrados, el porcentaje de llenado promedio y la velocidad promedio, para estos últimos dos, el límite máximo se encontraría en la velocidad cercana al límite máximo dado y en el porcentaje máximo de llenado dado.

Es importante resaltar que los resultados obtenidos para cada uno de los aumentos de pendiente, fue similar entre sí para las variables hidráulicas analizadas, tales como diámetros promedio, velocidad promedio, porcentaje de llenado promedio y pendiente promedio de tuberías.

Respecto a aquellos diseños realizados con tuberías en PVC, se encontró que la implementación de cámaras de caída fue considerablemente menor a aquellos con PVC. No obstante, el comportamiento hidráulico fue similar en tendencia a aquellos diseños hechos en concreto. Asimismo, los costos encontrados para las redes en concreto fueron mayores que para aquellos en PVC, dado que con el fin de dar cumplimiento a las restricciones hidráulicas, se requirió mayor excavación y diámetros para aquellos diseños en concreto que en PVC.

5.2.4 Resultados Consolidados

De manera general, se pudo apreciar un comportamiento similar para todas las redes analizadas en cada uno de los diferentes criterios o variables analizadas. Puntualmente respecto al costo por metro asociado a los diseños, se encontró que la red con mayor costo por metro asociado fue la red Miraflores, mientras que la de menor costo por metro fue la de Mays & Wenzel con pendientes aumentadas en tres veces. Todas las redes tuvieron un comportamiento lineal positivo en relación al caudal promedio de entrada a los nodos.

Respecto a la pendiente promedio de las tuberías, se encontró que la red con mayor pendiente promedio fue la red Miraflores para los menores caudales de entrada, pero luego correspondió a la red Mays & Wenzel con pendientes aumentadas nueve veces. Asimismo, la de menor pendiente fue la de Mays & Wenzel con pendiente aumentadas en tres veces. Es importante resaltar que para las pendientes de menor pendiente de terreno se obtuvo una pendiente casi que promedio de las tuberías. Sin embargo, de manera contraria la red cuya mayor pendiente de terreno tenía tuvo un comportamiento más precipitado. Todas las redes tuvieron un comportamiento lineal negativo en relación al caudal promedio de entrada a los nodos.

En cuanto al porcentaje de llenado promedio, se encontró que la red con mayor porcentaje de llenado fue la red Miraflores, mientras que la de menor fue la red Tunja. Se aprecia que para todas las redes, a medida que se aumentaba el caudal promedio de entrada en las cámaras, así lo hacía el porcentaje de llenado, tendiendo siempre a una asíntota ubicada en 0.85 que corresponde al porcentaje de llenado máximo.

Para el caso de las cámaras de caída encontradas, se aprecia que la red que mayor cantidad de cámaras corresponde a la red Miraflores, mientras que para la red Mays & Wenzel con pendientes aumentadas en 3 veces, fue la de menor cantidad de cámaras. En general, se tuvo un comportamiento ascendente a medida que se aumentó el caudal de entrada en las cámaras.

Respecto a la velocidad promedio, se pudo apreciar que la red con las mayores velocidades para los diferentes casos de caudal promedio de entrada, fue la red Miraflores, mientras que la que menor velocidad reportó fue la de Tunja. No obstante, en general se tuvo un comportamiento general ascendente que tiende hacia la máxima velocidad permitida, que para el caso de concreto fue de 5 metros por segundo.

Finalmente, en cuanto a los diámetros promedio encontrados, se pudo constatar que la red con los mayores diámetros promedio para los diferentes casos de caudal promedio de entrada, fue la red Miraflores, mientras que la que menores diámetros reportados fue la red Mays & Wenzel con pendientes aumentadas en 9 veces.. No obstante, en general se tuvo un comportamiento general ascendente que tiende hacia la máxima velocidad permitida, que para el caso de concreto fue de 5 metros por segundo.

Los anteriores comportamientos, se replican para el PVC pero en menor cuantía, es decir, que la tendencia encontrada se replica pero a menor escala, dado que los valores de referencia varían en el sentido de que la velocidad máxima es aumentada en dos veces la dispuesta para el concreto.

A nivel de costos, se puede afirmar que el componente de cámaras de caída es poco significativo frente a los componentes de excavación y de tuberías.

6 CONCLUSIONES

De manera general, fue posible realizar diseños óptimos desde el punto de vista económico de Redes de Drenaje Urbano – RDU cuyos terrenos se caracterizaron por tener altas pendientes. Lo anterior, gracias a la implementación de cámaras de caída estándar, según las metodologías propuestas por Marú 2018 y por Duque 2015, con su respectivo software. Lo anterior, fundamentado en la forma exhaustiva de encontrar la alternativa de menor costo al momento de realizar estos diseños, según fue explicado en la sección metodología del presente documento. Metodología que evalúa tramo a tramo cual es la alternativa de menor costo, entendiéndose esto como las diferentes posibilidades entre diámetros, cotas y posibilidad de la existencia de una cámara de caída. Por tanto, se puede afirmar que se está logrando obtener la alternativa de menor costo para cada tramo y por tanto a nivel global se estaría llegando a la alternativa de menor costo.

En este sentido, fue posible hacer uso de dos softwares diferentes, uno denominado como Series (Optimal Sewer Design Software), y otro conocido como UTOPIA. Ambos con su respectivo módulo de caídas incorporado. De acuerdo a esto, con el primer software se llevaron a cabo diseños de redes simples en serie conformadas artificialmente, mientras que con el segundo software se llevaron a cabo diseños de redes más complejas tomadas de la realidad. Lo anterior, siempre dentro del marco normativo del sector de Agua Potable y saneamiento Básico (Cumplimiento de restricciones hidráulicas).

Respecto a estos diseños, fue posible verificar y caracterizar los mismos, encontrando de manera esencial que la incorporación de las cámaras de caída le permite al sistema contar con una alternativa adicional a las ya establecidas inicialmente, correspondientes al aumento de pendiente, o aumento en el diámetro (ambas representan un mayor costo al aumentarse el costo de excavación y de tuberías). Esta alternativa entra en juego cuando dentro del rango solución dado (entiéndase como rango entre los límites de excavación posibles según la norma o criterio del diseñador), no hay soluciones factibles evaluando lo correspondiente a cota de la tubería de llegada o al diámetro máximo, situación que sucede usualmente por el sobrepaso del límite máximo de la velocidad establecida según el material usado en las tuberías. De esta manera, las cámaras de caída ayudan a no sobrepasar la velocidad máxima conservando los límites de excavación propuestos.

Aunado con lo anterior, se puede afirmar que el uso de las cámaras de caída aporta significativamente en el proceso de optimización económica de los diseños, no solo por ser una alternativa que ofrece mayor espectro de factibilidad, sino porque al evaluarse una red de alta pendiente en el software sin el módulo de caídas se encontraron requerimientos de ampliar el límite máximo de excavación, dado que el diseño exigía que la red se profundizara con el fin de cumplir con el límite máximo de velocidad. De esta manera, el ahorro de los costos de excavación es significativo, dado que según se encontró, los costos asociados a las cámaras fueron usualmente

cercanos al 1% del total del costo del diseño. De esta manera es posible reducir costos para el componente de excavación, a cambio de un valor que no es significativo por su orden de magnitud bajo frente al total del costo asociado a los diseños.

Por otro lado, respecto al funcionamiento de las metodologías con la incorporación de las cámaras de caída, es posible afirmar que es correcto, ya que se pudo encontrar diseños factibles con pendientes de terreno incluso hasta del 50%. Siendo lo anterior posible gracias a la implementación de las mencionadas estructuras de caída como alternativa para la realización de estos diseños.

Es así como la implementación de cámaras de caída permitió llevar a cabo diseños de redes de drenaje urbano en terrenos de alta pendiente, ya que con estas estructuras se permite conseguir no superar las pendientes máximas sin necesidad de salir del terreno, es decir, que permite reducir las pendientes que se lograrían conectando cámara con cámara, al tener como restricción estar siempre bajo el límite superior de 1.2 metros bajo la superficie del terreno.

De manera más detallada, en cuanto a los resultados obtenidos, se pudo observar que existe una longitud máxima factible entre las cámaras, la cual consiste en la longitud máxima para la cual se cumplen todas las restricciones hidráulicas dadas. Los perfiles que se encontraron en estos escenarios mostraron que el resultado de menor costo consistía en aquel que maximizaba las caídas, es decir, que se obtenía la mayor caída posible luego de la cámara, según los límites indicados. Siendo estos límites las profundidades que por normativa fueron indicados.

Consecuentemente con lo anterior, se encontró que entre estos escenarios donde se maximizaba la longitud entre cámaras, se encontró una tendencia de tipo potencial para la relación de las pendientes del terreno respecto a la mencionada longitud máxima factible cuya correlación fue muy buena para la mayoría de los casos evaluados.

De manera adicional, se comprobó que mediante el uso del software UTOPIA, se pueden llevar a cabo diseños bajo cualquier configuración de árbol y ubicación de cámara posible, para terrenos de alta pendiente, tal y como se demostró al diseñar redes con diferentes aportes de caudal por cámara, que existen en la realidad, como los con la de Miraflores, Tunja y la de Mays & Wenzel. De esta manera, se encontraron diseños factibles para restricciones de velocidad de 5 y 10 metros por segundo para redes de mayor complejidad que las series simples.

En total se llevaron a cabo cerca de 500 diseños óptimos con el software denominado como Series (Optimal Sewer Design Software), y cerca de 100 con el software denominado como UTOPIA, que permitieron llevar a cabo la caracterización de los mismos.

7 RECOMENDACIONES

De manera general, se podría llevar a cabo el desarrollo de la interfaz del software utilizado, correspondiente a UTOPIA y a Series, donde se puedan modificar con facilidad los parámetros que son significativos para el desarrollo de los diseños y se pueda tener un control más preciso sobre estas variables, tales como los rangos mínimo y máximo para la evaluación exhaustiva de las alternativas, la lista de diámetros, el material de la tubería, los valores límite de las restricciones hidráulicas, etc.; las cuales fueron usadas para obtener los resultados aquí plasmados. Lo anterior, teniendo en cuenta que por razones de operatividad humana se puede en algún momento cometer algún error que genere cambios en los diseños obtenidos.

Por otro lado, en el marco del desarrollo de los diseños de alta pendiente, fundamentados en lo encontrado para las series sencillas, correspondiente a la longitud máxima factible; se podría proponer una modificación a nivel de metodología donde se busque una alternativa que permita la implementación de cámaras de caídas intermedias que no tengan caudal de entrada, toda vez que para algunos casos donde la pendiente del terreno era muy alta, se encontraba que las longitudes máximas factibles eran muy pequeñas y por tanto el diseño dejaba de ser una alternativa real. Con la implementación de estas, se podría ampliar esta distancia y lograr diseños factibles. Esta situación se puede reflejar en el siguiente gráfico.

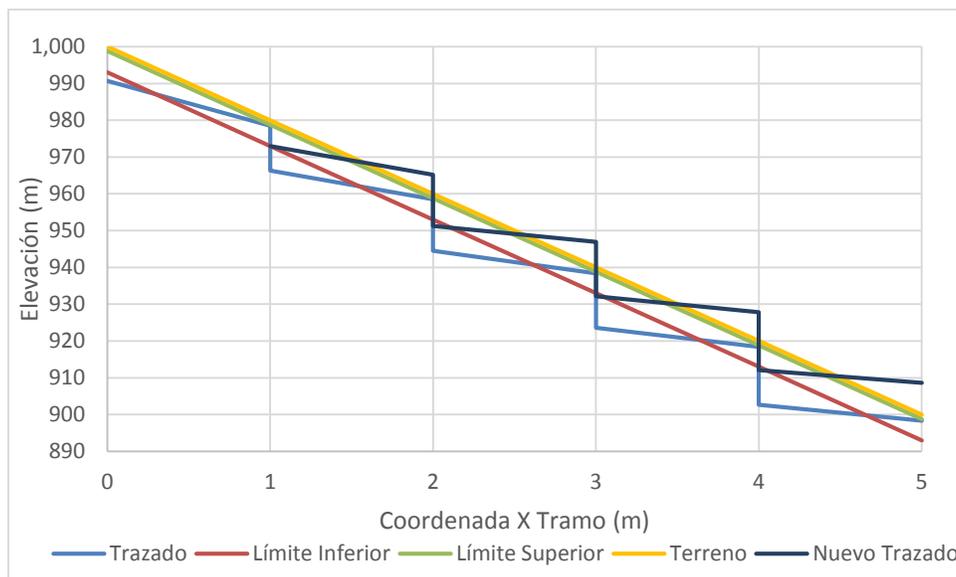


Gráfico 36. Recomendación – Creación de Cámaras Intermedias.

En el anterior gráfico, se puede observar que para un rango dado, la solución cuyas pendiente máxima dada la respectiva restricción de velocidad, junto a la máxima caída posible, se puede salir de este espacio solución comprendido entre el límite superior y el límite inferior (ver trazado), lo

cual en la situación actual del software se entendería como una red sin solución factible. Con el fin de evitar esta situación, cada que la solución se salga del rango solución, se proyecta desde ese punto con la pendiente máxima el trazado respectivo. Posteriormente una vez la cota clave de este llegue al límite superior del rango dado, se debería crear una cámara de caída en ese punto, la cual no tendría un caudal de entrada asociado. De esta manera, se estarían generando diseños dentro del rango dado y cumpliendo con la totalidad de las restricciones dadas por el usuario, incluyendo un mayor número de cámaras de caída, las cuales según se evidencia en el presente documento, no representan un valor muy elevado desde el punto de vista de costos global de los diseños realizados. De esta manera se le podría dar un mayor grado de libertad a los diseños que se realicen con alta pendiente.

Por otro lado, se podrían llevar a cabo otros diseños donde se cambie el material de la tubería, o los límites máximos de la velocidad. Lo anterior, con el fin de verificar las características de los resultados que se obtengan.

Finalmente, como última recomendación, se podrían modificar o incluir nuevas funciones objetivo diferente a la de Maurer (al tratarse de diseños optimizados, la función objetivo corresponde a la ecuación de costos mediante la cual se hayan los costos asociados a los diseños, y por tanto, representa el menor valor posible); toda vez que esta última ecuación, parte de un ejercicio muy aproximado de la estimación de costos de los diseños, donde parte de los costos asociados a la tubería y a la excavación, y por ende, no representa de manera precisa el comportamiento socioeconómico de la región latinoamericana y no tiene en cuenta los demás ítems que se valoran a la hora de calcular los costos totales de los diseños. Siguiendo la anterior idea, se podrían tener resultados más precisos si se la ecuación objetivo del programa se le incluyeran ítems constructivos como rellenos, entibados, transporte de materiales, estructuras especiales, etc.

8 REFERENCIAS

Aguilar Suárez, Andrés Felipe (2016). *Evaluación de funciones objetivo en la metodología exhaustiva desarrollada por el CIACUA para el diseño optimizado de alcantarillados*. Bogotá D.C. Proyecto de Grado en Ingeniería Industrial. Universidad de los Andes. Facultad de Ingeniería. Departamento de Ingeniería Industrial.

BUTLER, David y DAVIES, John W. (2011). *Urban drainage*. Third Edition. Londres & Nueva York: Spon Press – Taylor & Francis Group.

Datos (2018). Datos en línea. Ministerio de Tecnologías de la Información y las Comunicaciones. Bogotá D.C. Recuperado de: <https://www.datos.gov.co/Vivienda-Ciudad-y-Territorio/Cobertura-Servicios-P-blicos/qhgd-jun6>.

Delgado Gómez, Paula (26 de julio de 2018). Lo que falta en suministro de agua y alcantarillado en Colombia. *El Espectador*. Recuperado de <https://www.elespectador.com/economia/lo-que-falta-en-suministro-de-agua-y-alcantarillado-en-colombia-articulo-802501>

Departamento Nacional de Planeación (2014). *Consejo Nacional de Política Económica y Social 3810 – Política para el suministro de agua potable y saneamiento básico en la zona rural*. Bogotá D.C. Recuperado de: <http://www.minvivienda.gov.co/conpesagua/3810%20-%202014.pdf>.

Duque Villarreal, Natalia (2013). *Metodología para la optimización del diseño de tuberías en serie en sistemas de alcantarillado*. Bogotá D.C. Proyecto de Grado en Ingeniería Civil. Universidad de los Andes. Facultad de Ingeniería. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental.

Duque Villarreal, Natalia (2015). *Metodología para el diseño optimizado de redes de alcantarillado*. Bogotá D.C. Tesis Maestría en Ingeniería Civil. Universidad de los Andes. Facultad de Ingeniería. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental.

Marú Ruiz, Andrea Carolina (2018). *Diseño optimizado de tuberías en serie en sistemas de alcantarillado incluyendo estructuras de caída*. Bogotá D.C. Tesis Maestría en Ingeniería Civil. Universidad de los Andes. Facultad de Ingeniería. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental.

Mays, L.W. & Wenzel, H.G. (1976). Optimal Design of Multilevel Branching Sewer Systems. *Water Resources Research*. 12(5) 913-917.

Pardo Morales, Daniela (2018). *Prueba del nuevo módulo de diseño optimizado de redes de alcantarillado del programa UTOPIA*. Bogotá D.C. Proyecto de Grado en Ingeniería Civil. Universidad de los Andes. Facultad de Ingeniería. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental.

Peinado Calao, Carlos David (2009). *Uso del programa CIE-AGUA para el diseño optimizado de redes de drenaje urbano. Redes patrón para Colombia*. Bogotá D.C. Tesis (Especialización Ingeniería de Sistemas Hídricos Urbanos). Universidad de los Andes. Facultad de Ingeniería. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental.

RAS (2016). *Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico*. Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio: Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico. Recuperado de: http://www.minvivienda.gov.co/Documents/ViceministerioAgua/TITULO_D.pdf

9 ANEXOS

9.1 Perfiles obtenidos mediante la realización de los diseños

9.1.1 Diseños con Series (Optimal Sewer Design Software)

A continuación, se presentan algunos de los resultados gráficos o perfiles diseñados obtenidos para algunos escenarios representativos, donde S representa la pendiente del terreno (medida en porcentaje), Q el caudal de entrada en cada uno de las cámaras (medido en litros por segundo) y L corresponde a la longitud entre cámaras (medido en metros). E trazado en azul, corresponde a la cota de batea producto del diseño. Se presentan tanto para concreto como para PVC como material de las tuberías que componen el sistema (los demás perfiles podrán ser encontrados en el anexo magnético):

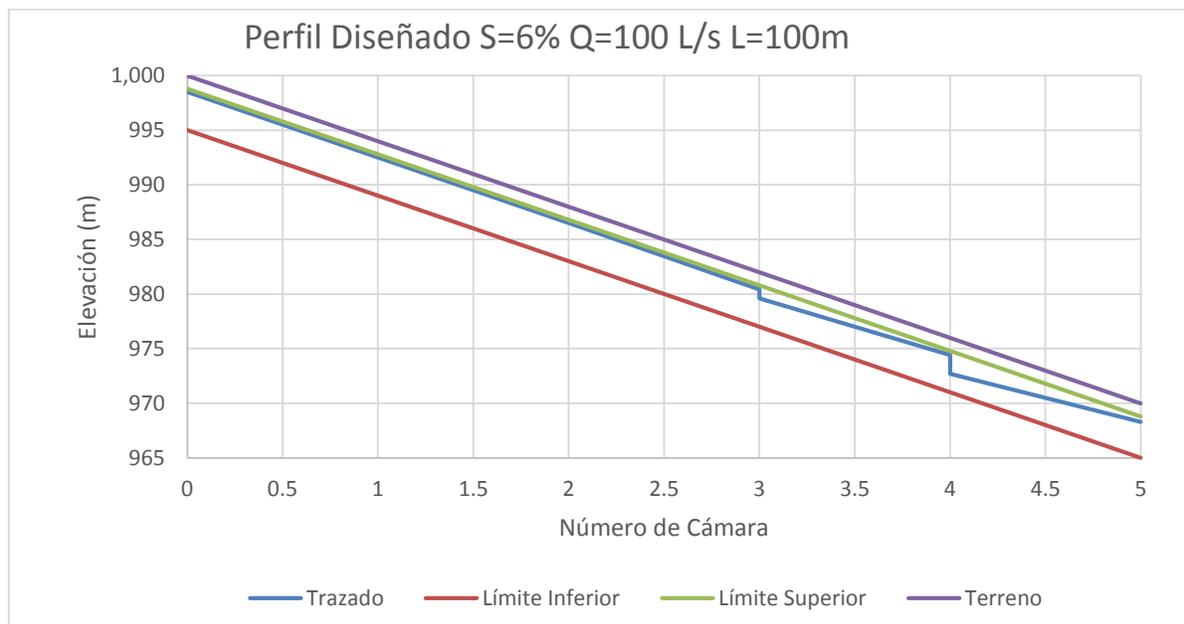


Gráfico 37. Perfil diseñado para serie de 5 tubos en concreto, pendiente de 6%.

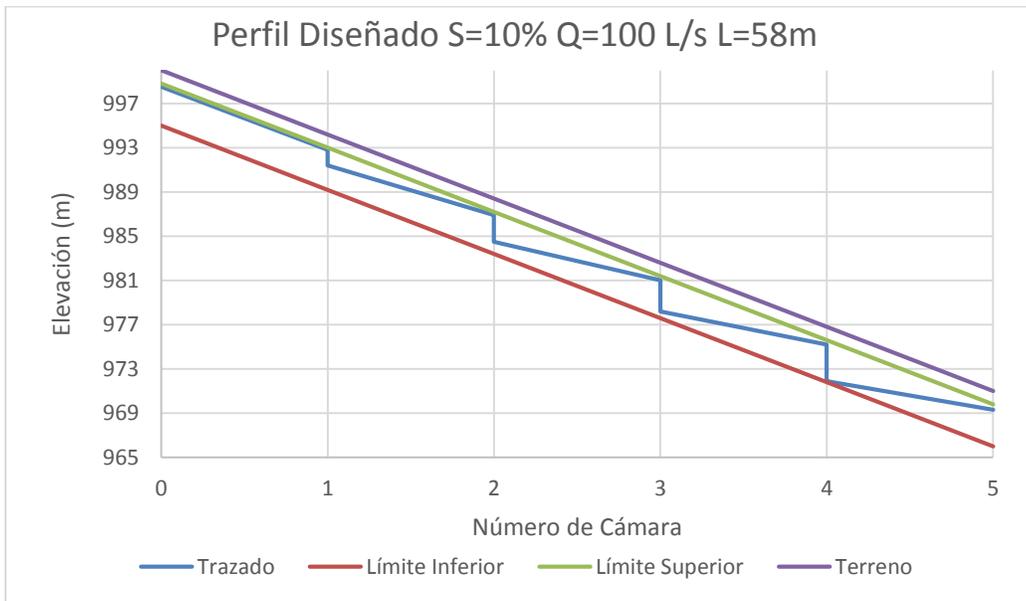


Gráfico 38. Perfil diseñado para serie de 5 tubos en concreto, pendiente de 10%.

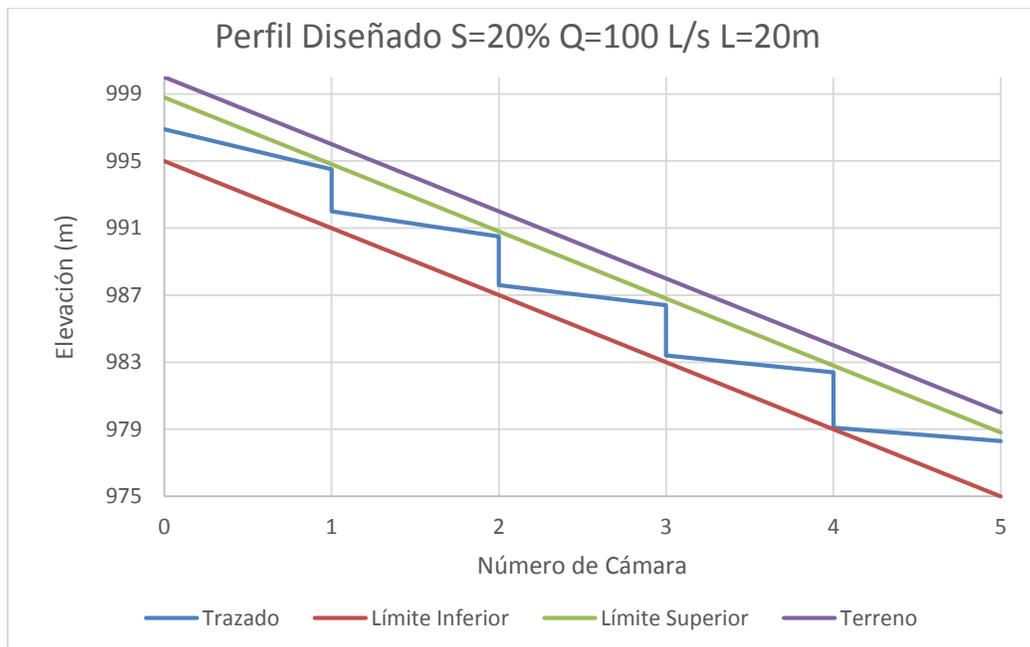


Gráfico 39. Perfil diseñado para serie de 5 tubos en concreto, pendiente de 20%.

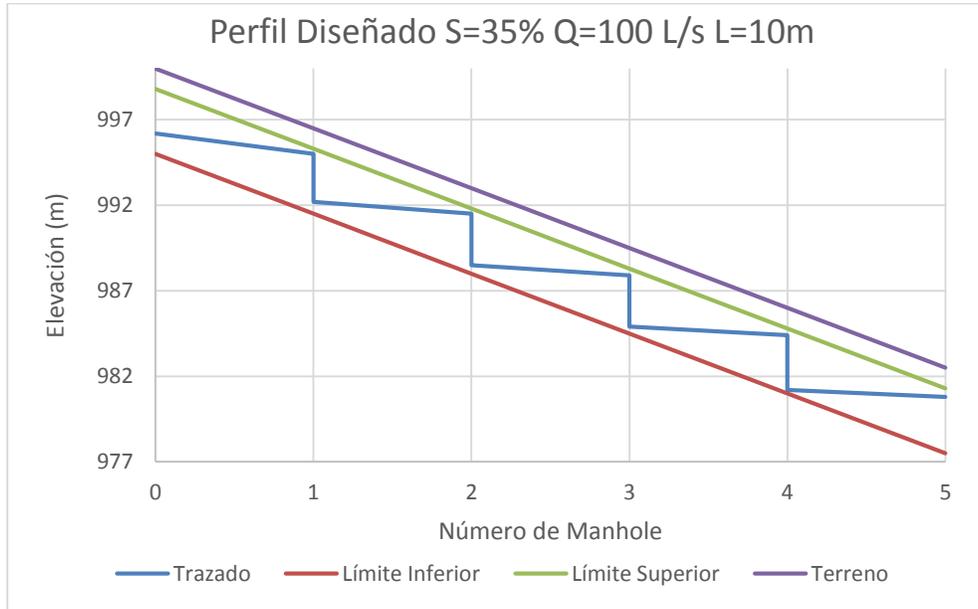


Gráfico 40. Perfil diseñado para serie de 5 tubos en concreto, pendiente de 35%.

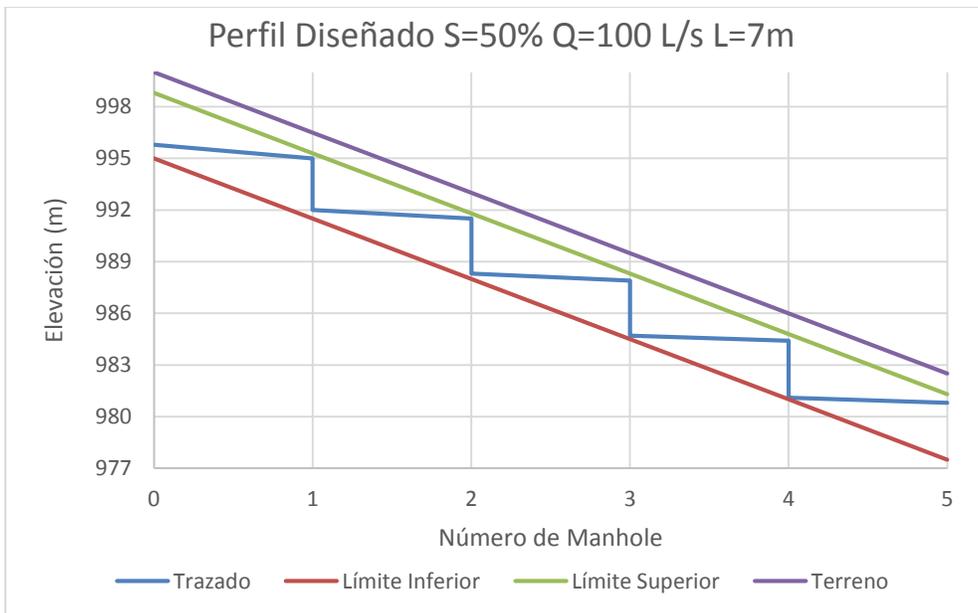


Gráfico 41. Perfil diseñado para serie de 5 tubos en concreto, pendiente de 50%.

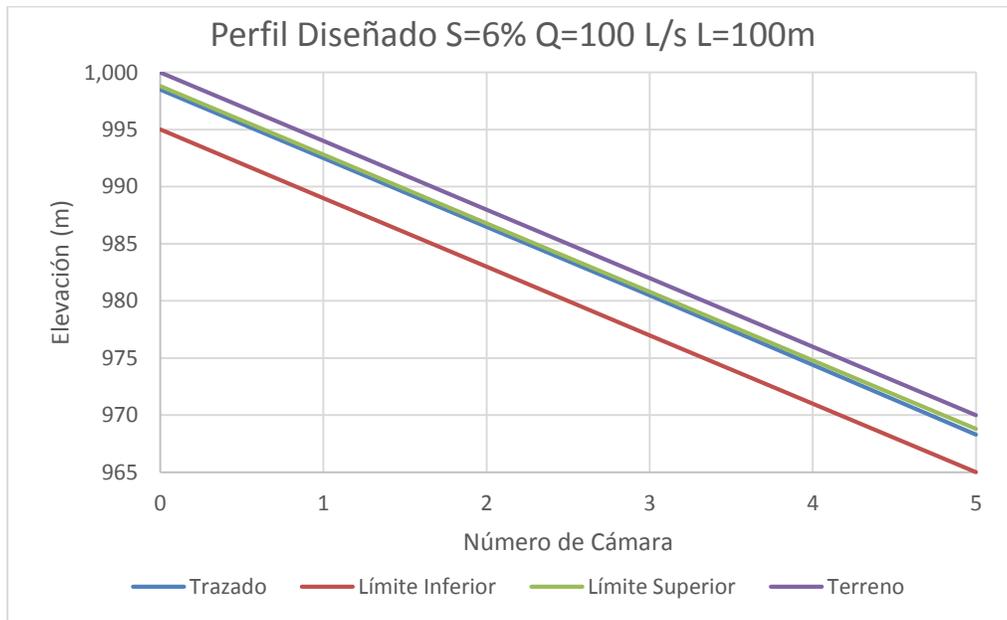


Gráfico 42. Perfil diseñado para serie de 5 tubos en PVC, pendiente de 6%.

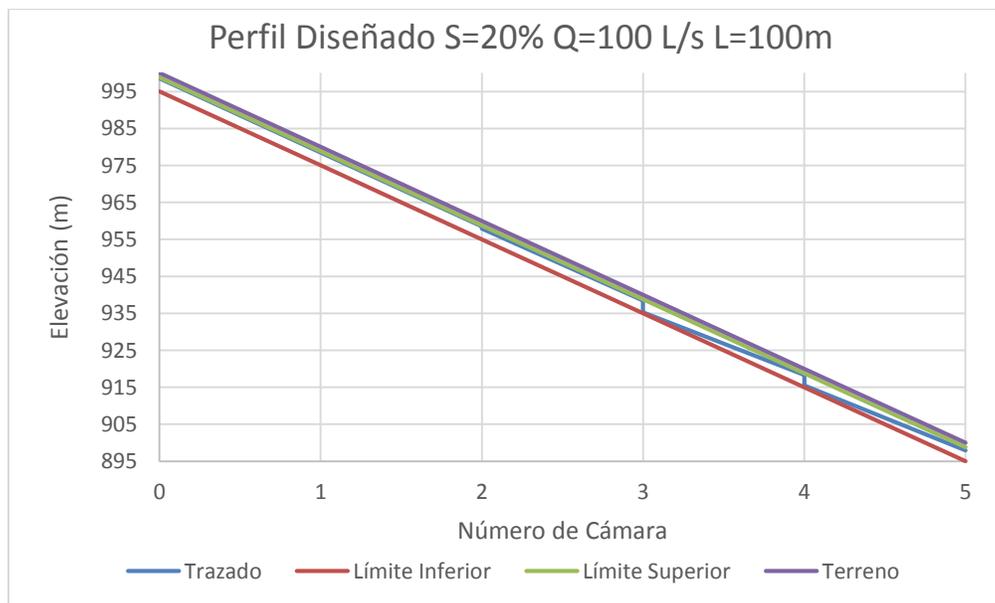


Gráfico 43. Perfil diseñado para serie de 5 tubos en PVC, pendiente de 20%.

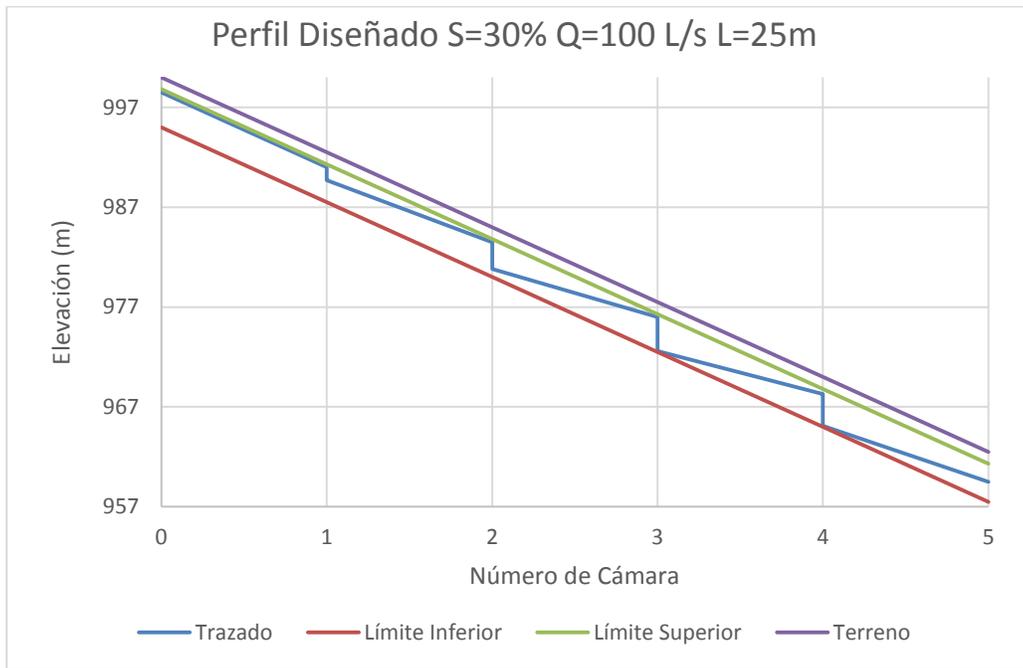


Gráfico 44. Perfil diseñado para serie de 5 tubos en PVC, pendiente de 30%.

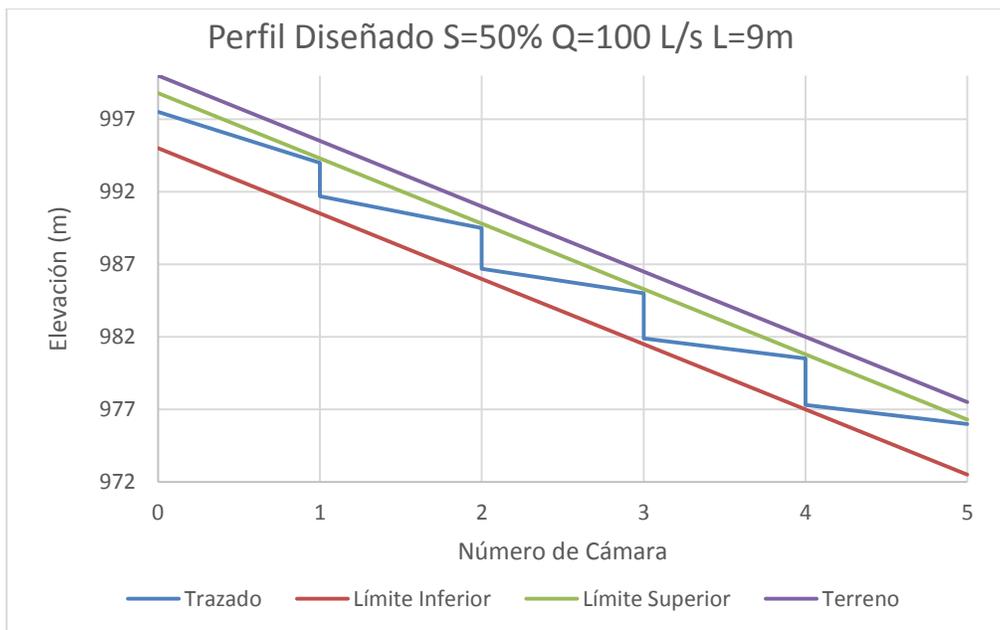


Gráfico 45. Perfil diseñado para serie de 5 tubos en PVC, pendiente de 50%.

9.1.2 Datos de las redes diseñadas con UTOPIA

A continuación, se presentan los datos usados para los diferentes diseños, respecto a las coordenadas X, Y y Z de cada una de estas, y los tramos respectivos. Esta información es requerida por el software para llevar a cabo los diseños óptimos y se ingresan por medio de un documento de texto.

9.1.2.1 Red Miraflores – Boyacá

Tabla 46. Datos de la red de Miraflores.

Datos de la red Miraflores				
Cámara	Caudal (m ³ /s)	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Terreno Z
1	0.01	0	237.83	1477.00
2	0.01	16.69	249.74	1474.41
3	0.01	83.09	298.72	1469.00
4	0.01	134.14	340.36	1460.00
5	0.01	219.68	376.69	1446.50
6	0.01	239.76	361.78	1441.00
7	0.01	296.85	322.15	1443.50
8	0.01	368.35	274.71	1440.00
9	0.01	148.34	70.44	1488.50
10	0.01	219	118.8	1463.50
11	0.01	285.08	195.68	1449.50
12	0.01	372.01	272.32	1440.00
13	0.01	417.55	342.34	1429.00
14	0.01	444.31	360.68	1424.50
15	0.01	464.28	374.48	1419.72
16	0.01	502.45	400.59	1416.80
17	0.01	582.28	455.45	1398.50
18	0.01	595.37	463.22	1395.29
19	0.01	622.06	479.15	1386.50
20	0.01	698.57	524.51	1371.00
21	0.01	713.12	536.86	1361.20
22	0.01	734.48	554.81	1358.00
23	0.01	776.86	589.89	1329.70
24	0.01	806.63	615.16	1323.50
25	0.01	814.17	633.91	1315.30
26	0.01	829.03	671.02	1310.50
27	0.01	839.60	688.21	1305.70
28	0.01	880.92	756.09	1298.40
29	0.01	961.20	717.02	1300.35
30	0.01	1,068.00	681.60	1293.31
31	0.01	1,146.82	650.82	1281.26
32	0.01	1,198.77	629.89	1281.35
47	0.01	1,240.40	595.16	1276.14

48	0.01	1380.61	565.52	1,271.50
33	0.01	789.62	0.00	1441.25
34	0.01	793.11	9.35	1435.50
35	0.01	803.40	37.53	1430.00
36	0.01	810.59	56.24	1424.00
37	0.01	828.17	101.26	1415.30
38	0.01	873.09	155.54	1405.30
39	0.01	901.82	170.30	1403.00
40	0.01	921.82	203.86	1396.00
41	0.01	968.72	285.99	1381.70
42	0.01	1,040.67	334.61	1359.00
43	0.01	1,138.57	420.70	1326.30
44	0.01	1,199.77	457.97	1311.50
45	0.01	1,262.72	483.90	1300.26
46	0.01	1,256.27	544.61	1284.24

9.1.2.2 Red Tunja – Boyacá

Tabla 47. Datos de la red de Tunja.

Datos Red Tunja				
Cámara	Caudal (m3/s)	Coordenada X	Coordenada Y	Cota Terreno Z
1	0.01	0	0	155.39
2	0.01	0	123	149.45
3	0.01	-142	123	147.8
4	0.01	-142	238	146.7
5	0.01	0	298	144.5
6	0.01	0	463	134.6
7	0.01	-142	373	141.2
8	0.01	-142	518	133.5
9	0.01	0	635	130.2
10	0.01	0	755	137.9
11	0.01	-142	728	147.8
12	0.01	0	870	141.2
13	0.01	187	265	152.2
14	0.01	187	400	144.5
15	0.01	187	510	130.2
16	0.01	187	635	134.6
17	0.01	123	755	123.6
18	0.01	123	897	137.9
19	0.01	278	755	124.7
20	0.01	278	900	131.3
21	0.01	312	400	137.9
22	0.01	312	515	119.2
23	0.01	383	635	120.3
24	0.01	383	760	122.5
25	0.01	383	930	118.1

26	0.01	437	265	145.82
27	0.01	437	415	135.7
28	0.01	437	551	119.2
29	0.01	437	716	122.5
30	0.01	552	716	112.6
31	0.01	552	896	108.2
32	0.01	552	1036	109.3
33	0.01	607	265	162.1
34	0.01	607	407	153.3
35	0.01	732	716	100.5
36	0.01	732	868	109.3
37	0.01	732	1023	99.4
38	0.01	852	1023	93.9
39	0.01	772	265	141.2
40	0.01	772	395	123.6
41	0.01	772	515	111.5
42	0.01	850	690	103.8
43	0.01	922	882	88.4
44	0.01	1122	882	78.5

9.1.2.3 Red Mays & Wenzel

Tabla 48. Datos de la red de Mays y Wenzel.

Datos de la Red Mays & Wenzel				
Cámara	Caudal (m ³ /s)	Coord. X	Coord. Y	Coord. Z
1	0.11	0.00	0.00	152.40
2	0.09	0.00	106.68	150.88
3	0.06	121.92	106.68	148.44
4	0.11	0.00	344.44	149.35
5	0.11	121.92	344.44	147.83
6	0.14	121.92	213.36	146.30
7	0.23	141.96	-30.48	149.35
8	0.11	289.60	-30.48	147.83
9	0.11	289.60	106.68	144.78
10	0.17	289.60	213.36	143.26
11	0.25	335.32	472.44	147.83
12	0.20	335.32	320.04	144.78
13	0.11	442.00	320.04	143.26
14	0.20	442.00	213.36	141.73
15	0.11	522.77	-13.79	142.65
16	0.06	522.77	108.13	141.43
17	0.08	614.21	108.13	140.21
18	0.20	614.21	213.36	138.68
19	0.06	736.13	213.36	137.46
20	0.14	736.13	365.76	136.55
21	-2.66	922.67	365.76	135.64

9.1.3 Diseños con UTOPIA

A continuación, se presentan algunos de los resultados gráficos o perfiles diseñados obtenidos para algunos escenarios representativos, donde los primeros dos son de la red Mays & Wenzel y los siguientes de la red Miraflores, el Q corresponde al caudal de entrada en cada uno de las cámaras (medido en litros por segundo). El trazado en azul, corresponde a la cota de batea producto del diseño. Se presentan tanto para concreto (los demás perfiles podrán ser encontrados en el anexo magnético):

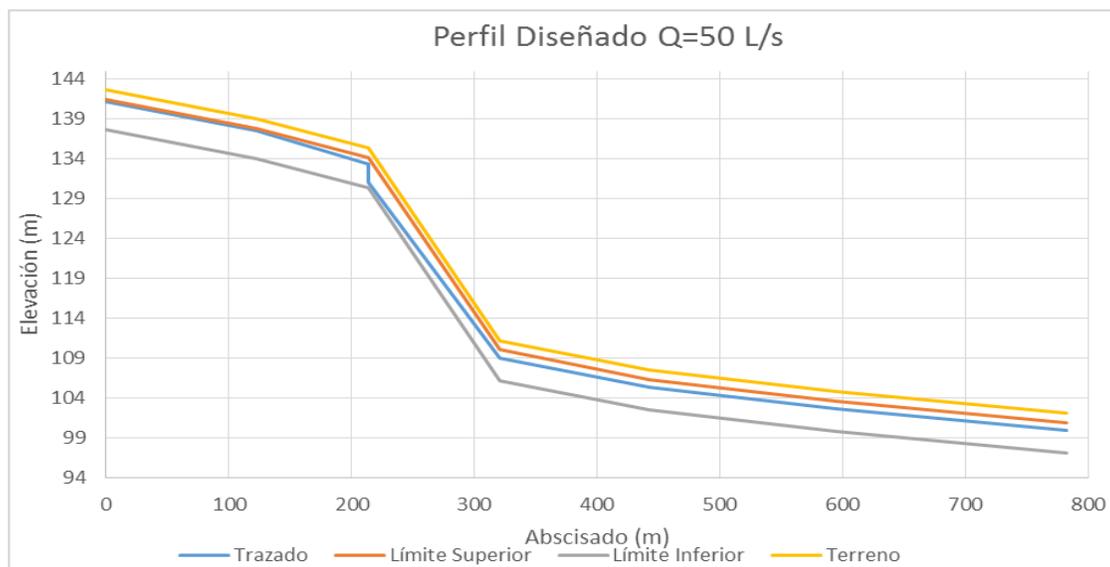


Gráfico 46. Perfil Diseñado Red Mays&Wenzel SX3 Concreto.

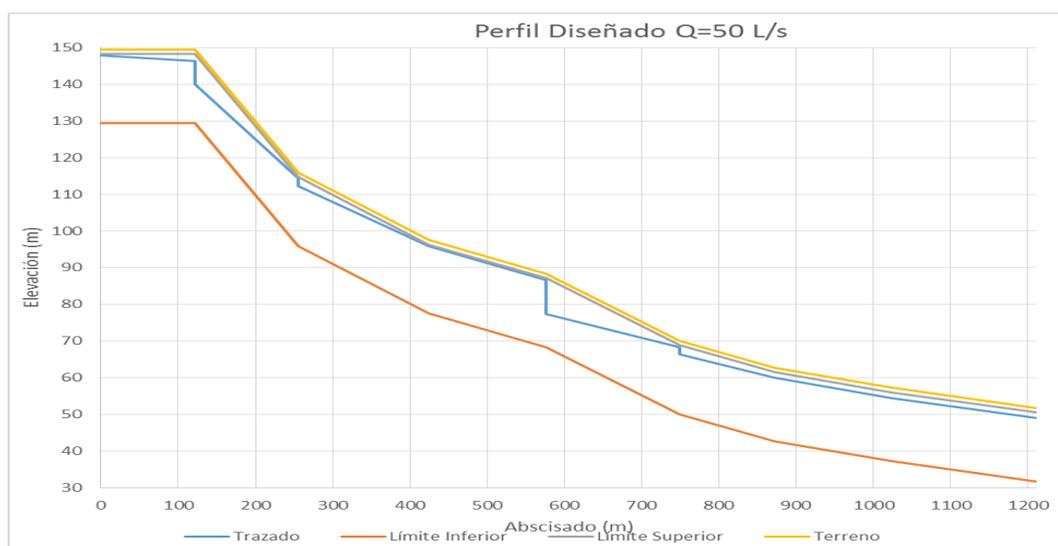


Gráfico 47. Perfil Diseñado Red Mays&Wenzel SX6 Concreto.

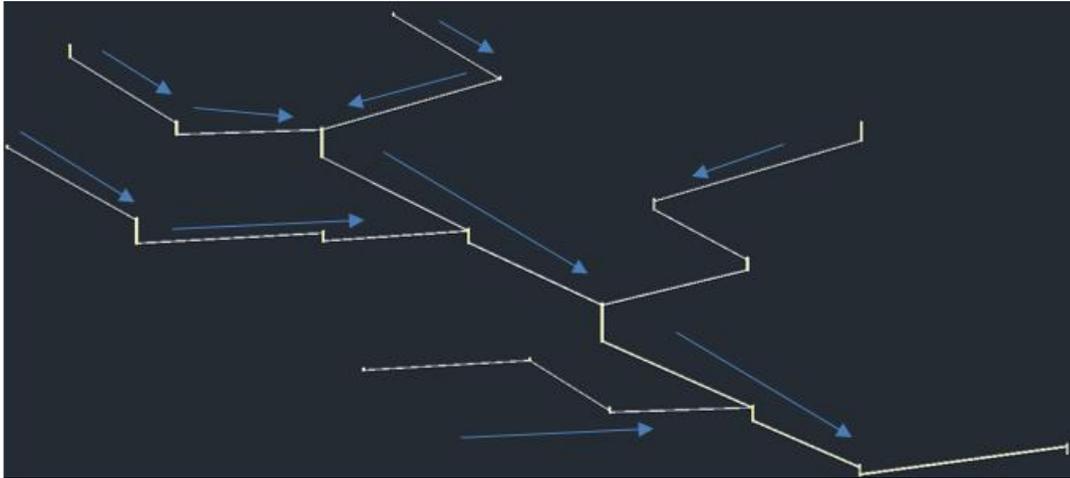


Figura 8. Modelo 3D Red Mays&Wenzel SX9 Concreto (las líneas indican la dirección del flujo).

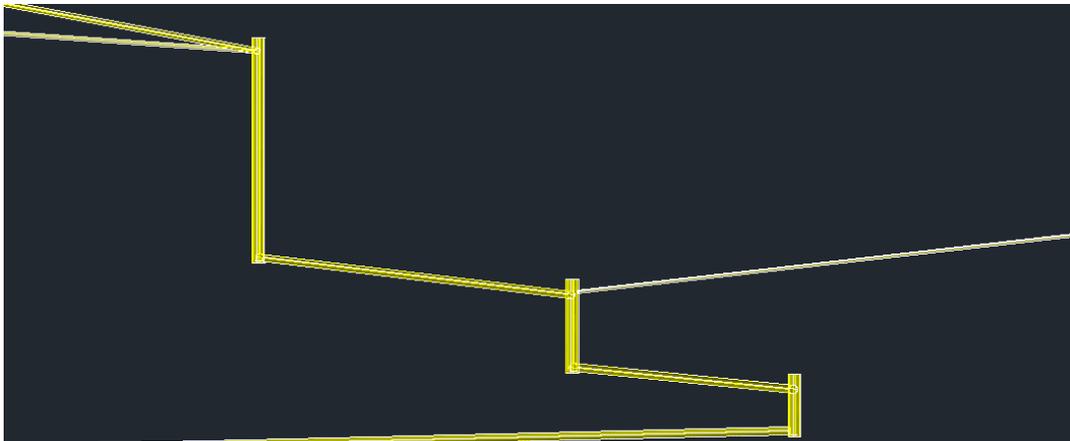


Figura 9. Modelo 3D Red Mays&Wenzel SX9 – Cámaras de Caída No. 18, 19 y 20.

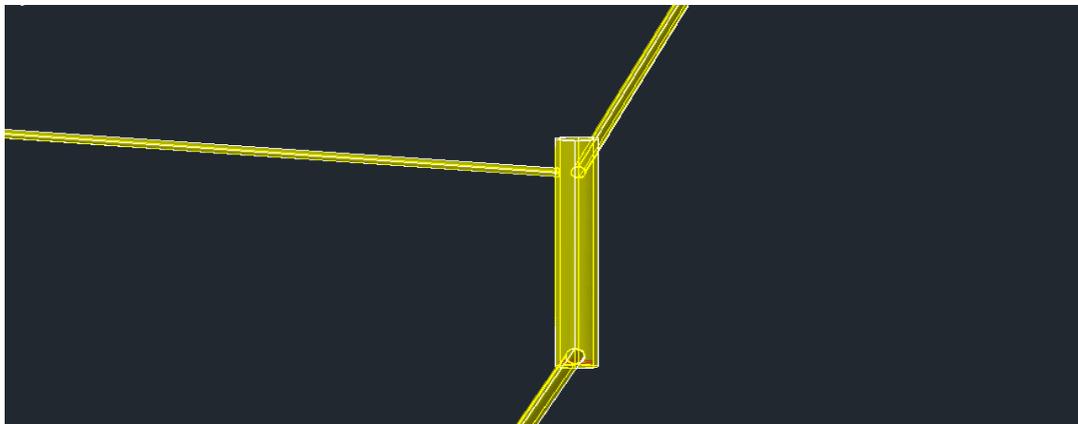


Figura 10. Modelo 3D Red Mays&Wenzel SX9 – Detalle Cámara de caída No. 10.

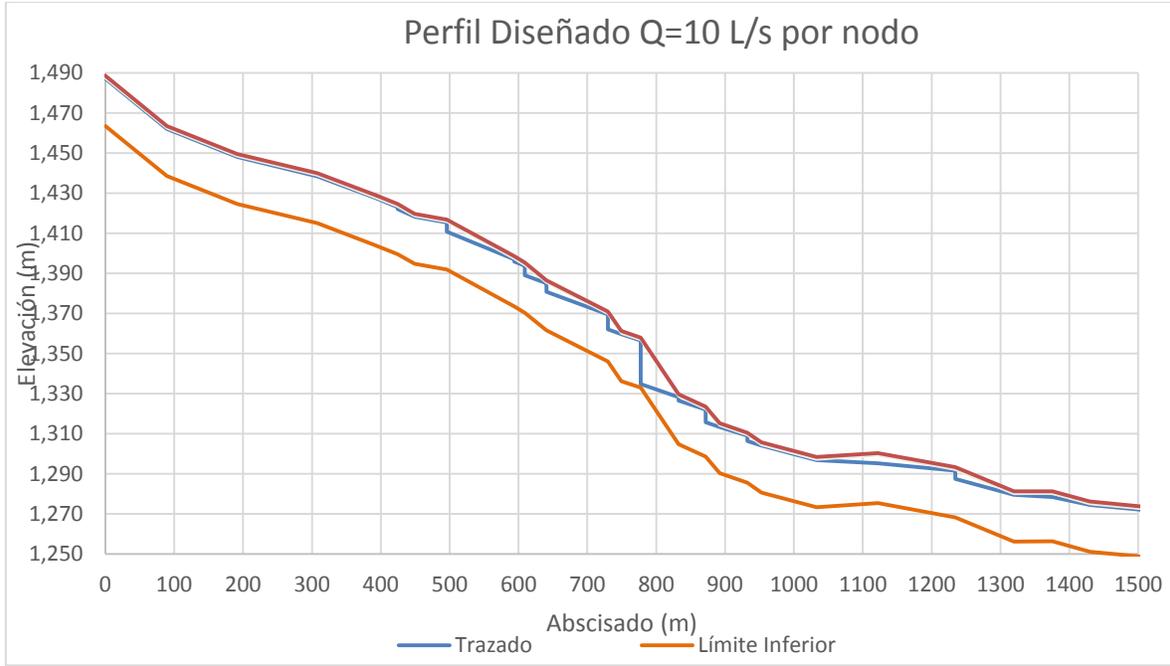


Gráfico 48. Perfil Diseñado Red Miraflores Q=10L/s Concreto.

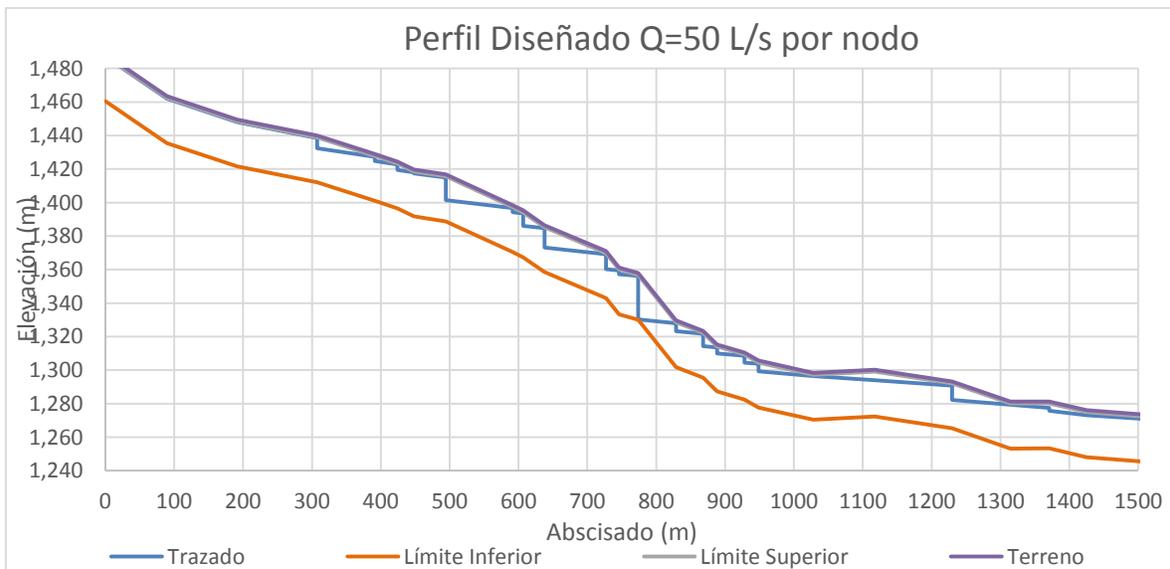


Gráfico 49. Perfil Diseñado Red Miraflores Q=50L/s Concreto.

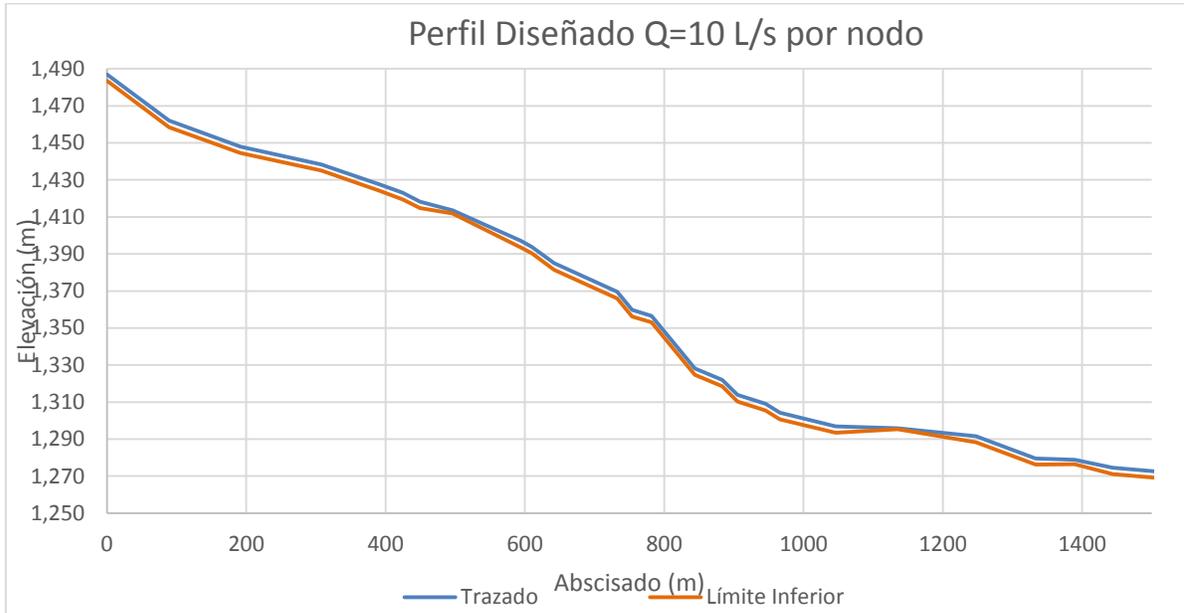


Gráfico 50. Perfil Diseñado Red Miraflores Q=10L/s PVC.

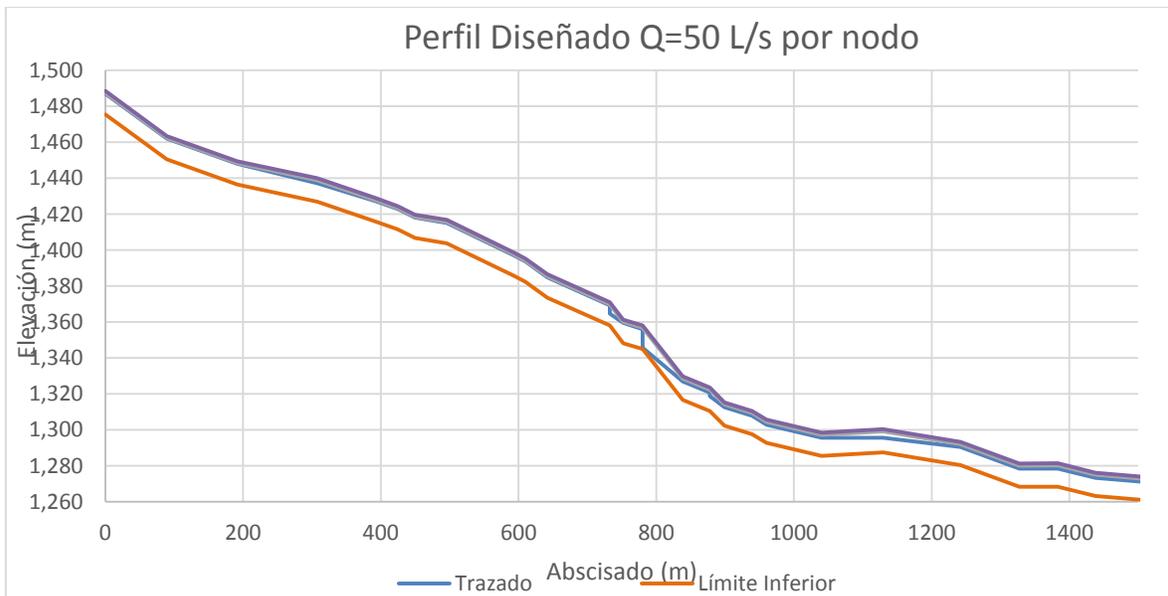


Gráfico 51. Perfil Diseñado Red Miraflores Q=50L/s PVC.