

Trabajo Fin de Máster

“MODELO HEURÍSTICO DE REHABILITACIÓN DE LAS REDES DE DRENAJE URBANO MEDIANTE EL USO COMBINADO DE LA SUSTITUCIÓN DE CONDUCTOS Y LA INSTALACIÓN DE DEPÓSITOS DE RETENCIÓN”

Intensificación: *HIDRÁULICA URBANA*

Autor:

VICENTE RAFAEL NAVARRO PLANAS

Director:

PEDRO LUIS IGLESIAS REY

Codirector/es:

FRANCISCO JAVIER MARTÍNEZ SOLANO



**UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA**

SEPTIEMBRE, 2016

mihma
máster en ingeniería
hidráulica y medio ambiente

Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

AGRADECIMIENTOS

“A mis padres y a mi hermana, por su amor, por el gran esfuerzo que han realizado y por apoyarme siempre en cualquier circunstancia.

A mi tutor y demás profesores, por enseñarme nuevos caminos en los que desenvolverme en mi futuro profesional.

A la compañía PAVCO-MEXICHEM de Colombia, al CIACUA (Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados) de la Universidad de los Andes y al Departamento Administrativo de Ciencia, Tecnología e Innovación COLCIENCIAS, de la República de Colombia, por la financiación de la investigación “Drenaje Urbano y Cambio Climático: Hacia los Sistemas de Drenaje Urbano del Futuro” y por la oportunidad de colaborar en este proyecto de gran envergadura.

A mis compañeros, por los vínculos de amistad creados, traspasando fronteras terrestres y temporales...”

RESUMEN DEL TRABAJO DE FIN DE MÁSTER

Datos del proyecto
Título del TFM en español: Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención.
Título del TFM en inglés: Heuristic model of urban drainage networks rehabilitation through the combined used of replacing ducts and installation of retention tanks.
Título del TFM en Valenciano: Model heurístic de rehabilitació de les xarxes de drenatge urbà mitjançant l'ús combinat de la substitució de conductes i la instal·lació de dipòsits de retenció.
Alumno: VICENTE RAFAEL NAVARRO PLANAS
Director: PEDRO LUIS IGLESIAS REY
Codirector/es: FRANCISCO JAVIER MARTÍNEZ SOLANO
Director experimental:
Fecha de Lectura: SEPTIEMBRE, 2016

Resumen
En español (máximo 5000 caracteres)
El presente trabajo se enmarca dentro de la segunda fase del proyecto “Drenaje Urbano y Cambio Climático: hacia los sistemas de drenaje urbano del futuro”, desarrollado por el Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA) del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad de los Andes, en la República de Colombia, y el Departamento en Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente (DIHMA) de la Universidad Politécnica de Valencia (UPV).

Los expertos del IPCC (“Panel Intergubernamental del Cambio Climático”), en base a los escenarios y proyecciones de los modelos climáticos para el siglo XXI, anuncian que es muy probable que aumenten los episodios de precipitación más intensos tanto en magnitud como en frecuencia en la mayor parte de regiones del planeta. Estas alteraciones unidas al crecimiento e impermeabilización de las ciudades propiciarían que se sobrecargaran con mayor asiduidad los diseños originales de las redes de drenaje y que resultaran insuficientes para llevar a cabo uno de sus principales propósitos: proteger hasta un determinado nivel frente a eventos de inundación urbana.

En este marco de cambio climático, de las diversas tecnologías existentes para solucionar o paliar las consecuencias negativas de los caudales pico provocados por los excesos de lluvia, este trabajo se centra en aquellas medidas estructurales que controlan y reducen los caudales una vez que éstos han ingresado en la red. Y son, básicamente, la construcción de depósitos de retención y la rehabilitación de las conducciones de la red.

Este trabajo no sólo analiza las alternativas técnicas para reducir dichos caudales pico, sino que, además, incluye la variable económica a tener en cuenta siempre a la hora de realizar un proyecto. De ahí que se busque aplicar una herramienta para optimizar la inversión en esas medidas estructurales.

Se aplica una metodología que, a través del uso combinado de la optimización matemática y el análisis hidráulico de las redes de drenaje pluvial, permite obtener soluciones de rehabilitación de los sistemas de saneamiento. Se utiliza EPA-SWMM como modelo de análisis hidráulico del comportamiento de la red de drenaje; y se emplea una herramienta de optimización que se basa en un Algoritmo Pseudo-Genético (APG).

El punto de partida de esta metodología es un modelo matemático calibrado de la red de drenaje. La herramienta emplea unas funciones de coste para cuantificar la inversión en los conductos y los depósitos de retención y funciones de coste para tasar los daños (en términos de unidades monetarias) en caso de inundación urbana. La función objetivo es la suma de las mencionadas funciones de coste. Al tratarse de un problema de optimización técnico-económica, con las simulaciones que se realizan, se persigue la minimización de la función objetivo, esto es, del presupuesto de la obra civil a realizar. El espacio de soluciones factibles del APG depende de las variables de decisión del problema: nudos, depósitos y conductos. Las potenciales soluciones definen los conductos a sustituir o rehabilitar y en qué lugares sería potencialmente interesante la instalación de tanques de tormenta y de qué tamaño serían éstos.

En la práctica, este método para la solución de los problemas de drenaje pluvial se aplica en uno de los sectores de la red de alcantarillado en la ciudad de Bogotá

Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

(Colombia). En dicho caso de estudio, se analizan los problemas que presenta la red con la tormenta de proyecto crítica. Se implementan tres escenarios de rehabilitación: sólo con conductos, instalación exclusiva de tanques de retención y, por último, uso combinado de las dos soluciones anteriormente planteadas (conducciones y depósitos).

En valenciano (máximo 5000 caracteres)

El present treball s'emmarca dins de la segona fase del projecte "Drenatge Urbà i Canvi Climàtic: cap als sistemes de drenatge urbà del futur", desenvolupat pel Centre d'Investigacions en Aqüeductes i Clavegueram (CIACUA) del Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental de la Universitat dels Andes, a la República de Colòmbia, i el Departament en Enginyeria Hidràulica i Medi Ambient (DIHMA) de la Universitat Politècnica de València (UPV).

Els experts de l'IPCC ("Panell Intergovernamental del Canvi Climàtic"), sobre la base d'un dels escenaris i projeccions dels models climàtics per al segle XXI, anuncien que és molt probable que augmentin els episodis de precipitació més intensos tant en magnitud com en freqüència en la major part de regions del planeta. Aquestes alteracions unides al creixement i impermeabilització de les ciutats propiciarien que se sobrecarreguessin amb més assiduïtat els dissenys originals de les xarxes de drenatge i que resultessin insuficients per dur a terme un dels seus principals propòsits: protegir fins un determinat nivell davant d'esdeveniments d'inundació urbana.

En aquest marc de canvi climàtic, de les diverses tecnologies existents per solucionar o pal·liar les conseqüències negatives dels pics de cabal provocats pels excessos de pluja, aquest treball se centra en aquelles mesures estructurals que controlen i redueixen els cabals una vegada que aquests han ingressat a la xarxa. I són, bàsicament, la construcció de dipòsits de retenció i la rehabilitació de les conduccions de la xarxa.

Aquest treball no només analitza les alternatives tècniques per reduir aquests pics de cabal, sinó que, a més, inclou la variable econòmica a tenir en compte sempre a l'hora de realitzar un projecte. D'aquí que se cerqui aplicar una eina per optimitzar la inversió en aquelles mesures estructurals.

S'aplica una metodologia que, mitjançant l'ús combinat de l'optimització matemàtica i l'anàlisi hidràulica de les xarxes de drenatge pluvial, permet obtenir solucions de rehabilitació dels sistemes de sanejament. S'utilitza EPA-SWMM com a model d'anàlisi hidràulica del comportament de la xarxa de drenatge; i s'empra una eina d'optimització que es basa en un Algoritme Pseudo-Genètic (APG).

El punt de partida d'aquesta metodologia és un model matemàtic calibrat de la xarxa de drenatge. L'eina fa servir unes funcions de cost per quantificar la inversió en els conductes i els dipòsits de retenció i funcions de cost per taxar els danys (en termes d'unitats monetàries) en cas d'inundació urbana. La funció objectiu és la suma de les esmentades funcions de cost. En tractar-se d'un problema d'optimització tècnica i econòmica, amb les simulacions que es realitzen, es persegueix la minimització de la funció objectiu, això és, del pressupost de l'obra civil per realitzar. L'espai de solucions factibles de l'APG depèn de les variables de decisió del problema: nusos, dipòsits i conductes. Les potencials solucions defineixen els conductes que haurien de ser substituïts o rehabilitats i les ubicacions en les quals seria potencialment interessant la instal·lació de tancs de tempesta i de quin tamany serien aquests.

A la pràctica, aquest mètode per a la solució dels problemes de drenatge pluvial s'aplica en un dels sectors de la xarxa de clavegueram a la ciutat de Bogotà (Colòmbia). En aquest cas d'estudi, s'analitzen els problemes que presenta la xarxa amb la tempesta de projecte crítica. S'implementen tres escenaris de rehabilitació: només amb conductes, instal·lació exclusiva de tancs de retenció i, finalment, l'ús combinat de les dues solucions plantejades anteriorment (conduccions i dipòsits).

En inglés (máximo 5000 caracteres)

The present work is part of the second phase of the project called "Urban Drainage and Climate Change: to the urban drainage systems of the future", developed by the Research Center in Aqueducts and Sewage Systems (CIACUA) of the Civil and Environmental Engineering Department of the University of Los Andes, in the Republic of Colombia, and the Hydraulic Engineering and Environment Department (DIHMA) of the Polytechnic University of Valencia (UPV).

IPCC ("Intergovernmental Panel of Climate Change") experts, based on the scenarios and projections of climatic models for the XXI century, announce that the increasing of the most intense rainfall both in magnitude and in frequency in most of regions of the planet is very likely. These alterations united to the growth and waterproofing of cities would cause that original design of drainage networks overload more assiduously and that are insufficient to carry out one of their main purposes: to protect until a determined level against urban flood events.

In this frame of climate change, among all those existing technologies to solve or alleviate negative consequences of peak flows produced by excessive rains, this work focuses on those structural measures that control and reduce flows once they have entered into the net. And they are, basically, the construction of retention tanks and the rehabilitation of the network pipes.

This paper not only analyzes the technical alternatives for reducing these peak flows, but also the economic variable, which should be always taken into account in order to perform a project. Therefore, a tool to optimize those structural measures is intended to apply.

A methodology that, through the combined use of mathematical optimization and the hydraulic analysis of rainwater drainage, is applied and allows to obtain solutions for the rehabilitation of sewage systems. EPA-SWM is used as a model for the hydraulic analysis of the behaviour of the drainage network; and a optimization tool, which is based on a Pseudo-Genetic Algorithm (PGA), is utilized.

The starting point of this methodology is a calibrated mathematical model of the drainage network. The tool uses cost functions to quantify the investment in conduits and tanks and cost functions to appraise damages (in terms of monetary units) in case of urban flooding. The objective function is the sum of the mentioned cost functions. When dealing with a technical and economic optimization problem, with the simulations performed by the PGA, the minimization of the objective function is pursued, that is to say, the minimization of the budget of the civil work to carry out. The space of feasible solutions of the PGA depends on the decision variables of the problem: nodes, conduits and tanks. The potential solutions define the ducts to be replaced or rehabilitated and the locations in which the installation of storm tanks would be potentially interesting and which size they would have.

In practice, this method for the rainwater drainage problems is applied in one of the sectors of the sewage network in the city of Bogotá (Colombia). In this case of study, the problems presented by the network with the critical design storm are analyzed. Three rehabilitation scenarios are implemented: only with ducts, exclusive installation of retention tanks and, by last, the combined use of the two previously raised solutions (conduits and tanks).

Palabras clave español (máximo 5): Optimización, algoritmo genético, drenaje urbano.

Palabras clave valenciano (máximo 5): Optimització, algoritme genètic, drenatge urbà.

Palabras clave inglés (máximo 5): Optimization, genetic algorithm, urban drainage.

ÍNDICE DE LA MEMORIA

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. INTRODUCCIÓN A LAS REDES DE DRENAJE	18
1.2. PROBLEMAS EN LAS REDES DE SANEAMIENTO.....	20
1.3. POSIBLES ACTUACIONES.....	21
1.3.1. El enfoque tradicional.....	21
1.3.2. El enfoque innovador.....	22
1.4. EL VALOR AÑADIDO: LA OPTIMIZACIÓN TÉCNICO-ECONÓMICA.....	23
1.5. OBJETIVOS DEL TRABAJO.....	24
1.5.1. Objetivo general	24
1.5.2. Objetivos específicos	25
1.6. ESTRUCTURA DEL TRABAJO.....	26

CAPÍTULO 2: ESTADO DEL ARTE

2.1. ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO SOBRE DOS CAUSAS ASOCIADAS A LAS INUNDACIONES	28
2.2. ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO EN SUDS.....	29
2.2.1. Los depósitos de retención.....	31
2.3. TÉCNICAS DE OPTIMIZACIÓN	35
2.3.1. Técnicas de Programación Lineal.....	35
2.3.2. Técnicas de Programación No Lineal	36
2.3.3. Técnicas de Programación Dinámica	36
2.3.4. Técnicas Heurísticas.....	37
2.4. LOS ALGORITMOS GENÉTICOS	40
2.4.1. Los algoritmos evolutivos	40
2.4.2. Definición de algoritmo genético	42

2.4.3. Componentes de un algoritmo genético	42
2.4.4. Estado actual del conocimiento de los algoritmos genéticos en las redes de drenaje	45
2.5. EL ALGORITMO PSEUDOGENÉTICO	47

CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA

3.1. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA DE OPTIMIZACIÓN	50
3.2. VARIABLES DE DECISIÓN DEL PROBLEMA	51
3.2.1. Variables relacionadas con las bombas del modelo.....	51
3.2.2. Variables relacionadas con los nudos del modelo.....	51
3.2.3. Variables relacionadas con los conductos del modelo.....	51
3.2.4. Variables relacionadas con los depósitos del modelo.....	51
3.3. FUNCIÓN OBJETIVO	52
3.4. FUNCIONES DE COSTE DE LA FUNCIÓN OBJETIVO	53
3.4.1. Función de Coste de Almacenamiento en Red.....	53
3.4.2. Función de Coste de los Tanques	54
3.4.2.1. Definición de la función	54
3.4.2.2. Volumen de excavación vs. Volumen útil	58
3.4.3. Funciones de Coste de los Conductos	60
3.4.4. Funciones de Costes de Inundación	62

CAPÍTULO 4: CASO DE ESTUDIO

4.1. PRESENTACIÓN DEL CASO DE ESTUDIO: LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN.....	67
4.2. ANÁLISIS DE LA RED ORIGINAL CON EL ESCENARIO DE LLUVIA FUTURO	75
4.3. DECISIONES DEL PROCESO DE OPTIMIZACIÓN.....	80
4.3.1. Variables de decisión.....	80
4.3.2. Funciones de coste de la función objetivo.....	81
4.3.3. Escenarios de actuación	82
4.3.4. Parámetros del Algoritmo Pseudogenético	82
4.4. RESULTADOS TRAS EL PROCESO DE OPTIMIZACIÓN.....	83
4.4.1. Análisis de los resultados de las funciones de costes en España.....	83

Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

4.4.1.1.	Escenario 1	85
4.4.1.2.	Escenarios 2 y 3.....	87
4.4.1.3.	Resumen de los resultados de los tres escenarios	89
4.4.1.4.	Primera solución	92
4.4.1.5.	Segunda solución	94
4.4.2.	Análisis de los resultados para las funciones de coste en Colombia	97
4.4.2.1.	Escenarios 1 y 2.....	97
4.4.2.2.	Escenario 3	98
4.4.2.3.	Resumen de los resultados de los tres escenarios	99
4.4.2.4.	Solución de mínimo coste.....	100
4.4.2.5.	Solución a destacar por su baja inundación	102
4.4.3.	Comparación de funciones de costes entre España y Colombia	105
4.4.3.1.	Comparación de funciones de costes de conductos	105
4.4.3.2.	Funciones de costes de tanques.....	106
4.5.	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE LA PROBABILIDAD DE MUTACIÓN EN EL APG..	107
4.5.1.	Análisis de sensibilidad para el escenario 1	108
4.5.2.	Análisis de sensibilidad para el escenario 2	109
4.5.3.	Análisis de sensibilidad para el escenario 3	110
4.5.4.	Análisis de sensibilidad de la influencia de la probabilidad de mutación en la probabilidad de hallar buenas soluciones	111

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y DESARROLLOS FUTUROS

5.1.	CONCLUSIONES.....	114
5.2.	DESARROLLOS FUTUROS	117

CAPÍTULO 6: REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ejemplo de representación gráfica de distintas curvas IDF.	19
Figura 2. Cambio en la precipitación media anual en porcentajes sobre la base de las proyecciones de la media multimodelos para 2081-2100 en relación con 1986-2005 bajo dos escenarios RCP2,6 (izquierda) y RCP8,5 (derecha).	21
Figura 3. Obra en la red de saneamiento de Vitoria-Gasteiz (España).	22
Figura 4. De izquierda a derecha: situación natural o de pre-desarrollo, situación urbanizada – drenaje convencional y situación urbanizada – SUDS.	23
Figura 5. Vista del depósito de tormentas Cabañal – Eugenia Viñes.	34
Figura 6. Diagrama de flujo de los procesos de trabajo de un AG.	43
Figura 7. Representación de las codificaciones binaria (AG clásico) y numérica (AG propuesto, APG).	48
Figura 8. Representación gráfica de la muestra de datos que relacionan volumen de tanque frente al presupuesto.	55
Figura 9. Ajuste lineal y potencial de la curva de costes de tanques con los datos obtenidos en España.	57
Figura 10. Representación de diferentes curvas de ajuste potencial con variación del parámetro B.	58
Figura 11. Definición de la sección de un pozo. Ampliación de su sección transversal.	59
Figura 12. Comparación entre el volumen de excavación y el volumen útil en tanques de retención.	60
Figura 13. Representación gráfica de la muestra de datos de precios de conducciones (en €/m) en España frente a precios en Colombia (en €/m) y ajuste lineal de los datos.	61
Figura 14. Curvas de coste de inundación de tipo polinómico.	64
Figura 15. Representación gráfica comparativa de las funciones polinómica y adimensional, que relacionan profundidad de inundación frente a coste de inundación.	66
Figura 16. Ubicación de los polígonos que delimitan las áreas que drenan a los sectores de las redes de alcantarillado Chicó Norte y Chicó Sur. Localización de las tres estaciones pluviométricas más cercanas a la zona de estudio.	67
Figura 17. Esquema de la red de drenaje E-Chicó (señalización de los tramos de red local y troncal) y ubicación de la misma dentro de Chicó Sur.	68

Figura 18. Representación en SWMM 5.0 del esquema topológico de la red E-Chicó..	69
Figura 19. Mapa de contorno con los diferentes niveles de cotas de solera de los nudos de la red E-Chicó.....	73
Figura 20. Lluvia de diseño utilizada en el caso de estudio.....	76
Figura 21. Evolución de los caudales de inundación principales en la red E-Chicó.	77
Figura 22. Evolución de los caudales de inundación menores en la red E-Chicó.....	78
Figura 23. Representación en SWMM 5.0 de los nudos de la red de drenaje E-Chicó en los que se produce inundación durante el evento de lluvia considerado.	78
Figura 24. Curva de la frecuencia relativa acumulada frente al sobrecoste respecto del mínimo para el escenario 1 (conductos) en España.....	87
Figura 25. Curvas de la frecuencia relativa acumulada frente al sobrecoste respecto del mínimo para los escenarios 2 y 3 (tanques con B=1,000 y uso combinado de conductos y tanques con B=1,000) en España.....	88
Figura 26. Curvas de la frecuencia relativa acumulada frente al sobrecoste respecto del mínimo para los escenarios 2 y 3 (tanques con B=3,000 y uso combinado de conductos y tanques con B=3,000) en España.....	88
Figura 27. Curvas de la frecuencia relativa acumulada frente al sobrecoste respecto del mínimo para los escenarios 2 y 3 (tanques con B=6,000 y uso combinado de conductos y tanques con B=6,000) en España.....	89
Figura 28. Curvas de la frecuencia relativa acumulada frente al sobrecoste respecto del mínimo para los escenarios 2 y 3 (tanques con B=9,000 y uso combinado de conductos y tanques con B=9,000) en España.....	89
Figura 29. Curvas de influencia en los costes finales del parámetro B de la función de coste de tanques en España para los escenarios 2 y 3.....	91
Figura 30. Esquema de la red de drenaje donde se destacan las 17 conducciones repuestas de la primera solución (valores de B mayores que 1,000) para las funciones de coste en España.....	92
Figura 31. Esquema de la red donde se destacan los nudos con inundación de la primera solución (valores de B mayores que 1,000) para las funciones de coste en España.	93
Figura 32. Esquema de la red donde se destacan los cuatro depósitos instalados y las dos conducciones sustituidas de la segunda solución (valor de B equivalente a 1,000) para las funciones de coste en España.....	95
Figura 33. Esquema de la red donde se destacan los nudos inundados de la segunda solución (valor de B equivalente a 1,000) para las funciones de coste en España.....	96
Figura 34. Curvas de probabilidad acumulada frente a sobrecoste respecto del mínimo para los escenarios 1 y 2 de las funciones de coste en Colombia.....	98
Figura 35. Curvas de probabilidad acumulada frente a sobrecoste respecto del mínimo para el escenario 3 de las funciones de coste en Colombia.....	99

Figura 36. Esquema de la red donde se destacan los dos nudos inundados para la solución de mínimo valor de la función objetivo para las funciones de coste en Colombia.	101
Figura 37. Esquema de la red donde se destacan los cuatro depósitos instalados y los tres conductos sustituidos de la solución de mínimo valor de la función objetivo para las funciones de coste en Colombia.	102
Figura 38. Esquema de la red donde se destaca el nudo inundado para la solución interesante aportada para las funciones de coste de Colombia.....	103
Figura 39. Esquema de la red de drenaje donde se destacan los 5 tanques de tormenta y las dos tuberías repuestas para las funciones de coste de Colombia.	104
Figura 40. Curvas de probabilidad acumulada frente a sobrecoste respecto del mínimo valor de la función objetivo para los diferentes coeficientes β en el escenario 1 (Colombia).	109
Figura 41. Curvas de probabilidad acumulada frente a sobrecoste respecto del mínimo valor de la función objetivo para los diferentes coeficientes β en el escenario 2 (Colombia).	110
Figura 42. Curvas de probabilidad acumulada frente a sobrecoste respecto del mínimo valor de la función objetivo para los diferentes coeficientes β en el escenario 3 (Colombia).	111
Figura 43. Influencia del coeficiente β en la probabilidad de hallar buenas soluciones para los tres escenarios analizados con las funciones de coste de Colombia.	112

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Resultados de ajuste de la curva de costes de los tanques.....	56
Tabla 2. Costes de instalación (en €/m) de conductos de saneamiento de PVC en España.	61
Tabla 3. Valores de los coeficientes de las curvas de coste de diámetros.....	62
Tabla 4. Costes de conductos en España y Colombia.....	62
Tabla 5. Coeficientes de ajuste de las funciones de coste polinómicas de inundación.	63
Tabla 6. Ajuste de los coeficientes λ y b	65
Tabla 7. Valores del coeficiente C_{max} para los diferentes usos.	66
Tabla 8. Resumen de los componentes de las red de alcantarillado E-Chicó.	68
Tabla 9. Subcuencas de las que se compone la red E-Chicó con sus respectivos nudos de vertido, superficie de la subcuenca (en hectáreas) y porcentajes de área impermeable y de pendiente media de cada una de ellas.....	70
Tabla 10. Nudos o pozos de la red de drenaje E-Chicó con sus respectivos identificadores, cotas de solera, profundidades máximas y área de influencia de cada uno de los nudos.	71
Tabla 11. Nudo de descarga de la red de drenaje pluvial E-Chicó con su cota de solera.	73
Tabla 12. Conducciones de la red de drenaje E-Chicó con sus respectivos nudos inicial y final, longitudes y diámetros originales.	74
Tabla 13. Resultados de inundación en los nudos: caudal máximo, tiempo de inundación y volumen de inundación.	76
Tabla 14. Estimación de costes de inundación en cada nudo y totales a partir de las funciones de coste polinómica y adimensional.....	79
Tabla 15. Gama de diámetros nominales de los conductos.....	80
Tabla 16. Número de simulaciones, número de intervalos de clase, los valores mínimo y máximo, el rango y la amplitud para el escenario de conductos en España.	85
Tabla 17. Número de intervalos de clase redondeado, los nuevos valores mínimo y máximo, el nuevo rango, la nueva amplitud y la diferencia entre nuevo rango y rango para el escenario de conductos en España.	85
Tabla 18. Límites inferior y superior de los intervalos de clase, relación entre el límite superior y el mínimo, frecuencias absoluta, absoluta acumulada y relativa acumulada para la estimación de la probabilidad de hallar buenas soluciones (escenario 1 en España).	86

Tabla 19. Desglose del coste total (costes de inundación, de tanques y de conductos) y probabilidad o frecuencia relativa acumulada de hallar buenas soluciones para los escenarios en España (dependiendo del valor del parámetro B).	90
Tabla 20. Número de actuaciones (cuántas y de qué tipo) realizadas para los escenarios en España dependiendo del valor del parámetro B.....	90
Tabla 21. Comparación entre costes totales, volúmenes y costes de inundación de la red original y la primera solución en España.....	93
Tabla 22. Identificación de los 17 conductos repuestos, diámetro nominal, valor del diámetro arrojado por el genoma del APG, longitud de la conducción, coste por unidad de longitud y coste total del conducto para la segunda solución en España (valores del parámetro B mayores que 1,000).	94
Tabla 23. Comparación entre costes totales, volúmenes y costes de inundación de la red original y la segunda solución en España.	95
Tabla 24. Resumen de las principales variables relacionadas con los depósitos de retención existentes: costes asociados y total para la primera solución en España (valor del parámetro B=1,000).	96
Tabla 25. Resumen de las principales variables relacionados con los conductos repuestos: costes asociados y total para la primera solución en España (valor del parámetro B = 1,000).....	97
Tabla 26. Resumen de los costes mínimos de la función objetivo para cada escenario de las funciones de coste de Colombia y probabilidad de hallar buenas soluciones para cada uno.....	99
Tabla 27. Número de actuaciones (cuántas y de qué tipo) realizadas para los tres escenarios de las funciones de coste de Colombia.	100
Tabla 28. Comparación entre costes totales, volúmenes y costes de inundación de la red original y la solución de mínimo coste en Colombia.....	100
Tabla 29. Resumen de las principales variables para los tanques de tormentas instalados para la solución de mínimo coste en Colombia: costes asociados y total.	102
Tabla 30. Resumen de las principales variables para las conducciones repuestas para la solución de mínimo coste en Colombia: costes asociados y total.	102
Tabla 31. Resumen y comparación de los costes asociados y total para la solución de mínimo coste y la solución buena de 2 m ³ de inundación (ambas en Colombia).	103
Tabla 32. Resumen de las principales variables de los conductos para la solución buena de 2 m ³ de inundación (Colombia): costes asociados y total.....	104
Tabla 33. Resumen de las principales variables de los depósitos de retención para la solución buena de 2 m ³ de inundación (Colombia): costes asociados y total.	105
Tabla 34. Resumen y comparación de los costes asociados y total para el escenario 1 entre España y Colombia y probabilidad de hallar buenas soluciones.	106

Tabla 35. Resumen y comparación de los costes asociados y total para el escenario 2 entre España (con parámetro $B = 1,000$) y Colombia y probabilidad de hallar buenas soluciones.	107
Tabla 36. Probabilidades de mutación empleadas para cada escenario dependiendo del coeficiente β	108
Tabla 37. Resumen de los valores mínimos y máximo de la función objetivo obtenidos para los diferentes coeficientes β (escenario 1).	108
Tabla 38. Resumen de los valores mínimos y máximo de la función objetivo obtenidos para los diferentes coeficientes β (escenario 2).	109
Tabla 39. Resumen de los valores mínimos y máximo de la función objetivo obtenidos para los diferentes coeficientes β (escenario 3).	110
Tabla 40. Probabilidades de hallar buenas soluciones para los diferentes escenarios dependiendo de los coeficientes β	112

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. INTRODUCCIÓN A LAS REDES DE DRENAJE

Las redes de saneamiento (también denominadas redes de alcantarillado, de drenaje o las cloacas) constituyen una de las infraestructuras urbanas con menor visibilidad, pero mayor trascendencia en una población. Se caracterizan por transportar los fluidos en lámina libre (sin presión), esto es, en régimen normal de funcionamiento no van completamente llenas; aunque excepcionalmente, en circunstancias puntuales, pueden entrar en carga y funcionarían a tubo lleno (a presión).

El objetivo principal de un sistema de saneamiento es recoger el efluente de las acometidas de los usuarios y transportarlo hasta un centro de tratamiento de aguas residuales (EDAR). En el caso de las redes unitarias, a diferencia de las separativas, se transportan conjuntamente las aguas residuales junto con las aguas superficiales procedentes de lluvias. Estas aguas serán depuradas (hasta alcanzar un mínimo legal exigido) para su posterior vertido al medio receptor o reutilización en usos autorizados (riego de calles, campos de golf, agricultura, etc.).

No obstante, la única función de las redes de drenaje no reside en la mencionada misión higienista, sino también en la protectora hasta un determinado nivel frente a eventos de precipitación, puesto que evacúan las aguas pluviales, que resultan mayores en proporción volumétrica respecto a las residuales, más predecibles debido al consumo humano e industrial. Este nivel de protección de la red viene dado por el periodo de retorno T , que se podría definir como el valor esperado del período entre excedencias (en años). De ahí que el diseño tradicional de estas redes se haya basado principalmente en la predicción de las tormentas, a pesar del carácter aleatorio de esta variable meteorológica.

Indiscutiblemente, cuanto mayor sea el periodo de retorno de diseño de la red, el alcantarillado estará preparado, dimensionado, para trasegar un mayor volumen de flujo procedente de las aguas pluviales. Por consiguiente, menores daños tangibles (económicos) e intangibles (de cariz social, principalmente) acontecerán, pero también mayor resultará la inversión estructural. En esta tesitura, la elección del periodo de retorno T debería basarse en un balance entre el coste de la red y la disminución de los daños, pese a la complejidad en la evaluación de éstos. Además, el conocimiento de la normativa y legislación del emplazamiento donde se desee construir o rehabilitar la red resultará indispensable para el proyectista.

Habitualmente, los periodos de retorno de diseño suelen oscilar entre 5 y 15 años, a excepción de los niveles de protección para climas muy húmedos, alrededor de 2 años, o para otros caracterizados por lluvias torrenciales otoñales, como el clima mediterráneo en la ciudad de Valencia, donde es de 25 años (según la última actualización de la Normativa de 2003, conservado desde 1987). Sin embargo, la disyuntiva entre costo y riesgo tiende a ser resuelta a priori por decisión política.

A partir de las curvas IDF (que relacionan los conceptos de intensidad de precipitación, duración de la tormenta y frecuencia o periodo de retorno del evento), se puede constatar que para una misma duración del evento de lluvia un mayor periodo de retorno del mismo llevará asociado una mayor intensidad media máxima anual de precipitación, que, a su vez, generará un mayor volumen de precipitación (Figura 1). Este volumen de precipitación creará un mayor volumen de escorrentía, que forzará que la red de saneamiento transporte un mayor volumen de agua, pudiendo ser el volumen de la propia red superado, sobrecargándola (aumentando el riesgo de rotura y colapso de las estructuras de conducción), y evacuando y rebosando los excedentes al exterior, produciendo inundaciones que no únicamente provocan problemas asociados a la cantidad de agua de las mismas, sino que también constituyen un foco de infecciones y enfermedades debido a su carga contaminante.

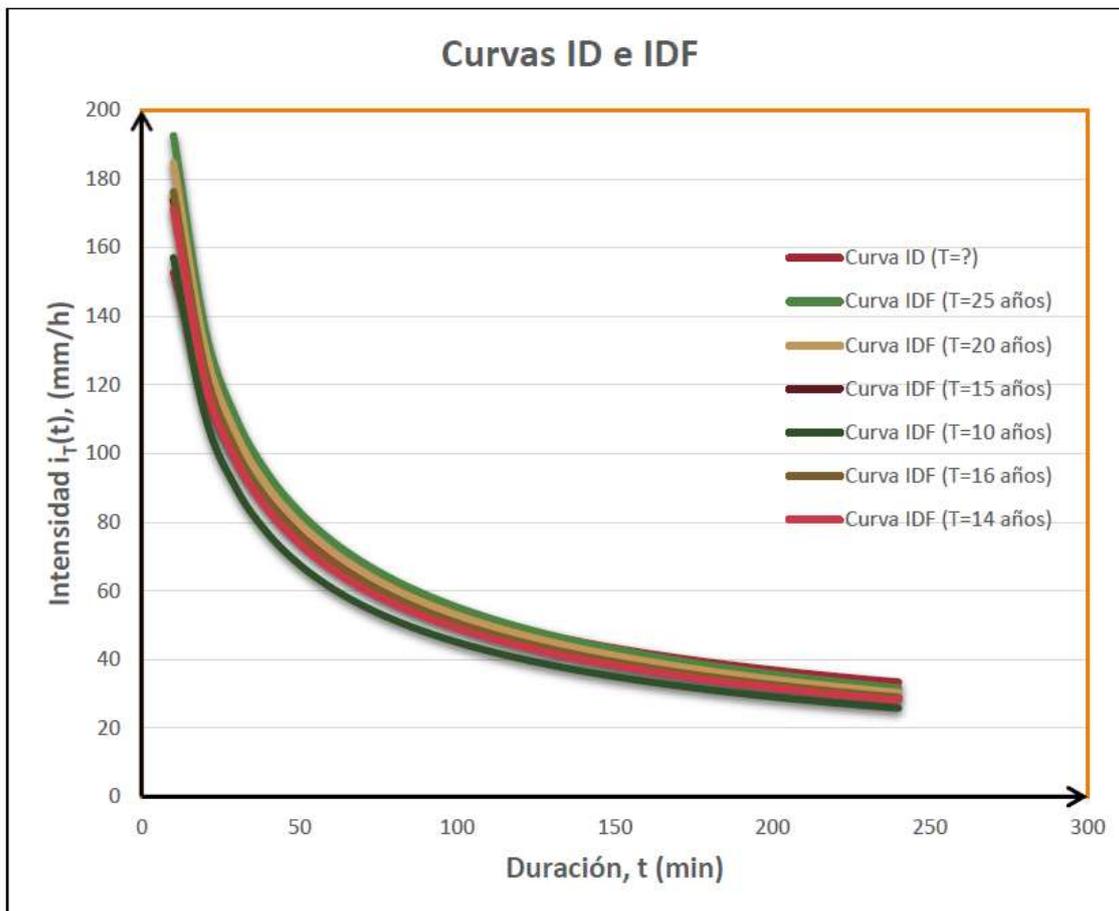


Figura 1. Ejemplo de representación gráfica de distintas curvas IDF.

1.2. PROBLEMAS EN LAS REDES DE SANEAMIENTO

En el contexto actual, existen dos problemas que van a condicionar y afectar al diseño de las redes de alcantarillado y que podrán ser causa del mayor riesgo de sobrecarga y de inundaciones urbanas (las inundaciones externas, provocadas por cuencas vertientes más allá de la ciudad, tienen otras soluciones):

- Por un lado, la urbanización creciente.

Durante siglos, la población urbana fue creciendo paulatinamente. A partir del siglo XIX, con el boom de la Revolución Industrial, comenzó a producirse la migración masiva de las personas que vivían en entornos rurales a las ciudades (éxodo rural) para poder satisfacer la necesidad de mano de obra, creciendo rápidamente las urbes en tamaño. La urbanización creciente de las ciudades propició la extensa impermeabilización de los terrenos de éstas y, consecuentemente, la alteración de los procesos hidrológicos involucrados: se perdió capacidad drenante de los suelos, que propició la reducción de la infiltración y del flujo base (esenciales para la recarga de los acuíferos), provocando un aumento de la escorrentía superficial y una disminución en la evapotranspiración, al reemplazar gran parte de la vegetación natural por estructuras humanas.

Esta situación antagónica a la de pre-desarrollo condujo a una generación de un mayor volumen de escorrentía y una disminución del tiempo de respuesta de la cuenca para evacuarlo, que, combinados, acabaron produciendo un aumento muy considerable de los caudales pico. El enfoque tradicional de resolver la problemática fue eliminar los excesos de escorrentía pluvial cuanto antes, trasladando el agua mediante tubos rápidamente fuera de la ciudad. Los cauces urbanos fueron canalizados y el alcantarillado fue diseñado para captar y conducir toda el agua de escorrentía superficial. De ahí surgió el drenaje convencional.

En estas zonas urbanas, los graves problemas de inundaciones y la degradación de los cauces naturales, que han perdido su riqueza natural y su capacidad de respuesta ante las crecidas, como consecuencia de una extensa impermeabilización de dichas zonas y un deterioro del sistema de recolección de aguas pluviales (incapaces de absorber la cantidad de agua adicional procedente de zonas con nuevos desarrollos urbanos) han producido una deficiencia grave en la gestión de escorrentías, tanto en cantidad (volumen) como en calidad.

- Por otro lado, el cambio climático.

Los expertos del IPCC (“Panel Intergubernamental del Cambio Climático”) anuncian que “es muy probable [...] que los episodios de precipitación extrema sean más intensos y frecuentes en muchas regiones” (IPCC, 2014). Esta alteración de los fenómenos meteorológicos (Figura 2) se debe al efecto antrópico: “La influencia humana en el sistema climático es clara, y las emisiones antropógenas recientes de gases de efecto invernadero son las más altas de la historia. Los cambios climáticos recientes han tenido

impactos generalizados en los sistemas humanos y naturales.” (IPCC, 2014). Así pues, los efectos del cambio climático llegarían a afectar a todos los procesos hidrológicos, y que unidos a la urbanización creciente y a la ampliación de las ciudades, que claramente han alterado el ciclo hidrológico en la situación de pre-desarrollo, conducirían a un aumento de la probabilidad de sobrecarga de las redes de saneamiento y de los efectos asociados a ésta: mayor riesgo de colapso y rotura de los elementos estructurales del alcantarillado y, sobre todo, de inundaciones.

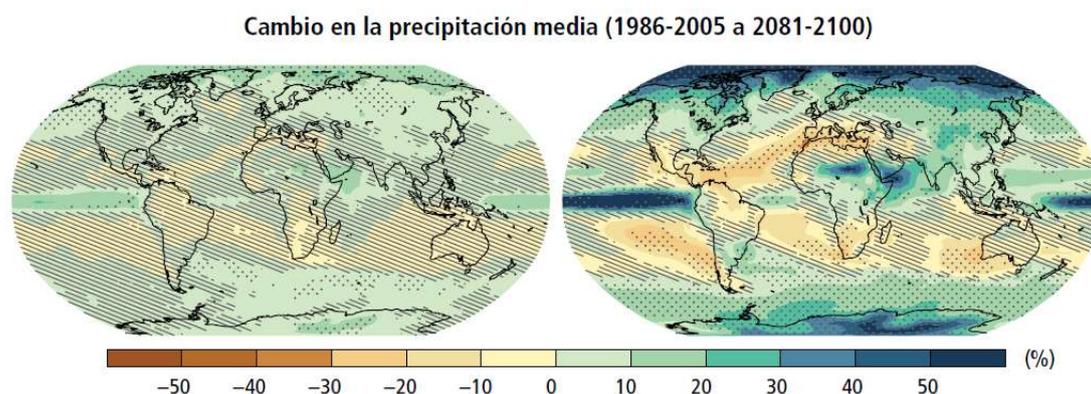


Figura 2. Cambio en la precipitación media anual en porcentajes sobre la base de las proyecciones de la media multimodelos para 2081-2100 en relación con 1986-2005 bajo dos escenarios RCP2,6 (izquierda) y RCP8,5 (derecha)¹.

1.3. POSIBLES ACTUACIONES

En este escenario hipotético de aumento del riesgo de inundaciones urbanas, entran en juego diferentes alternativas para mitigar ese riesgo. Las posibles soluciones se pueden agrupar en dos enfoques: el tradicional y el innovador.

1.3.1. El enfoque tradicional

Tradicionalmente, el modo de gestionar las aguas de lluvia en cuencas urbanas se ha basado en evacuar lo más rápidamente posible el agua, conduciéndola a través de redes de tuberías a un medio receptor, independientemente del impacto (tanto en cantidad como en calidad) que estas aguas pudieran causar aguas abajo. El objetivo principal radicaba en reducir al máximo el riesgo de inundaciones.

En esa línea, la solución clásica por antonomasia para rehabilitar y/o adaptar las redes de drenaje se ha centrado únicamente en las redes de conducciones (Figura 3), ya fueran unitarias o separativas. Así, la principal alternativa para desaguar los volúmenes de inundación ha sido el aumento proporcional de la capacidad hidráulica de las redes de

¹ Fuente: IPCC, 2014

Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

drenaje, a partir del incremento de diámetros de aquellos conductos (reposición) con mayor probabilidad de entrar en carga. Estas obras conllevan exhaustivas operaciones de mantenimiento.

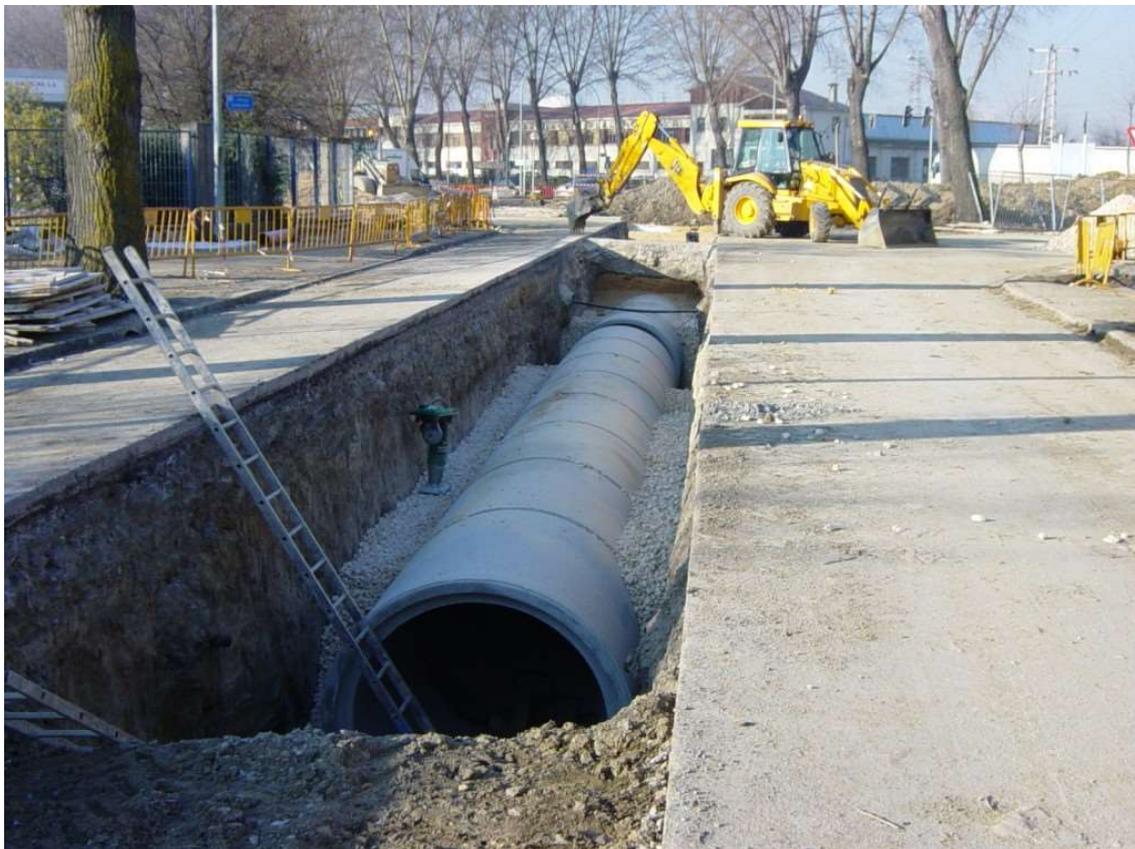


Figura 3. Obra en la red de saneamiento de Vitoria-Gasteiz (España)².

1.3.2. El enfoque innovador

A comienzos de la década de 1970-1980, se instala una idea más integrada de los procesos relacionados con la hidrología urbana: el drenaje de las aguas pluviales pasa a ser concebido y tratado como parte de un concepto más amplio, la Gestión Integrada del Agua Pluvial. Frente al enfoque tradicional, que mantenía que la gestión del agua se basaba en la resolución del problema del agua, que había que evacuar de la manera más rápida posible, surge esta nueva concepción que considera que la gestión del agua se consigue solventando el problema entre el medio natural y el medio construido y trata de paliar los efectos medioambientales negativos. De ahí que aparezcan los SUDS (de sus siglas anglosajonas: “Sustainable Urban Drainage Systems”, que traducidas “Sistemas de Drenaje Urbano Sostenible”). Estos procedimientos están destinados a que el sistema global de saneamiento mejore su eficacia en la recogida, transporte y depuración de las aguas de escorrentía. La filosofía de los SUDS se basa en una clara premisa: tratar de imitar o reproducir, de la manera más fiel posible, las condiciones

² Fuente disponible en: <http://www.gasteizhoy.com/bajo-el-suelo-de-vitoria-la-red-de-saneamiento/> (acceso 03/09/16).

Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

previas al desarrollo urbano, un acercamiento a la situación de pre-desarrollo de la sociedad (Figura 4). El objetivo radica en minimizar los riesgos derivados de las escorrentías urbanas (tanto en cantidad como en calidad, tanto en origen, durante su transporte y en destino) y maximizar el valor añadido de las soluciones.



Figura 4. De izquierda a derecha: situación natural o de pre-desarrollo, situación urbanizada – drenaje convencional y situación urbanizada – SUDS³.

Los caminos o estrategias de actuación para reproducir el ciclo hidrológico natural previo a la urbanización o actuación humana a partir de la apuesta por las Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible (TDUS) o SUDS serían:

- La potenciación de la infiltración y el flujo base, que permitirían la recarga de los acuíferos.
- La retención y laminación en origen.
- El almacenamiento y reaprovechamiento del recurso (reutilización de las escorrentías pluviales).
- La descentralización de la gestión (tanto en calidad como cantidad),
- La eliminación de contaminantes con la vegetación.
- La mejora del desarrollo urbano de calidad, maximizando la integración paisajística como los valores social y ambiental de las actuaciones.
- La potenciación de los usos combinados.
- La preservación, protección y restauración de los ecosistemas urbanos.

1.4. EL VALOR AÑADIDO: LA OPTIMIZACIÓN TÉCNICO-ECONÓMICA

Una vez definida la tormenta de diseño que acaba sobrecargando la red de drenaje e inundando la cuenca urbana, existe un extenso abanico de medidas que pueden solucionar o paliar las consecuencias del evento. Como se ha comentado en el apartado anterior, estas medidas abarcan desde las técnicas de drenaje urbano sostenible, SUDS

³ Fuente disponible en: <http://www.sfwater.org/modules/showdocument.aspx?documentid=9020> (acceso 03/07/16). Imagen editada.

(de sus siglas anglosajonas, “Sustainable Urban Drainage Systems”), donde se incluyen los depósitos de retención, hasta la clásica reposición de las conducciones de la red para aumentar la capacidad de transporte de la misma.

Para una determinada red de saneamiento, existirá un sinnúmero de combinaciones posibles de las anteriores actuaciones que podrán ser instaladas. En esta tesitura, los modelos matemáticos del drenaje urbano desempeñan un rol fundamental, puesto que permiten simular y comprobar la eficiencia de las medidas para reducir caudales pico y, por ende, laminar el hidrograma de avenida.

Por otro lado, la variable del ahorro monetario cada vez resulta más empleada en el campo de la ingeniería y se ha extendido a otros ámbitos del conocimiento y de la sociedad, debido principalmente a una mayor concienciación del ser humano por la energía y la escasez de recursos de los que disponible. En este contexto actual, la optimización técnico-económica cumple una tarea esencial para lograr disminuir el presupuesto final de la obra civil a realizar. De este modo, dados un modelo de la red perfectamente delimitado y calibrado y una lluvia de diseño de determinado periodo de retorno T , se preferirá invertir en el conjunto de medidas que eliminen al máximo los potenciales daños y cuyo coste resulte el mínimo posible.

De los tipos de soluciones mencionadas en el presente escrito, se estudiarán en profundidad aquellas medidas estructurales una vez que la escorrentía urbana trasiega por la red de drenaje. Concretamente, el trabajo se focalizará en desarrollar una metodología para la ubicación y dimensionado preliminar del tanque o tanques necesarios en un sistema para poder controlar de forma efectiva las potenciales inundaciones ante una tormenta de diseño dada. De forma análoga, se realizará con los conductos: diagnosticándolos y restituyéndolos.

1.5. OBJETIVOS DEL TRABAJO

1.5.1. Objetivo general

El objetivo central del presente trabajo es optimizar a partir de un modelo heurístico el número, tamaño y ubicación de los depósitos que sería necesario instalar en una red de drenaje de aguas pluviales para mitigar las inundaciones. También se añade la posibilidad de rehabilitación de conducciones que conforman esa red de saneamiento.

Se partirá de un modelo matemático calibrado de una determinada red en SWMM, sobre la cual se habrá realizado ya el estudio hidrológico a partir de una lluvia de diseño considerada adecuada de acuerdo a la probabilidad de riesgo que se desee asumir. Dicho modelo hidráulico inicial genera inundaciones en diferentes puntos del sistema. El objetivo del trabajo y del modelo de optimización es definir las actuaciones necesarias, sin utilizar control en tiempo real, que permitan reducir las inundaciones.

Para ello, las opciones a considerar de forma general son: definición de potenciales ubicaciones y tamaños de los tanques de tormenta que sería necesario instalar, determinación de potenciales conductos (con sus nuevos diámetros) que deberían rehabilitarse y uso combinado de las dos soluciones anteriormente planteadas, esto es, reposición de conducciones y construcción de nuevos depósitos de retención. El planteamiento del problema de optimización se realizará para varios casos, cuya red de origen será común, en que se estudiarán las diferentes alternativas posibles y se finalizará con su ulterior comparación.

1.5.2. Objetivos específicos

Para solucionar el problema central de este trabajo es necesario abordar una serie de hitos, que se detallan a continuación:

- Revisar las investigaciones realizadas en la influencia del cambio climático en las redes de drenaje urbano.
- Revisar las investigaciones realizadas en el empleo de SUDS, tanques de tormenta y conducciones en la rehabilitación de redes de drenaje urbano.
- Realizar una revisión acerca de las investigaciones realizadas en la aplicación de técnicas heurísticas, especialmente los algoritmos genéticos, a la rehabilitación de las redes de drenaje urbano.
- Formular las hipótesis de partida y definir las variables de decisión del problema de optimización.
- Establecer los costes que agrupará la función objetivo.
- Definir tanto las funciones de coste de los conductos como las de los depósitos de retención.
- Definir la función que relaciona la penalización económica por inundación.
- Optar por el volumen de excavación o el volumen útil para los depósitos de retención.
- Presentar la red de alcantarillado seleccionada como caso de estudio para la aplicación de la metodología desarrollada.
- Aplicación de la metodología al caso de estudio seleccionado.
- Obtención y análisis estadístico de los resultados para tres escenarios: sólo conductos, sólo depósitos o uso combinado de ambas actuaciones.
- Comparación de resultados entre escenarios para unas mismas funciones de coste.

- Demostrar si el algoritmo pseudogenético es sensible al parámetro de la probabilidad de mutación y si influye la cantidad de variables de decisión del problema en esta sensibilidad.
- Resumen de los principales logros alcanzados a lo largo de la investigación y fijación de hitos para mejorar la metodología creada en el futuro.

1.6. ESTRUCTURA DEL TRABAJO

En el presente capítulo, se comentan las principales misiones de las infraestructuras de las redes de drenaje, destacando dos problemas que vienen afectando y que pueden llegar a tener más impacto en un futuro no tan lejano en su diseño o a la rehabilitación de las mismas: el cambio climático y la urbanización creciente. Para paliar los efectos de estos problemas (aumento del riesgo de sobrecarga de las conducciones y, con ello, del riesgo de inundación urbana), se aportan dos enfoques: el tradicional, basado en ampliar la capacidad hidráulica de la red a partir del incremento de los diámetros de las conducciones que la componen, y otro más novedoso, que pretende incorporar estructuras que aumenten la capacidad de infiltración que se ha perdido con la impermeabilización en las ciudades o la capacidad de retención en las redes de saneamiento. No obstante, de todas las soluciones técnicas posibles, también pretende dársele al trabajo un valor adicional a partir de la optimización económica. Por último, se finaliza con el objetivo general a acometer en dicho trabajo, que se desglosa en una serie de objetivos más específicos. La estructura del trabajo es un resumen del contenido de los capítulos que componen esta memoria de la investigación.

En el segundo capítulo, se revisó el estado actual del conocimiento para numerosos investigadores y la doctrina en la influencia del cambio climático y la urbanización creciente en las redes de saneamiento. También se estudiaron las diferentes soluciones del enfoque novedoso implementadas para el drenaje pluvial: los SUDS. En el apartado referido a los SUDS, se describieron las características y funcionalidades de los depósitos de retención. En cuanto al valor adicional del trabajo, se revisaron las diferentes técnicas de optimización, profundizando en las de tipo heurístico. De entre todos los métodos heurísticos, se analizaron los procesos de los que constan los algoritmos genéticos y en qué están basados. Se aportaron las investigaciones realizadas acerca de la implementación de los algoritmos genéticos en el saneamiento. Por último, se comentaron las principales diferencias del Algoritmo Pseudogenético empleado respecto de los AG tradicionales y se definieron los parámetros de los que constaba dicho APG.

El proceso seguido para alcanzar los resultados es la metodología. En el capítulo 3, para formular el problema de optimización a resolver por el APG (Algoritmo Pseudogenético), se plantearon las hipótesis de partida y las variables de decisión del mismo, pudiéndose definir a partir de estas variables la función objetivo a minimizar. Esta FO agrupaba

diferentes funciones de coste: de inundación, de depósitos y de conducciones, que fueron establecidas realizando ajustes a muestras de datos obtenidos para España y para Colombia.

En el capítulo 4, el caso de estudio representa la implementación de la metodología propuesta a partir del modelo pseudogenético. Primeramente, se presenta el caso de estudio: un subsector de la red de drenaje pluvial en Bogotá, E-Chicó, con sus diversas características de los nudos, subcuencas que drenaban a los nudos y conducciones originales. En E-Chicó, se analizaron los daños desde el punto de vista económico que acontecían tras el evento de una tormenta de diseño dada. Se analizaron tres escenarios de actuación (tanto para las funciones de coste de España como para las de Colombia): con la reposición única de conducciones, con instalación exclusivamente de depósitos de retención y con el uso conjunto de las dos anteriores medidas. Estos tres escenarios fueron analizados estadísticamente de modo independiente en base a las funciones de coste empleadas. Para cada país, se aportaron diferentes soluciones de mitigación de los volúmenes de inundación. Se finalizó con un estudio comparativo de las funciones de coste entre ambos países y un análisis de sensibilidad de la función objetivo a la probabilidad de mutación.

En el capítulo 5, se resumieron los principales logros alcanzados en este trabajo y se plantearon los caminos o directrices a seguir en desarrollos posteriores, con el propósito de mejorar la metodología creada para la optimización de redes de drenaje mediante el uso del Algoritmo Pseudogenético (APG).

En el capítulo 6, se agruparon las referencias bibliográficas y fuentes empleadas para la elaboración de este trabajo.

CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE

2.1. ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO SOBRE DOS CAUSAS ASOCIADAS A LAS INUNDACIONES

Prácticamente no queda rama de la ciencia, especialmente de aquéllas que guardan relación directa con los fenómenos naturales que acontecen en el medio ambiente, en la que no se haya estudiado la influencia del cambio climático. Muy probablemente el drenaje de aguas pluviales (tanto rural como urbano) sea uno de los campos dentro de la ingeniería hidráulica en que más puedan llegar a percibirse los efectos del cambio climático. Resulta lógico, por tanto, que Mailhot y Duchesne (2010) constataran que el cambio climático va a influir en la concepción clásica del diseño de las redes de drenaje. El concepto de periodo de retorno, cuestionable en un entorno no-estacionario, podría llegar a variar, al igual que el periodo de vida útil de la obra. Todos estos conceptos deberían ser integrados en un nuevo contexto climático, que daría lugar a una nueva concepción del diseño de las redes de drenaje.

Para la cuenca del río Bronx, en Nueva York, Zahmatkesh et al. (2015) analizaron tres escenarios de cambio climático. El análisis mostró incrementos de hasta el 80 % del caudal pico bajo los efectos del cambio climático. Estos aumentos revelaron la clara necesidad de considerar los efectos del cambio climático en el diseño del drenaje de las aguas de lluvia con el fin de mitigar sus efectos en la escorrentía urbana. También Kirshen et al. (2015) presentaron un análisis de vulnerabilidad en que se mostraba que la métrica de diseño original de la red resultaba ineficiente para determinados volúmenes de inundación para las condiciones presentes y aún más para la envolvente de los distintos escenarios de cambio climático. Por ello, dieron un paso más allá y plantearon varias estrategias de adaptación al cambio climático.

El cambio climático no únicamente afectaría a los diseños de los conductos de las propias redes de drenaje, sino también a medidas de tipo estructural que se han construido en ellas como los tanques de tormenta. Es, por ello, que autores como Andrés-Doménech et al. (2012) han estudiado la eficiencia de los tanques de tormenta en Valencia bajo condiciones de variabilidad climática. Mostraron en base a los resultados que la resiliencia de los tanques probablemente se beneficiaría de la filtración (la transformación precipitación – escorrentía) del cambio climático operada por la cuenca urbana. No obstante, concluyeron que sería necesario el rediseño sustancial de estos tanques de tormenta debido al cambio de régimen de precipitaciones.

A diferencia de los autores anteriores, que predicen y luego adaptan, Gersonius et al. (2012) proponen una concepción más flexible en el diseño de las redes de drenaje aplicando un análisis de estrategias RIO (reales en cuanto a opciones) no-estacionario para las redes bajo los escenarios de elevado grado de incertidumbre de cambio climático.

La doctrina dedicada al saneamiento no sólo se ha centrado en estudiar el fenómeno del cambio climático en sí, sino que lo ha integrado con otro causante de los efectos de inundación urbana, como es la impermeabilización de los suelos de las ciudades. Sebti et al. (2016) realizaron un trabajo en cuencas de Montreal (Canadá) del impacto del cambio climático (aumentando de 0 a 25 % las intensidades de lluvia) y de la urbanización (incrementando en 25 % también los índices de impermeabilidad de las subcuencas). A partir de los resultados, concluyeron que el impacto de la urbanización en los vertidos era más pronunciado que en el caso del cambio climático, mientras que éste sí que tenía un efecto más marcado en la sobrecarga de las conducciones respecto a la de una mayor impermeabilización. Duan et al. (2016) también contrastaron que dos de los factores con mayor influencia sobre el diseño de las redes de drenaje urbano eran la intensidad de lluvia y la permeabilidad de la cuenca, además de los tamaños de las conducciones, que podían llegar a simplificarse en: la meteorología urbana y la situación de desarrollo en la cuenca.

2.2. ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO EN SUDS

En las últimas décadas, el principio de “todo al saneamiento tan rápido y lejos como sea posible” ha quedado obsoleto y ha dado paso al de “retención e infiltración cuanto antes y cuanto más lejos sea posible”. Este cambio de filosofía a una más ambientalista ha supuesto que el ámbito del drenaje urbano haya experimentado avances muy notables, que han contribuido a la introducción de una serie de términos (siglas anglosajonas, principalmente) como las siguientes: SUDS (“Sustainable Urban Drainage Systems”), GI (“Green Infrastructure”), BMP (“Best Management Practices”) y otras prácticas como las LID (“Low Impact Development”) o las WSUD (“Water Sensitive Urban Design”), entre otras. A pesar de la variopinta procedencia geográfica de todas estas siglas, Fletcher et al. (2014) pretenden y abogan por emplear cada uno de estos términos para el mismo significado, al igual que en otros ámbitos científicos y/o técnicos, con el fin principal de unificar la terminología y evitar confusiones, malentendidos y ambigüedades entre éstos.

Los techos verdes, también conocidos como cubiertas vegetadas, se tratan de una de las técnicas de “Infraestructura Verde” (GI) más extendidas. Li y Babcock (2015) los definieron como “una de las mejores prácticas para la gestión del agua de lluvia (BMP), amigable con el medio ambiente para la reducción del volumen, del caudal pico y para el retraso máximo de la escorrentía de las aguas pluviales en tejados impermeables”.

Los dos investigadores emplearon una herramienta de modelación llamada HYDRUS-2D (con previa calibración de parámetros) para simular los procesos hidrológicos en cubiertas verdes. Establecieron ecuaciones de regresión para predecir su comportamiento para distintas alturas de precipitación y lograron constatar que la profundidad media de suelo empleada en sus estudios (de 10 a 20 cm) resultaba ineficiente en términos de control de escorrentía para gestión de las aguas pluviales. Por consiguiente, se precisaban de mayores profundidades de suelo poroso para dicho propósito en determinado emplazamiento.

Se han creado más modelos y herramientas de modelación para reproducir o predecir el comportamiento de los techos verdes, previamente a su instalación, y poder verificar si cumplen con dicha funcionalidad. Jayasooriya y Ng (2014) revisaron las herramientas más recientes y las compararon. Consideraron fundamental la necesidad de compatibilidad de estos modelos con las últimas tecnologías de integración, ciberinfraestructura, modelación de cuencas y una interfaz GIS (Sistemas de Información Geográfica). Estas compatibilidades permitirían una mejor y mayor simulación de estas prácticas sostenibles, que proporcionan múltiples beneficios medioambientales, económicos y sociales.

Aportando variabilidad climática en los datos para los estudios sobre el funcionamiento de las cubiertas vegetadas (escogiendo cuatro localizaciones en Reino Unido), Stovin et al. (2015) analizaron y compararon su comportamiento. Tras la investigación, pudieron declarar que “la retención y detención están estrechamente correlacionadas con la altura de precipitación del evento” y que “los sistemas de techos verdes presentan características que permiten la detención, puesto que la detención también incorpora los efectos de la retención”. Sebti et al. (2014) también hubieran añadido que “la retención mejora el comportamiento hidráulico de una red de drenaje aguas abajo de la misma”. Prosiguiendo con los techos verdes, Carson et al. (2015) compararon observaciones a gran escala y predicciones en cuatro modelos hidrológicos de las capturas de precipitaciones en los techos verdes a partir de índices de eficiencia. La detención como principal estrategia de actuación propusieron Duan et al. (2016) a partir del diseño multiobjetivo de tanques para redes de saneamiento. De su investigación, concluyeron que todo diseño debe contemplar un análisis de incertidumbre a partir de un análisis estocástico.

Otros autores como Sebti et al. (2016) optimizaron e implementaron 4 alternativas BMP en redes de drenaje. Y se encargaron de contrastar sus beneficios en retención e infiltración, que contribuían a mitigar los efectos del cambio climático, la urbanización y el envejecimiento de las redes. También otras prácticas LID, de “bajo impacto en el desarrollo”, han sido modeladas para la gestión de la escorrentía del agua de lluvia. Zahmatkesh et al. (2015) lo trabajaron con el modelo hidráulico SWMM de la Agencia de Protección del Medio Ambiente (USEPA). Simularon escenarios de precipitación

proyectados de cambio climático en una cuenca de la ciudad de Nueva York: uno de precipitación máxima, media y mínima. A partir de los resultados, afirmaron el efecto potencialmente beneficioso de las LID para la mitigación del volumen de escorrentía y reducción del caudal pico. No obstante, en el escenario de precipitación máxima, la implementación de LID no fue considerable.

Para el proyecto en el que se ha estado colaborando (Saldarriaga et al., 2014), se realizó un estudio en la ciudad de Bogotá en el que se pretendía evaluar la capacidad de retención o reducción de caudales pico mediante el uso de las estructuras de techos verdes en un subsector de la red de drenaje Chicó Sur. Se llevó a cabo el análisis mediante la herramienta LID Control, incluida en el software SWMM. Dicha herramienta permite modelar la inclusión de distintos sistemas como las cunetas verdes, las celdas de biorretención y los mismos techos verdes en las redes modeladas. Se analizaron distintos escenarios, algunos realistas y otros más extremos, para evaluar los efectos cortoplacistas y otros a largo plazo (de 5 meses de duración) a partir de la modelación de techos verdes.

Tras el análisis de los casos, se concluyó que “los techos verdes no generan el impacto esperado para el escenario propuesto, que es la reducción significativa de los caudales pico en el sistema debido a las lluvias de la ciudad; por lo tanto, se podría afirmar que ésta no es una alternativa viable para tales propósitos. Se consideró, entonces, que el campo de aplicabilidad de los techos verdes es uno más bien enfocado al control de flujo de calor y producción de oxígeno en las ciudades, que es el enfoque con el que el mundo ha estado adoptando estas nuevas tendencias. Ya que se demostró que para obtener reducciones significativas en los caudales pico se debe recurrir a medidas extremas, como considerar todo el área cubierta por techos verdes o considerar techos verdes masivos, que no son el tipo de estructuras que se pueden encontrar y/o implementar tradicionalmente en una ciudad.”

2.2.1. Los depósitos de retención

La gestión integral del drenaje urbano afronta dos problemáticas asociadas a las escorrentías en entornos urbanos:

- **El incremento de las escorrentías en entornos urbanos.** Factores evolutivos como el crecimiento de las áreas urbanas, del área impermeable en éstas o la adaptación a una red existente han provocado consecuencias como la generación de mayores volúmenes de escorrentía y tiempos de respuesta menores. Por tanto, caudales pico mayores, aumentando el riesgo de incapacidad de la red, que puede desembocar en inundaciones.
- **La contaminación de las escorrentías urbanas.** La contaminación de fuentes difusas, tanto procedentes de la atmósfera como de la propia cuenca, como el lavado de sedimentos de tiempo seco que se produce en las redes unitarias

suponen grandes modificaciones importantes en cuanto a la masa contaminante en las escorrentías de tipo urbano.

Las actuaciones en el ámbito de la gestión integral del drenaje urbano se pueden clasificar:

- Según el grado de intervención en la red
 - Medidas no estructurales
 - Medidas estructurales
- Según la parte del sistema en la que se aplican:
 - Control en origen o aguas abajo
 - Control de fuentes o de escorrentías

Una de las actuaciones más utilizadas en el ámbito de la gestión del drenaje urbano y que muchos expertos en la materia incluyen como una tipología de BMP es la de los depósitos de retención. Se trata de una medida estructural de control de escorrentías aguas abajo de su instalación. Permiten el almacenamiento temporal de excedentes con objetivos de calidad y cantidad. Pueden clasificarse dependiendo de distintos criterios:

- **Según el objetivo principal del depósito:**

Los depósitos de laminación (anti-inundación) mitigan las incapacidades de la red aguas abajo, reducen las inundaciones y protegen a las depuradoras frente a variaciones bruscas de caudal. En cambio, el depósito anti-DSU (tanque de tormentas) tiene una misión más asociada a reducir vertidos al medio receptor y controlar la contaminación en episodios de lluvia. También existe una variante híbrida entre las dos anteriores, los depósitos mixtos, que cumplen funciones de laminación (cantidad) y de anti-DSU (calidad).
- **En cuanto a la situación funcional del depósito en la red, se distinguen tres tipos:**
 - En línea (en serie, sin derivación). Se ubican en la misma traza del colector, pasando todo el flujo por el depósito. En esta tipología puede emplearse un aliviadero más efectivo “by-pass” para evitar que grandes tormentas entren al depósito.
 - Fuera de línea (en paralelo, con derivación). A diferencia de los depósitos en serie, se encuentran separados de la traza del colector y existe un control del flujo entrante al depósito. Al igual que en el caso anterior, pueden emplearse los aliviaderos aguas arriba o aguas abajo del depósito.
 - Combinados, que pueden ser tanto en serie, en paralelo o en serie-paralelo. Tienden a ser más complejos en diseño, concepción y explotación y aúnan las ventajas de ambos sistemas.

- **En cuanto a la interacción con el entorno:**

Los depósitos pueden estar enterrados o a cielo abierto. Los enterrados tienden a ser empleados en zonas urbanas más consolidadas (en sistemas unitarios y pluviales), hecho que dificulta la compatibilización con otros usos, a diferencia de los a cielo abierto, que tienden a instalarse en zonas menos urbanizadas, generalmente rurales. La interacción con el sistema separativo pluvial facilita la compatibilidad con otros usos (agrícolas, principalmente). En cuanto al mantenimiento y coste de ejecución de ambas tipologías, los enterrados exigen un coste más elevado que los de a cielo abierto, a pesar de que el mantenimiento resulte más asequible debido a los dispositivos hidráulicos de limpieza.

Como bien se ha comentado, los depósitos de retención se tratan de estructuras que facilitan el almacenamiento de las aguas pluviales de manera temporal con el propósito de reducir los caudales pico. Deben conocerse sus efectos beneficiosos y limitaciones, antes de su instalación:

Sus múltiples ventajas:

- Amortiguan los caudales pico y, por tanto, desciende el riesgo de inundación.
- Resultan una solución simple y razonable en cuanto a efectividad económica para la retención, logrando almacenar volúmenes significativos de agua de lluvia, más que otros sistemas BMP.
- Ideal para zonas con limitaciones espaciales, puesto que pueden ser enterrados.
- Apropriados para áreas inadecuadas para la infiltración (ciudades).
- Carácter versátil: amplia variedad de localizaciones y tamaños.
- Requieren un mínimo mantenimiento a largo plazo.

Aunque también constan de las siguientes limitaciones:

- Debido a que se encuentran bajo tierra, comportan altos costes de excavación e instalación, que pueden incrementarse en áreas densamente urbanizadas.
- Se consigue un mínimo tratamiento de calidad del agua.
- Paisajísticamente, con su instalación, el entorno no resulta más estético o se beneficia ecológicamente de ellos cuando no están en funcionamiento.
- En el ámbito de la Seguridad y Salud de los operarios o visitantes autorizados al recinto, al tratarse de un espacio confinado, los tanques deberán ser lo suficientemente grandes como para cumplir los requisitos de entrada a estos lugares encerrados.

En cuanto a recomendaciones para el diseño de los tanques de retención (Figura 5), éstos pueden ser dimensionados para cualquier área de drenaje, pero son más eficientes

Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

para superficies menores de 4 hectáreas. Por lo general, se suelen construir de hormigón estructural reforzado y permiten ser instalados bajo calles.

Con el propósito de laminar, los depósitos anti-inundación pretenden solucionar los problemas de incapacidad de la red aguas abajo del mismo, de modo que reduzcan el caudal aguas abajo a la capacidad de diseño existente. El volumen útil necesario del mismo será esencial para cumplir ese objetivo de retención.

Los métodos tradicionales de predimensionamiento de depósitos de laminación se han basado en: la aproximación del volumen de hidrograma a retener, desarrollos específicos de la ecuación de continuidad en el depósito o los ábacos de aplicación según la configuración del mismo. Estos métodos han avanzado con la aplicación de los sistemas computacionales a los modelos matemáticos de la red de drenaje, que han permitido modelar los procesos hidrológicos en la subcuenca (desde la producción de escorrentía, el transporte de escorrentía hasta la red hasta la producción de aguas residuales, en el caso de redes unitarias) y los hidráulicos en la red de colectores (como el transporte dentro de la misma, en la que se incorporan los depósitos). De este modo, a partir de la modelación del drenaje urbano y de la retroalimentación de simulaciones en dichos modelos en régimen transitorio y las comprobaciones de los mismos, se ha logrado una mejor precisión en el cálculo del volumen útil necesario de los depósitos laminadores.



Figura 5. Vista del depósito de tormentas Cabañal – Eugenia Viñes⁴.

⁴ Fuente: <http://www.ciclointegraldelagua.com/img/telemando/dcaba02g.jpg>

2.3. TÉCNICAS DE OPTIMIZACIÓN

Todo problema de optimización tiene por objetivo minimizar o maximizar una determinada función objetivo (FO) compuesta por las incógnitas o variables de decisión y que puede estar sujeta a una serie de restricciones.

Para la resolución de los problemas de optimización existen multitud de técnicas matemáticas que pueden clasificarse en:

- Técnicas de programación lineal.
- Técnicas de programación no lineal.
- Técnicas de programación dinámica.
- Técnicas heurísticas.

2.3.1. Técnicas de Programación Lineal

Posiblemente, la Programación Lineal (PL) se trate de uno de los avances científicos de mayor calado de mediados del siglo XX. En el ámbito de la investigación operacional, la optimización lineal se ha convertido en una herramienta muy empleada, puesto que simplifica y facilita los cálculos y, en general, permite grandes aproximaciones a la realidad. En PL, la función objetivo (FO) es una función lineal de las incógnitas o variables de decisión del problema de optimización y las restricciones también son igualdades o desigualdades de expresiones lineales. El método de resolución Simplex probablemente sea el más popular entre los métodos de PL.

La interpretación geométrica que puede tener todo problema de PL facilita su comprensión, que se complica cuanto más aumentan de dos las variables de decisión. De todos modos, el espacio de soluciones posible de un problema lineal con n -variables de decisión se puede representar como un poliedro n -dimensional, acotado por las restricciones lineales del problema. Dichas restricciones se pueden representar como hiperplanos. La función objetivo también es de tipo lineal y queda representada por hiperplanos paralelos, asociados a diferentes valores. Si existe una solución óptima del problema, ésta se localizará en uno de los vértices del poliedro n -dimensional.

También se disponen de otros algoritmos de PL muy eficientes, que se han desarrollado en los últimos años, y que aseguran la obtención de óptimos globales, para la aplicación en problemas hidráulicos. Entre las distintas técnicas utilizadas, la denominada Gradiente de Programación Lineal (GPL) es una de las que ha tenido un avance más notorio a partir de las modificaciones y alternativas propuestas por diversos investigadores.

La mayor parte de trabajos realizados en sistemas hidráulicos mediante programación lineal se han centrado más en el diseño de redes de distribución de agua que en su aplicación a redes de saneamiento. No obstante, dadas la simplicidad y las limitaciones

que presentan estos métodos en la solución de problemas complejos de optimización con multitud de mínimos locales se ha optado por utilizar otras técnicas alternativas.

2.3.2. Técnicas de Programación No Lineal

Como no todo problema de optimización puede formularse como la minimización o maximización de una función objetivo lineal sujeta a un conjunto de restricciones lineales, surgieron los modelos de programación no lineal (PNL).

La principal característica de estas técnicas de PNL es que no existe un único algoritmo que se aplique a la resolución de todos sus problemas. De este modo, dependiendo de la naturaleza de la función objetivo, es posible aplicar un tipo de resolución u otro. Así, si la función objetivo es cóncava o convexa, y el conjunto de restricciones es convexo, el problema puede ser resuelto utilizando el método general de optimización convexa.

Por el contrario, si el problema es no convexo, existe una gran variedad de métodos para resolver el problema. Así, un posible método de resolución utiliza formulaciones especiales de programación lineal. Otra opción implica la utilización de técnicas conocidas como ramificación y poda, etc.

El mayor problema de este tipo de optimización reside en la imposibilidad de garantizar que la solución obtenida es realmente la mejor posible. Esto quiere decir que en numerosas ocasiones se alcanzan óptimos locales en lugar del óptimo global, siendo éste un dato inherente a la naturaleza no lineal del problema.

En el campo hidráulico, son numerosas las aplicaciones realizadas para el diseño óptimo de redes de distribución de agua. Todos estos paquetes utilizan la técnica del gradiente reducido generalizado. A partir de estos paquetes de optimización, varios investigadores han desarrollado aplicaciones de optimización no lineal para el problema de diseño de redes de abastecimiento de agua.

Para el problema concreto de la optimización del régimen de explotación de una red de drenaje pluvial, este tipo de algoritmos se han considerado insuficientes a tenor de lo recogido en la bibliografía, por lo que se ha optado por técnicas alternativas.

2.3.3. Técnicas de Programación Dinámica

Matemáticamente, el término programación dinámica (PD) se refiere a la utilización de sub-problemas superpuestos y sub-estructuras óptimas con el fin de encontrar la solución de un problema de optimización en un menor espacio de tiempo.

El problema que presenta tanto el método descrito como gran parte de los problemas de programación dinámica es la dependencia de la solución inicial. Así, una solución inicial alejada de la solución de mínimo coste conduce a la necesidad de atravesar numerosos mínimos locales por el camino, lo que puede originar el quedar atrapado en uno de éstos. Precisamente, la incapacidad de buscar fuera de mínimos locales ha

originado el descarte de los métodos de programación dinámica para el problema de optimización del presente trabajo.

2.3.4. Técnicas Heurísticas

- **Definición**

Etimológicamente, las palabras “heurística” y “eureka” tienen la misma raíz procedente del griego: “heuriskein”, que significa “hallar”, “descubrir” o “inventar”. En el sentido amplio, se denomina heurística a toda estrategia o método empleado para simplificar la solución de los problemas complejos.

El significado de este término ha ido evolucionando a medida que su uso y difusión se ha ido extendiendo. Así, a principios de los 60, algunos autores destacaban la poca confianza que ofrecían este tipo de técnicas en la búsqueda de soluciones. Dentro de este grupo de autores podemos destacar la definición de Newell et al. (1962):

“...A un proceso que puede resolver un cierto problema, pero que no ofrece ninguna garantía de lograrlo se le denomina una heurística para ese problema...”

Un lustro más tarde, la percepción de lo que puedan significar las técnicas heurísticas ya ha cambiado, destacando la bondad de las soluciones aportadas. Así resulta interesante la definición que da Reed et al. (1967):

“...Una heurística es una técnica que busca soluciones buenas (es decir, casi óptimas) a un costo computacional razonable, aunque sin garantizar factibilidad u optimalidad de las mismas. En algunos casos, ni siquiera puede determinar qué tan cerca del óptimo se encuentra una solución factible en particular...”

Desde la segunda mitad de los 80, se habla de metaheurística para indicar todas aquellas estrategias o métodos que mejoran las técnicas heurísticas, porque las conducen a soluciones que van más allá de los óptimos locales, no se quedan atrapados en ellos, pues, se centran en hallar un entorno de buenas soluciones, aunque no sea necesariamente el óptimo global. Se trata de realizar una búsqueda inteligente, por ello, combinan las técnicas de diseño de algoritmos con métodos estadísticos, siendo su fuente de inspiración el mundo real.

La mayoría de estas técnicas son susceptibles de ser aplicadas en infinidad de campos, dada la versatilidad que presentan. De ahí su crecimiento vertiginoso en estas tres últimas décadas.

- **Tipología**

Existe una gran variedad de técnicas heurísticas. Enumeramos algunas de ellas a continuación, respetando el nombre original anglosajón, todas ellas imitan fenómenos simples observados en la naturaleza:

- Algoritmos genéticos (Genetic Algorithms, en adelante AG).
- Ant Colony Optimization.
- Differential Evolution.
- Estrategic Evolution.
- Harmony Search (en adelante HS).
- Hill Climbing.
- Particle Swarm Optimization (en adelante PSO).
- Quantum Annealing.
- Shuffled Frog Leaping Algorithm (en adelante SFLA).
- Simulated Annealing.
- Tabu Search Beam Search.

- **Estado actual del conocimiento de algunas técnicas heurísticas**

Dedicaremos un apartado específico a los algoritmos genéticos, pero, realizaremos aquí un esbozo de la literatura acerca de algunas de estas técnicas heurísticas:

- **“Simulated Annealing” (SA)**

El modelo de optimización “Simulated Annealing” (SA) debe su nombre al proceso de recocido de acero y cerámicas: una técnica consistente en calentar una determinada pieza para luego enfriarla lentamente, alterando las propiedades físicas de la misma. En el proceso de optimización se definen unos parámetros del algoritmo (entre los cuales: las temperaturas inicial y final, la función de reducción de temperatura y el número de iteraciones que realizará el algoritmo antes de cada bajada de temperatura), que resultarán claves para la generación de nuevas soluciones a partir de la aleatoria inicial hasta alcanzar la condición de convergencia o parada.

Diogo y Graveto (2006) realizaron comparaciones entre los modelos deterministas y estocásticos y concluyeron que, a pesar de que las redes de pequeñas o medianas dimensiones tendían a ser optimizadas por criterios económicos de forma determinista, para redes de mayores dimensiones era necesario el uso de modelos estocásticos, como el propio SA. En la línea de los anteriores, Karovic y Mays (2014) también emplearon el método metaheurístico SA para optimizar la inversión de una red de saneamiento, comparándolo con el método convencional de la pendiente uniforme. A partir de su pericia y los resultados, pudieron afirmar que todos los sistemas de saneamiento

deberían ser diseñados con la ayuda de algún modelo de optimización (no únicamente SA), debido a los grandes ahorros económicos que comportaban.

- **“Harmony Search” (HS)**

Yazdi et al. (2014) emplearon un modelo multi-objetivo de optimización a partir de funciones “copula” y la técnica “Harmony Search”. A partir de simulaciones de Montecarlo generaron eventos de lluvia sintéticos. El modelo de optimización estaba conectado al modelo hidráulico EPA-SWMM con el fin de hallar soluciones efectivas y mínimas en coste. A partir de la comparación con el método tradicional del periodo de retorno, concluyeron que las soluciones que arrojaba el tradicional no eran óptimas en condiciones estocásticas reales.

La técnica de búsqueda “Harmony Search” (HS) trata de imitar el proceso de improvisación que sigue una banda de música en la búsqueda de la melodía perfecta. Este método ha sido utilizado con éxito en distintos problemas de optimización. Al igual que otras técnicas heurísticas, el carácter estocástico del HS no permite garantizar con certeza la obtención del óptimo global, pero sí un conjunto de buenas soluciones.

El proceso consiste en encontrar, conforme avanzan las iteraciones, una mejor melodía, que viene representada por una función objetivo que hay que minimizar. Las notas de cada instrumento musical determinan la calidad estética de la melodía y el valor de la función objetivo viene dado por la combinación de todas estas notas musicales, que conforman una partitura y que tratará de ser mejorada en cada iteración. Una partitura representa una solución del problema.

- **“Tabu Search” (TS)**

Haghighi y Bakhshipour (2015) utilizaron el modelo de optimización “Tabu Search” para diseñar y dimensionar tubos y bombas sujeto a restricciones hidráulicas. Compararon sus resultados con un caso de referencia o ejemplo “benchmark” de la literatura ya existente. Observaron un acercamiento a óptimos globales, produciendo grandes resultados. En este caso, para mitigar problemas de inundación urbana, Huang et al. (2015), para su caso de estudio en Taipei (Taiwán), simularon y optimizaron mediante TS barriles de lluvia a partir de la simulación combinada SWMM y un procedimiento de inteligencia artificial.

La palabra “tabú” (lo prohibido) procede del polinesio, debido a la prohibición de comer o tocar algún objeto, impuesta a sus adeptos por algunas religiones de este archipiélago de Oceanía. Como voz inglesa “Tabu Search (TS, traducida como “búsqueda tabú”) es una técnica metaheurística que utiliza un procedimiento de búsqueda local o por cercanía para moverse iterativamente desde una solución hacia otra solución en la vecindad hasta satisfacer algún criterio de parada. TS aumenta su rendimiento mediante el empleo de estructuras de memoria: una vez que una potencial solución es

determinada, se la marca como “tabú”, de modo que el algoritmo prohíba, no vuelva a pasar por esa posible solución.

- **“Particle Swarm Optimization” (PSO)**

Ryu et al. (2015) emplearon el algoritmo PSO para reducir en su caso de estudio, localizado en Seúl (Corea del Sur), las inundaciones urbanas. En la misma línea, Li et al. (2015) también aplicaron dicha técnica de optimización, conectándola al SWMM, para el diseño de tanques de retención en redes de saneamiento para la mitigación de inundaciones bajo distintos criterios de diseño.

PSO (“Particle Swarm Optimization”) es una técnica de optimización basada en el comportamiento social que tienen las bandadas (poblaciones) de pájaros (partículas) cuando migran a destinos más cálidos en busca de alimento.

Cada uno de estos pájaros representa una solución para un problema determinado y la búsqueda hacia nuevas soluciones está guiada por la “presión social”, esto es, se basa en el conocimiento de los demás individuos. Todos los miembros de la bandada se comunican entre sí e intercambian información, emulando las técnicas de exploración que usan insectos o pájaros. Al contrario que en los AG, el proceso evolutivo en PSO no tiene un proceso de reproducción donde se creen descendientes a partir de unos padres, sino que cada pájaro desarrolla un comportamiento social, adecuando su movimiento a la búsqueda de un objetivo.

2.4. LOS ALGORITMOS GENÉTICOS

Una clasificación posible de las técnicas heurísticas consistiría en agruparlas según sus principios inspiradores. Si estos principios se basan en las leyes y teorías evolucionistas, hablaríamos de técnicas heurísticas evolutivas, o, simplemente de algoritmos evolutivos (como los AG). Por el contrario, si no tienen como origen la evolución en el tiempo de un individuo o de una población, se clasificarían como técnicas heurísticas no evolutivas (un ejemplo de ellas sería el “Hill Climbing”).

2.4.1. Los algoritmos evolutivos

Los algoritmos evolutivos se enmarcan dentro del grupo de técnicas heurísticas - como ya hemos mencionado- y están inspirados en la evolución de los seres vivos.

El pensamiento evolutivo gira alrededor del neodarwinismo, que establece que sólo son cuatro los procesos que rigen la vida en el planeta:

- Reproducción
- Mutación
- Competencia

- Selección

La computación evolutiva tiene su origen en la constatación de que los procesos en la naturaleza funcionan bien y se decide imitarlos. Las máquinas serán las encargadas de imitar y aprender. En la década de 1950, el matemático Alan M. Turing observó una relación “evidente” entre evolución y aprendizaje de las máquinas. A principios de 1960, el biólogo Fraser publicó una serie de trabajos sobre la evolución de los sistemas biológicos en una computadora digital. Y Hans J. Bremermann dijo que la evolución biológica era un proceso de optimización. Fogel vio que la evolución simulada era un método de predicción y solución de problemas (Programación Evolutiva).

En los 70, Conrad apuntó que el cerebro utiliza mecanismos parecidos a la naturaleza para aprender y, de esa misma manera, debían funcionar los algoritmos evolutivos (como redes neuronales).

Aparte de todas estas aportaciones teóricas, las primeras aplicaciones prácticas con buenos resultados computacionales no se obtuvieron hasta la década de los 80, con los trabajos de Cramer y Koza. Desde los 90, con los grandes avances informáticos, las variaciones de estas técnicas y sus aplicaciones, han crecido exponencialmente.

Algunas ventajas que presentan las técnicas evolutivas:

- Su simplicidad conceptual.
- Su aplicabilidad a multitud de sectores y campos.
- Son superiores a las técnicas tradicionales, porque pueden resolver muchos problemas del mundo real.
- Tienen la facilidad de combinarse o hibridizarse con otro tipo de técnicas.
- Son robustas a los cambios dinámicos.
- La mayoría de técnicas evolutivas son capaces de autoadaptar sus parámetros.

Diferencias de las técnicas evolutivas frente a las tradicionales:

- Las técnicas evolutivas emplean una población de soluciones potenciales en vez de un solo individuo, por ello, son menos sensibles a quedar atrapadas en mínimos o máximos locales.
- Las evolutivas no necesitan conocimientos específicos sobre el problema que intentan resolver.
- Las técnicas evolutivas usan operadores probabilísticos mientras que las tradicionales emplean operadores determinísticos. Aunque que las técnicas evolutivas sean estocásticas, el hecho de que los operadores sean probabilísticos no significa que operen de manera análoga a una simple búsqueda aleatoria.

El término “computación evolutiva” engloba una serie de técnicas inspiradas en los principios de la teoría neodarwiniana de la evolución natural. En términos generales, todas estas técnicas tienen una serie de principios comunes, independientemente del proceso en el que puedan estar inspiradas. De este modo, puntos comunes en todas las técnicas evolutivas son:

- Existencia de una estructura de datos utilizada para almacenar un “individuo”.
- Existencia de operaciones que afecten a los individuos.
- Una función de aptitud que nos indica lo buena o mala que es la solución obtenida respecto a las demás.
- Un mecanismo de selección que implemente un criterio de supervivencia en el algoritmo, permitiendo reproducirse tan sólo a los más aptos, tal como postula Darwin.

2.4.2. Definición de algoritmo genético

Un Algoritmo Genético (AG) se trata de una técnica de optimización de tipo heurístico que se basa en las leyes y teorías evolucionistas de Darwin. Tratan de simular la evolución de una población de individuos sometida a una serie de acciones aleatorias similares a las que acontecen en la evolución biológica de las especies (reproducción, cruce y mutación), así como también existe una selección de acuerdo con algún criterio, en función del cual los individuos más adaptados sobreviven y los menos aptos son descartados. Estos cambios se producen en los genes de los individuos (unidad básica de codificación de cada uno de los atributos de un ser vivo) y los atributos más deseables o los que le permiten ser más aptos se transmiten a sus descendientes a través de la reproducción sexual.

Holland incorporó esta idea de selección natural a su técnica de planes reproductivos que, tras la publicación de su libro, se popularizó con el nombre de algoritmo genético.

2.4.3. Componentes de un algoritmo genético

Los principales componentes de un AG son:

- La población de individuos. Cada uno de ellos representa una posible solución. Cada individuo que compone la población está definido como una estructura de datos, que conforman el genoma.
- El procedimiento de selección, basado en la aptitud de estos individuos para resolver el problema. Las estrategias de evolución trabajan sobre estos individuos, por lo que éstos evolucionan a través de generaciones y, dentro de la población, cada individuo es diferenciado con su valor de aptitud.

Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

- El procedimiento de transformación para construir nuevos individuos a partir de los anteriores, que se realiza a través de dos operaciones genéticas básicas: cruce y mutación.

El diagrama de flujo de los AG responde al siguiente esquema (Figura 6):



Figura 6. Diagrama de flujo de los procesos de trabajo de un AG.

Los AG presentan numerosas ventajas respecto a otros algoritmos de optimización, que los dotan de mayor robustez y eficiencia para su aplicación, como las que se destacan a continuación:

- Los AG son paralelos, porque tienen descendencia múltiple y el espacio de soluciones que pueden explorar también tiene múltiples direcciones.
- Precisamente, debido al paralelismo, funcionan muy bien en la resolución de problemas que tienen un espacio potencial de soluciones muy amplio.
- Los AG presentan un buen funcionamiento cuando la función de aptitud es discontinua, cambiante y consta de muchos óptimos locales. Los procesos de selección, mutación y cruce consiguen escapar de esos ruidos.
- Tienen gran habilidad para manejar muchos parámetros a la vez, ya que en la vida real no todo puede definirse como un máximo o un mínimo, sino que a menudo hay múltiples objetivos.

- Todos los caminos de búsqueda posibles están teóricamente abiertos, debido a que sus decisiones están basadas en la aleatoriedad.

Las fases que representan la solución de un problema de un AG son:

- **Fase 1. Establecimiento de los parámetros del algoritmo.**

Antes de que el AG comience el proceso de optimización, resulta fundamental el establecimiento de los parámetros con los que va a trabajar el algoritmo. Principalmente son cuatro: la probabilidad de cruce, la probabilidad de mutación, el tamaño de la población y el número de generaciones máximo que realizará el algoritmo sin cambio, que en este caso es la condición de convergencia o parada del algoritmo.

- **Fase 2. Proceso de selección.**

El AG se inicia con una primera generación totalmente aleatoria. Cada uno de los individuos que componen esta primera población representa una posible solución del problema de optimización. Estos individuos se ordenan en función de su aptitud.

Existen muchas técnicas para realizar esta operación de selección, algunas de ellas son:

- **Selección proporcional a la aptitud.** Los individuos más aptos tienen mayor probabilidad de ser seleccionados, pero no la certeza.
- **Selección por torneo.** Se eligen subgrupos de individuos de la población y éstos compiten entre sí. Sólo se elige a un individuo de cada subgrupo para reproducirse.
- **Selección elitista.** Se garantiza la selección de los miembros más aptos de cada generación.
- **Selección generacional.** La descendencia de los individuos seleccionados en cada generación se convierte en toda la generación siguiente.

- **Fase 3. Procesos de transformación.**

Una vez que la selección ha elegido a los individuos más aptos, éstos son alterados aleatoriamente para mejorar su aptitud en la siguiente generación. Para llevar esto a cabo, se utilizan dos estrategias genéticas básicas: el cruce y la mutación.

Con el cruce se eligen dos individuos para que intercambien parte de su material genético, produciendo un descendiente, que se supone que tendrá las mejores aptitudes de cada uno de sus padres. Los diferentes de cruce dependen del número de puntos en los que se trocean los eslabones o partes de las cadenas genéticas: cruce de un punto, cruce de dos puntos y cruce uniforme.

En la mutación se cambia un gen por otro, como ocurre en la naturaleza. Y son pequeñas alteraciones en códigos concretos del código de un individuo, porque se han producido

errores, en general, sin mucha trascendencia en el paso de la carga genética de los padres a los hijos.

La mutación suele utilizarse conjuntamente con el proceso de cruce y, realizado éste, uno de los descendientes o ambos se mutan con cierta probabilidad o frecuencia p_m .

Se suelen recomendar porcentajes de mutación que oscilen entre 1 por mil y 1 por ciento para la codificación binaria. En esta línea, Cozzolino et al. (2015) optimizaron los valores de probabilidad de mutación, oscilando en el rango (0.0075, 0.0225), que concuerdan con los frecuentemente sugeridos en literatura sobre algoritmos genéticos referentes a aplicaciones de ingeniería hidráulica.

Lo importante de estos dos procesos es que tienen memoria y guardan en cada iteración los códigos genéticos de los mejores individuos a través de las generaciones.

- **Fase 4. Criterio de parada.**

El ciclo descrito se repite continuamente hasta que se cumple el criterio de parada o convergencia, determinado por el número máximo de generaciones sin que se produzca ninguna mejora genética en el individuo más apto.

2.4.4. Estado actual del conocimiento de los algoritmos genéticos en las redes de drenaje

Desde que comenzara el interés por los procesos lógicos involucrados en la evolución y adaptación de las especies y se trataran de aplicar algoritmos genéticos a problemas industriales, los AG se han convertido en uno de los métodos más populares de optimización en el panorama actual.

En el terreno de la ingeniería hidráulica, innumerables investigaciones han tenido por objeto aprovechar las características de los AG para resolver distintos problemas, planteándose los costes de construcción, de operación o incluso ambos como funciones a optimizar. En este sentido, su desarrollo en redes de distribución de agua ha resultado más profuso que en sistemas de saneamiento. Una prueba de ello es la menor cantidad de bibliografía disponible.

Posiblemente, los algoritmos genéticos se traten del método más predominante en el campo de las técnicas heurísticas, debido a sus múltiples ventajas, entre las que principalmente pueden destacarse (Guo et al., 2008): “la facilidad para tratar con problemas multi-objetivo, proporcionando múltiples alternativas de diseño en el campo de la ingeniería sanitaria y su forma de búsqueda global, que les da más probabilidad de encontrar óptimos globales”. No obstante, también existen desventajas que deben ser tenidas en cuenta al manejarlas: “la población inicial generada aleatoriamente acostumbra a ser una solución pobre”, son necesarias muchas generaciones para lograr diseños cercanos a la optimalidad, no existen reglas generalizadas para determinar los parámetros apropiados relacionados con los algoritmos genéticos, por tanto, se

requieren generalmente ensayos de prueba y error. Por todas estas razones, los algoritmos genéticos pueden entrañar elevados costes computacionales, especialmente cuando se diseñan complejas redes de saneamiento.”

El empleo de un tipo de algoritmo genético que ordena la población basándose en la dominancia de Pareto y que utiliza el elitismo como método de selección, como el NSGA-II (de sus siglas anglosajonas, “Non-dominated Sorting Genetic Algorithm”), que fue creado por Deb en 2002, se ha utilizado para:

- La optimización en el diseño de redes de saneamiento a partir de la combinación híbrida con los autómatas celulares para lograr una reducción de costes computacionales y una mejora de la eficiencia y optimalidad de las soluciones (Guo et al., 2008).
- La rehabilitación de los sistemas de drenaje urbano y evaluación conjunta de los costes de los daños por inundación. También se compara el NSGA-II con el ϵ -MOEA (“Multi-objective Evolutionary Algorithm”) y se constata que el AG es más sensible a altos tamaños de población que el multiobjetivo (Barreto et al., 2010)
- La reducción en la inversión en la red y descentralización en la detención de las aguas pluviales, conectando el AG con el modelo hidráulico SWMM 5.0, y logrando aumentar el periodo de retorno del sistema (de un intervalo de 2 a 20 años) (Tao et al, 2013).
- La optimización de BMPs para paliar los efectos de los eventos de precipitación extremos futuros correlacionados con el cambio climático en el drenaje de una cuenca urbana en Teherán, Irán, (Karamouz et al., 2011). Este trabajo fue ampliado por el mismo (Karamouz y Nazif, 2013).
- La calibración de parámetros de un modelo matemático de una cuenca urbanizada, que posteriormente sería empleado dicho modelo calibrado en la simulación y evaluación de LIDs e “Infraestructura Verde” (Krebs et al., 2013)
- La optimización integral de un sistema de planificación y medidas de tratamiento para sistemas de aguas residuales en una ciudad hipotética y agrupación de los resultados en fronteras de Pareto como herramientas de ayuda para la decisión (Huang et al., 2015).
- La optimización de contaminantes en redes de saneamiento y coste de tratamiento en planta (a partir de la conexión con EPA SWMM 5.0) en “tormentas que migran” (“migrating storms”), aquéllas no uniformes en cuanto a distribución espacial del evento (Rathnayake, 2015).

Los AG han sido utilizados como técnica de optimización para la identificación del balance entre coste de construcción (contando con los diámetros de las conducciones y sus pendientes como variables de decisión) frente a la reducción de riesgo de inundación

(Sun et al., 2011); también en el diseño óptimo de redes de drenaje en cuencas rurales a partir de la minimización del coste de construcción de los canales y benchmarking (comparación con dos redes de referencia, en este caso) (Cozzolino et al., 2015). Cimorelli et al. (2016) también aplicaron un AG en el dimensionamiento y ubicación de 3 tanques especiales de detención, que consistían en superconductos paralelos de almacenamiento, más económicos que la propia rehabilitación de los tubos existentes.

Varios autores han propuesto modelos híbridos o han comparado los AG con otras técnicas: Mora et al. (2007) compararon entre sí los algoritmos evolutivos PSO (“Particle Swarm Optimization”) y los AG (Algoritmos Genéticos) a la hora de diseñar una red de saneamiento de agua. Del estudio se extrajo que la convergencia hacia soluciones factibles resultaba mayor en los AG, mientras que los PSO tenían mayor probabilidad de obtener resultados de menor coste. La eficiencia computacional, marcada por el número de iteraciones para encontrar la solución definitiva, resultaba mayor en término medio en los AG respecto a los PSO. De todos modos, el análisis de esta red no permitió afirmar con rotundidad que un método sea el mejor, sino que dependerá de las necesidades de la red en cuestión. Se han realizado otras comparaciones con métodos de tipo heurístico como “Ant Colony Optimisation” para el diseño de redes de saneamiento (Moeini y Afshar, 2013) o la programación cuadrática (QP) para mejorar la eficiencia para hallar soluciones en tiempos computacionales aceptables mientras se preserva la no-linealidad de las funciones de coste originales (Pan et al., 2009). Sebti et al. (2016) aplicaron los AG para seleccionar la combinación más adecuada de BMPs (óptima) para contrarrestar los efectos de la urbanización y el cambio climático, comparan las soluciones con otros métodos como la Programación Lineal (LP) y “SA” y reducen los costes computacionales en el AG partiendo de la solución de la LP; Haghghi (2013) aplica un AG simple de codificación binaria a un algoritmo de corte bucle-por-bucle (“loop-by-loop cutting algorithm”) para trazar el diseño de la red urbana de drenaje, que finaliza con el uso con DDDP. Haghghi y Bakhshipour (2012) adaptó un AG simple binario para mejorar la eficiencia, precisión y velocidad en la optimización de redes de saneamiento.

2.5. EL ALGORITMO PSEUDOGENÉTICO

De los métodos heurísticos que se comentaron, los algoritmos genéticos se consideraron los más adecuados para el objeto de rehabilitación de las de redes de drenaje y mitigación de la inundación. No obstante, el modelo que se empleará no se trata de un AG tradicional, sino modificado: Algoritmo Pseudogenético (APG, Mora et al., 2013).

La principal diferencia radica en la formulación del problema. En este caso, la cadena o genoma que representa a la solución (individuo final) se expresa con codificación numérica y no de tipo binario. Otros algoritmos pseudogenéticos también han utilizado una codificación alfanumérica. Este tipo de representación en la cadena de la solución

puede resultar limitada por el número de letras del alfabeto internacional (26) y podría exigir su duplicación. En el modelo, se ha abogado por la simplicidad de la codificación numérica. En la Figura 7, se compara de modo esquemático ambos tipos de representación: la binaria y la numérica.

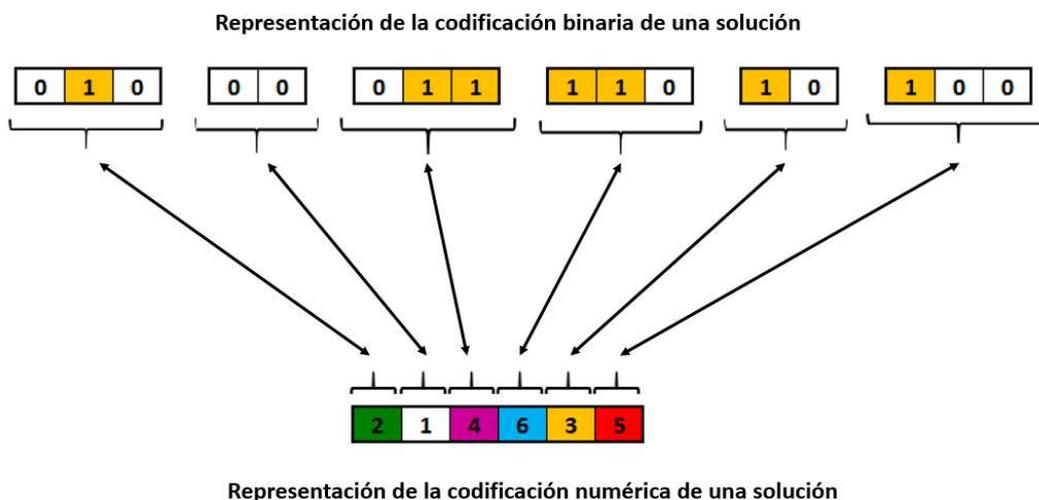


Figura 7. Representación de las codificaciones binaria (AG clásico) y numérica (AG propuesto, APG).

Como en el caso de los algoritmos genéticos tradicionales, el APG depende de 4 parámetros, basados en sus operadores genéticos:

- **Probabilidad de Mutación.** Este parámetro representa la probabilidad de mutación clásica de un algoritmo genético. El orden de magnitud de este valor es similar al de los algoritmos clásicos. Debe ser aproximadamente un valor igual a la fracción inversa del n° variables de decisión, esto es, $1/n^{\circ}$ variables de decisión.
- **Probabilidad de Cruzamiento.** Este parámetro también representa la probabilidad de cruce de un algoritmo genético clásico, es decir, qué porcentaje de las cadenas de la población original se van a cruzar. En los modelos de optimización basados en algoritmos genéticos clásicos, éste es un parámetro decisivo a la hora de encontrar el valor mínimo de la función objetivo. En el caso del APG es un parámetro de importancia menor respecto de la mutación. De forma general, valores entre 0.6 y 0.9 funcionan en muchos de los casos.
- **Tamaño de Población.** Es la población clásica de un algoritmo genético o el número de individuos. Como orden de magnitud, debe ser superior al número de variables de decisión. Cuanto mayor sea el tamaño de la población, mayor será la probabilidad de encontrar el valor mínimo de la función objetivo o de aptitud, pero también será mayor el coste computacional.

Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

- **Generaciones sin cambio (o Generación Máxima).** Este parámetro determina la condición de parada o convergencia del algoritmo. Se trata del número de generaciones consecutivas sin cambio en el valor mínimo de la función objetivo.

CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA

3.1. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA DE OPTIMIZACIÓN

A la vista del estado actual del conocimiento y los trabajos previos existentes en la literatura sobre optimización de redes de saneamiento, se establecen las siguientes hipótesis para el desarrollo y formulación del modelo de optimización:

- Se empleará el escenario de lluvia que corresponderá a la predicción realizada por el grupo de la Universidad de los Andes y basada en los estudios de cambio climático. De esta forma, dicho escenario será el considerado como potencialmente peligroso dentro de un margen de fiabilidad.
- Se deberá disponer de un estudio previo de la transformación lluvia-escorrentía, de forma que el modelo hidráulico considere que los caudales se aportan directamente en los nudos de entrada del modelo. En otras palabras, el estudio de transformación lluvia-escorrentía se realizará de forma independiente al modelo hidráulico.
- Se deberá tomar como partida un modelo matemático calibrado de la red de drenaje, ya que el análisis del escenario de operación debe ser lo más preciso posible.
- El modelo hidráulico de análisis considerado es el modelo EPA SWMM (Rossman, 2010).
- Será necesario que el modelo empleado sea lo más simplificado y sencillo posible, sin velocidad de cálculo del proceso de optimización, ya que cada una de las estrategias estudiadas deberá poder ser analizada mediante el modelo hidráulico de simulación SWMM.
- El problema de optimización se abordará en términos de unidades monetarias. De esta forma, en una primera formulación del problema de optimización, el primer paso será hallar las funciones que traduzcan el valor de variables hidráulicas en unidades monetarias.

De entre todas las técnicas matemáticas descritas en el apartado 2.3, parece que las técnicas heurísticas son las que pueden ofrecer unas mayores prestaciones para la optimización de las inversiones en la red de drenaje. Por ello, basándose en la experiencia previa, se empleará un Algoritmo Pseudogenético, APG (Mora et al., 2013).

3.2. VARIABLES DE DECISIÓN DEL PROBLEMA

Las variables de decisión que pueden contemplarse en el problema de optimización planteado son las siguientes:

3.2.1. Variables relacionadas con las bombas del modelo

En el modelo SWMM todas las bombas presentan dos variables que definen su funcionamiento y que se han considerado como variables de decisión del problema: el nivel de arranque y el nivel de parada. Dichos niveles están siempre referidos al nudo de aguas arriba de las bombas que, en la práctica, sería un determinado pozo o depósito que estarían vaciando.

3.2.2. Variables relacionadas con los nudos del modelo

Los nudos del modelo en SWMM presentan una cierta capacidad de almacenamiento relacionada con la sección transversal de los mismos. El modelo de optimización permitirá seleccionar varios de los nudos del modelo para estudiar en los mismos la posibilidad de instalar un depósito de retención. Así, con cada uno de estos nudos, se asocia una variable de decisión que corresponde a la sección equivalente adicional que presentaría un tanque en caso de ser instalado en dicho nudo. Dicho valor de la sección equivalente adicional varía entre 0 y un valor máximo, que se determina previamente al estudio del proceso de optimización, teniendo en cuenta las restricciones de espacio en el trazado urbano en cada uno de los puntos. En el caso de que como resultado de la optimización el área adicional sea 0, esto indicaría que no es adecuada la instalación de un tanque de tormenta en dicho nudo, manteniendo en ese caso la capacidad de almacenamiento inicial que tenía el pozo.

3.2.3. Variables relacionadas con los conductos del modelo

El modelo de optimización permitirá seleccionar las conducciones del modelo en SWMM para analizar la posibilidad de cambiar el diámetro de cuantas se hayan escogido. Existirá una variable de decisión asociada al diámetro de los tubos, que tendrá un funcionamiento análogo al de la sección transversal en los tanques de tormenta. Este valor del diámetro variará entre 0 y un valor máximo (fijado anticipadamente al estudio del proceso de optimización). En el caso de que como resultado de la optimización el diámetro sea 0, esto señalaría que la línea que une dos nudos del modelo se mantendría con el diámetro anterior al proceso de optimización. Por tanto, no resultaría viable la restitución de dicho conducto.

3.2.4. Variables relacionadas con los depósitos del modelo

En el caso de que el modelo inicial de SWMM contenga algún depósito, podrá optimizarse su sección transversal. Tanto en el caso de los nudos como en el caso de los

depósitos, la sección transversal equivalente S del depósito se modelará de acuerdo a la expresión siguiente:

$$S = A \cdot z^B + C \quad (1)$$

donde A , B y C son coeficientes característicos que permiten ajustar la sección a diferentes expresiones; y z es el nivel de agua en depósito. En el caso del modelo de optimización desarrollado, se admite que todos los depósitos son de sección recta constante, por lo que los valores que adoptan los coeficientes característicos A , B y C son:

$$\begin{cases} A = \text{Sección transversal del depósito} \\ B = 0 \\ C = 0 \end{cases} \quad (2)$$

3.3. FUNCIÓN OBJETIVO

La función objetivo del problema de optimización se ha optado por definirla como sumatorio de cuatro funciones, cuyo valor está expresado en las mismas unidades monetarias. Esta F.O. permitirá considerar de forma conjunta tanto las inversiones en depósitos de retención y conductos como las penalizaciones por excesos de volúmenes de agua en forma de inundaciones. Por tanto, la función objetivo contempla cuatro términos:

- Coste asociado al nivel de inundación en los diferentes nudos de la red.
- Coste vinculado al volumen de depósitos que es necesario instalar en cada una de las soluciones.
- Coste relacionado con la reposición de cada uno de los conductos de la red.
- Coste asociado al volumen de almacenamiento máximo de agua en la red. Esta última opción se añade en la función objetivo para la posibilidad de incluir el nivel de llenado de la red como parte del objetivo a considerar.

Matemáticamente, dicha función objetivo puede definirse como:

$$F.O. = \lambda_1 \sum_{i=1}^N C(V_i(i)) + \lambda_2 \sum_{i=1}^{N_b} C(V_{DR}(i)) + \lambda_3 \sum_{i=1}^M C(D_N(i)) \cdot L_i + \lambda_4 \sum_{i=1}^M C(V_{max}(i)) \quad (3)$$

En la expresión (3), el primer término recoge el sumatorio del coste correspondiente al volumen de inundación $V_i(i)$ en cada uno de los N nudos del sistema; teniendo en cuenta que dicho número total de nudos N es la suma del número de pozos N_N y del número de

depósitos N_D . El segundo término de la ecuación recoge la suma de la inversión en los volúmenes $V_{DR}(i)$ de todos los depósitos que finalmente se han instalado en el sistema; tanto aquéllos que estaban originalmente y han sido dimensionados como aquéllos que se han instalado nuevos en nudos que existían previamente en el modelo. El tercer término agrupa el presupuesto destinado a la restitución de conducciones y resulta de sumar el producto del coste (en unidades monetarias por unidades de longitud) por la longitud de cada tubo. El cuarto término de la ecuación (3) reúne la suma de los volúmenes máximos de agua en el interior de cada una de las M conducciones del modelo.

En la función objetivo, cada uno de los términos definidos lleva delante un multiplicador de Lagrange λ_i . Cada uno de estos multiplicadores permite dar valor a cada una de las partes de la función objetivo. Así, en el caso de que no se desee considerar el grado de llenado de los conductos como parte de la función objetivo, basta con que el valor λ_4 sea nulo. Por otra parte, si se desea dar el mismo peso al resto de los sumandos de la función objetivo, tanto λ_1 como λ_2 y λ_3 tendrán un valor de la unidad.

3.4. FUNCIONES DE COSTE DE LA FUNCIÓN OBJETIVO

A continuación, se describe el proceso a seguir para establecer cada una de las cuatro funciones de coste que integran la función objetivo.

3.4.1. Función de Coste de Almacenamiento en Red

Con la función de coste de Almacenamiento en Red se trata de penalizar el volumen de agua que se almacena en el sistema. Se trata de una función lineal que parte del origen con una determinada pendiente. A mayor volumen almacenado, mayor coste de penalización.

El costo de este cuarto término de la función objetivo se calculará a partir de un coeficiente que lo relaciona con el volumen almacenado en red. El valor de este coeficiente de coste (€/m^3) podría agruparse en el multiplicador de Lagrange λ_4 , tal como se desprende del análisis del último sumando de la ecuación (3). En definitiva, el último de los términos de la ecuación (3) puede escribirse de la forma siguiente:

$$\lambda_4 \sum_{i=1}^M C(V_{\max}(i)) = \lambda_4 \sum_{i=1}^M C_V \cdot V_{\max}(i) \quad (4)$$

En la ecuación anterior aparece el multiplicador de Lagrange y un coste unitario C_V . El primero adopta el valor 1 ó 0 en caso de querer considerar o no el almacenamiento en red dentro de la función objetivo. El término C_V (coste del volumen) es el coste unitario asociado a cada metro cúbico de agua presente en la red.

3.4.2. Función de Coste de los Tanques

3.4.2.1. Definición de la función

Esta función de coste relaciona la inversión asociada a la construcción de los tanques de retención en la red. Dichos tanques se instalan de forma on-line, es decir, en serie con los conductos existentes en la red. La determinación de esta función de coste es fundamental a la hora de establecer el tamaño de los tanques más adecuados a instalar.

Para la estimación de dichas funciones de coste, se siguió el mismo proceso que trabajaron Marchionni et al. (2014) para establecer funciones que relacionaban variables de elementos de las redes de saneamiento como las conducciones (tanto las que conducen el flujo por gravedad como las que trasiegan el bombeado), pozos de registro y estaciones de bombeo con el coste de éstas. Se trataba de una metodología coherente y robusta para la estimación de las funciones basada en cuatro pasos muy marcados, y en este orden:

- Recopilación de datos, procesado y análisis.
- Actualización de valores.
- Identificación de parámetros principales y análisis de funciones de coste.
- Validación de funciones de coste.

Cabe decir que Marchionni et al. (2014) no trataron las funciones entre el volumen del depósito de retención y su coste. Este estudio sí se contempla en el cuarto apartado del artículo “La calidad de las aguas urbanas en los programas de medidas” del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX, en que se analiza la capacidad de almacenamiento (en m³) frente al coste de construcción del tanque de tormentas en España (en €). Tras dicho análisis, ajustaron una curva de tipo potencial a los 37 datos considerados.

De este modo, para realizar una estimación de la función que relaciona el volumen del tanque con el presupuesto de éste, se realizó un estudio preliminar a partir de una serie de obras realizadas en España. Así, del análisis de diferentes fuentes de información, se obtuvieron datos de 65 tanques de tamaños diferentes. De cada uno de ellos, se obtuvo el volumen máximo de almacenamiento, su altura o profundidad máxima y el presupuesto de construcción del mismo.

Al ser presupuestos que abarcaban una franja temporal superior a una década (2004-2015), se anualizaron con el IPC correspondiente. Los presupuestos actualizados y el volumen de los depósitos se representaron gráficamente.

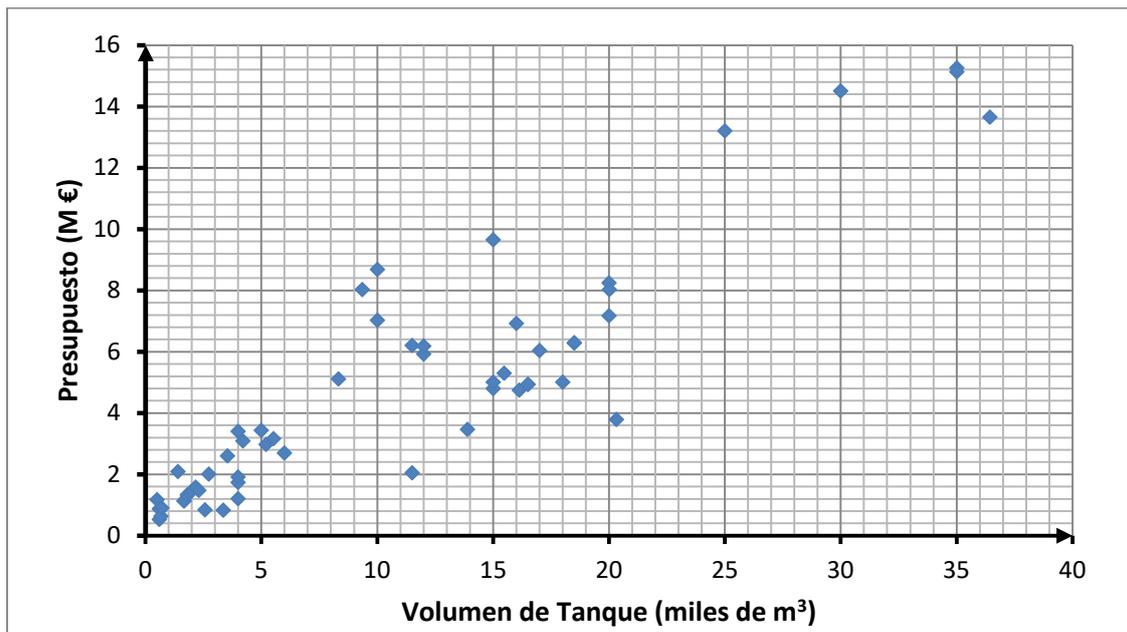


Figura 8. Representación gráfica de la muestra de datos que relacionan volumen de tanque frente al presupuesto.

De la totalidad de los datos obtenidos del estudio, se seleccionaron únicamente 55 datos (Figura 8). Éstos incluyen un intervalo de variación del volumen de tanque entre 500 y 36,440 m³. Conviene recordar en este punto que no se pretende buscar el coste de construcción de grandes embalses de almacenamiento de agua de lluvia que normalmente se instalan off-line en la red de drenaje. La idea es construir tanques de tamaño pequeño y mediano que supongan un aumento de la capacidad de almacenamiento de la red al mismo tiempo que una disminución de los tiempos de viaje del agua por la red.

El problema planteado reside en la obtención de una curva de costes que se ajuste adecuadamente los 55 datos seleccionados de la Figura 8. De forma genérica, se considera una función de costes que matemáticamente se define como:

$$C(V_{DR}) = A + B \cdot V_{DR}^C \quad (5)$$

En la expresión anterior $C(V_{DR})$ es el coste asociado a la construcción de un tanque de retención de volumen V_{DR} ; siendo A , B y C coeficientes de ajuste.

Para obtener los coeficientes de ajuste A , B y C se han utilizado dos fuentes de información diferentes. Por una parte, se han utilizado los datos del estudio realizado sobre tanques instalados en España. Dicho datos se han acotado únicamente a aquellos cuya capacidad es inferior a 7,000 m³. Así, sobre dichos datos se ha realizado tanto un ajuste lineal, como un ajuste según la ecuación (5). Los resultados de estos dos ajustes son los que se recogen en la Tabla 1.

Tabla 1. Resultados de ajuste de la curva de costes de los tanques.

Origen Datos	Tipo de ajuste	A	B	C
España	Lineal	418,500	378.3	1
	Potencial	20,000	8,938.2	0.65
Colombia	Potencial	16,923	318.4	0.65

Por otra parte, se ha utilizado como fuente de información una función de costes elaborada a partir de un estudio en la Universidad de Los Andes. El ajuste según la expresión potencial (5) es el que recoge la ecuación siguiente:

$$C(V_{DR}) = 50,768,000 + 955,176 \cdot V_{DR}^{0.65} \quad (6)$$

La expresión anterior está ajustada en pesos de Colombia. Dado que el estudio se ha realizado en euros, ha sido necesario convertir la expresión anterior a dicha unidad monetaria. Para ello, se ha empleado una relación de 3,000 \$ por cada €. Con esta conversión, la ecuación de ajuste de la curva de precios de los tanques de Colombia es:

$$C(V_{DR}) = 16,923 + 318.39 \cdot V_{DR}^{0.65} \quad (7)$$

Tal como puede apreciarse, dicho estudio de costes es notablemente inferior al estudio de tanques realizados en España. Esta diferencia puede ser debida a la distinta configuración de tanques seleccionados para su ajuste en un país y en otro.

En el caso del estudio realizado en Colombia, se han imputado básicamente los costes de excavación, los costes de implantación de un geotextil de aislamiento e impermeabilización, los costes de instalación de un depósito con estructuras modulares tipo Aquacells® y los costes de reposición del firme en las condiciones originales. Por su parte, el estudio realizado en España considera tanques construidos de hormigón con grandes profundidades de excavación.

Los resultados del ajuste a la expresión potencial (5) de los datos con costes de Colombia y España se recogen asimismo en la Tabla 1.

Para analizar de forma gráfica la diferencia de los ajustes realizados entre España y Colombia, se representan las diferentes curvas en la Figura 9. Se recogen: los datos con los que se ha realizado los ajustes en España (tanques inferiores a 7,000 m³), los resultados de ajustar estos datos a una recta y a una expresión potencial como la definida en (5) y la curva de costes con los datos de Colombia.

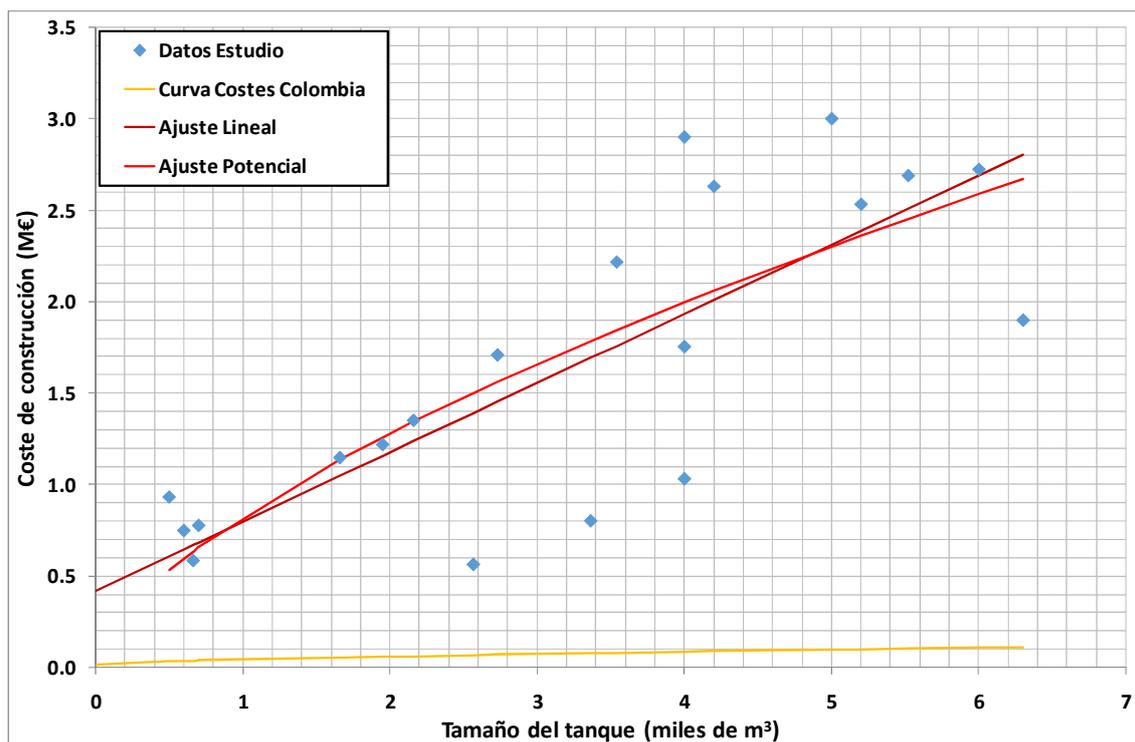


Figura 9. Ajuste lineal y potencial de la curva de costes de tanques con los datos obtenidos en España.

Del análisis de los ajustes para España mostrados tanto en la Tabla 1 como en la Figura 9, se desprende que los ajustes lineal y potencial únicamente ofrecen diferencias significativas para valores del volumen de los tanques menores a 500 m³. Para el resto de tamaños de tanque, las diferencias entre ambos ajustes no son notables.

Para estudiar la influencia que pueda llegar a tener la curva de costes de los tanques en los resultados finales de la optimización, se han desarrollado varias curvas potenciales. Así, se han mantenido constantes los parámetros A y C de la ecuación (5) y se ha variado el parámetro B con valores entre 1,000 y 9,000 (ver Figura 10).

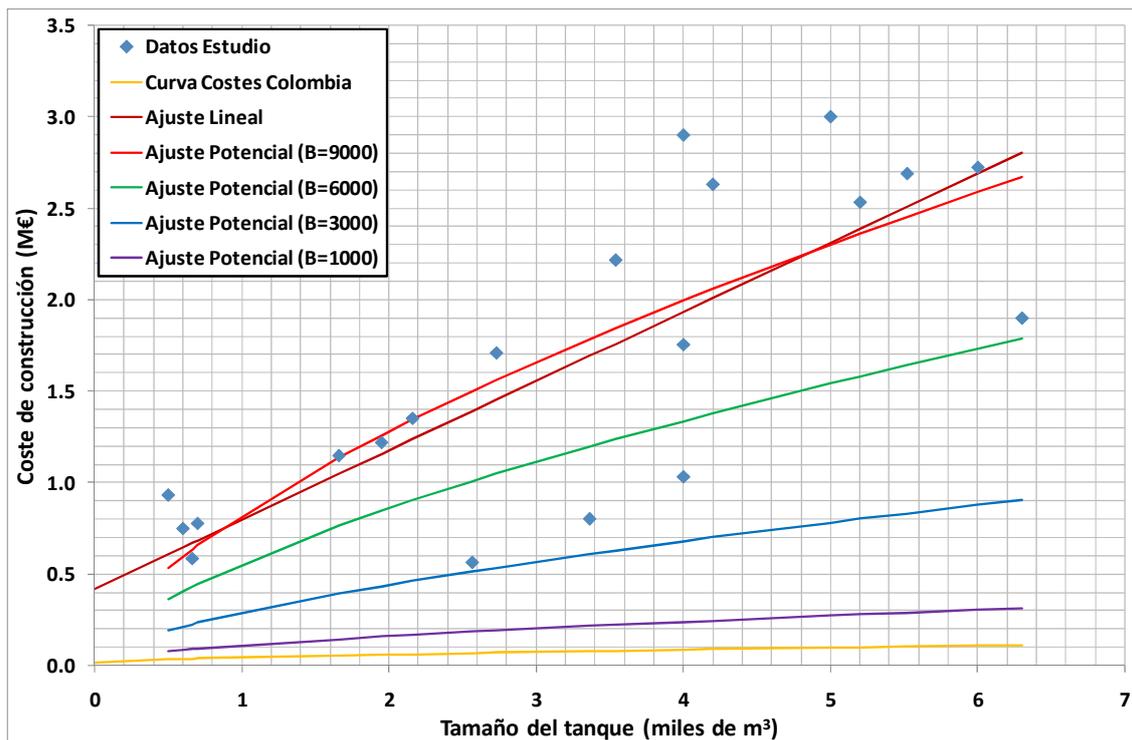


Figura 10. Representación de diferentes curvas de ajuste potencial con variación del parámetro B.

3.4.2.2. Volumen de excavación vs. Volumen útil

Indudablemente, un estudio minucioso de los costes de excavación de un determinado tanque depende de multitud de factores. Algunos de los factores que más pueden afectar a estos costes son entre otros:

- La sección transversal del tanque.
- La profundidad de excavación necesaria para la construcción del tanque.
- La tipología de construcción del tanque: bien construido de hormigón o bien construido a partir de estructuras modulares como los Aquacells®.
- Las cargas que deberá soportar la parte superior del tanque.
- Los elementos auxiliares para las conexiones de entrada y salida del tanque necesarios para el adecuado funcionamiento del mismo.
- Los elementos necesarios para la limpieza y mantenimiento del tanque.

Todos los factores anteriores condicionan el coste final del tanque. No obstante, para la optimización de los tanques en una red de drenaje, se ha optado en el apartado anterior por representar la variación de los costes únicamente en función del volumen del tanque, independientemente de si se trataba del volumen útil o de excavación del mismo.

En el proceso de optimización planteado, se considera como punto de partida la capacidad de almacenamiento de uno cualquiera de los nudos (Figura 11). Dicha capacidad de almacenamiento se puede ampliar. En el caso de ser un depósito ya existente, se considera la sección inicial del mismo A_D y se calcula la nueva sección transversal que minimiza los costes de inundación. Si en lugar de un depósito se trata de un pozo, la sección inicial A_D es la sección transversal que tiene el pozo, pero el planteamiento es el mismo. El resultado final del proceso de optimización es una nueva sección del nudo A_1 , cuyo valor mínimo es A_D .

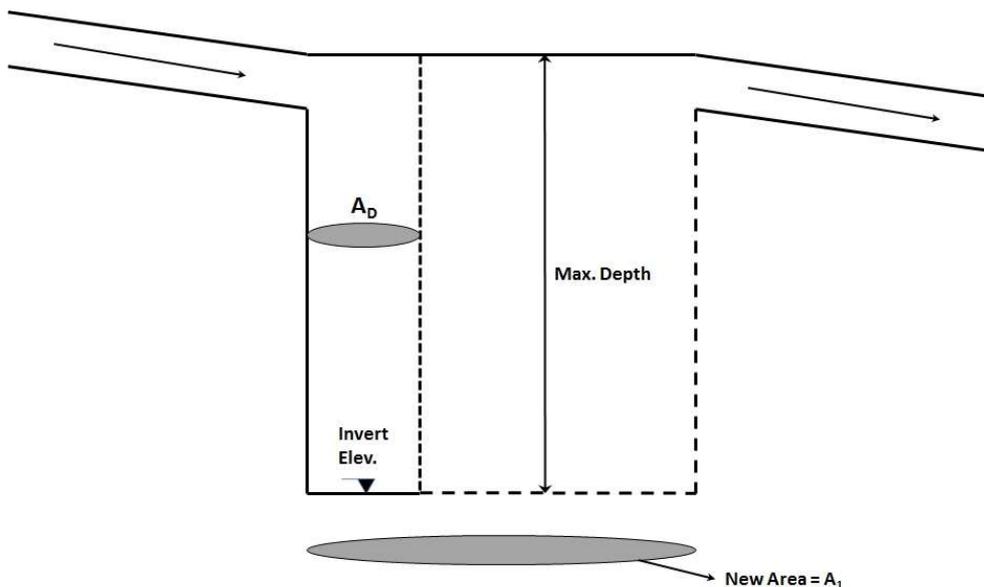


Figura 11. Definición de la sección de un pozo. Ampliación de su sección transversal.

La cuestión a plantear es si el volumen a considerar en la función de costes debe ser el volumen de excavación o el volumen útil del tanque. El volumen de excavación V_{exc} representa el volumen total de movimiento de tierras que es necesario realizar desde la superficie del terreno para la construcción del tanque. Por otra parte, el volumen útil V_u es una representación mucho más cercana a la realidad del tamaño que finalmente pueda tener el tanque (Figura 12).

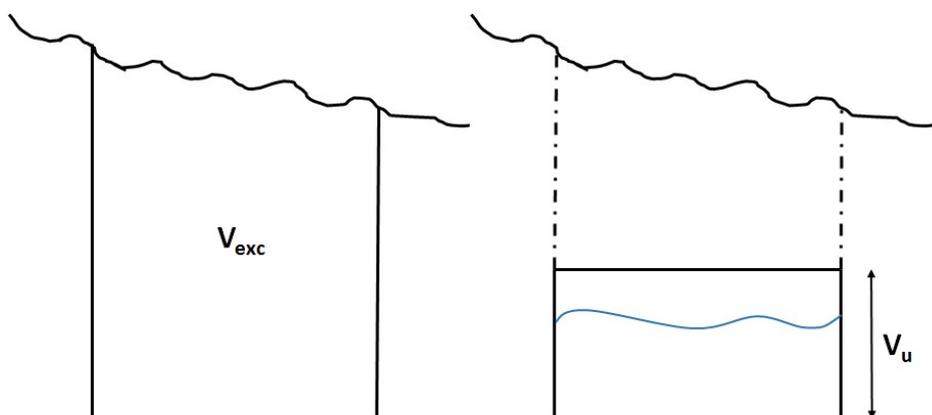


Figura 12. Comparación entre el volumen de excavación y el volumen útil en tanques de retención.

El problema radica en determinar si el volumen V_{DR} de la expresión (5) debe ser el volumen de excavación V_{exc} o el volumen útil V_u . Indudablemente, en aquellas tipologías de construcción de tanques en las que la excavación sea una parte importante del proyecto, la adopción de V_{exc} será una opción más cercana al presupuesto final del tanque.

Por el contrario, en aquellos casos en los que el volumen V_u sea muy inferior al V_{exc} por encontrarse los conductos a mucha profundidad, puede ocurrir que la utilización del parámetro V_{exc} suponga un sobre coste excesivo y desvirtúe la solución final obtenida.

A fin de dar generalidad al problema planteado, el modelo de optimización desarrollado permite seleccionar si para el cálculo de la función de costes se emplea el volumen de excavación V_{exc} o el volumen útil V_u .

3.4.3. Funciones de Coste de los Conductos

Una de las novedades desarrolladas en esta fase del proyecto es la posibilidad de considerar la sustitución de alguna de las conducciones por otra de dimensiones diferentes. Se trata de una alternativa diferente a la instalación de tanques y que, en ocasiones, puede ser complementaria a la instalación exclusivamente de los tanques.

A fin de poder valorar económicamente los costes derivados de la instalación de nuevas conducciones, se ha elaborado una función que representa estos costes en función del diámetro de las conducciones. Al igual que ocurrió en el caso de la curva de costes de tanques de retención, se ha dispuesto de fuentes de información diferentes. En este caso, costes de conductos en España y Colombia.

En primer lugar, se realizó un estudio en base a utilizar un generador de precios en España⁵. Dicho generador de precios permite establecer los costes asociados tanto al tubo como a la instalación del mismo. Los resultados de dicho estudio son los que se recogen en la Tabla 2. En dicha tabla aparece no sólo el coste de adquisición del tubo, sino también su coste de instalación. La última columna representa el precio definitivo para cada uno de los diámetros nominales en España.

⁵Fuente: http://www.generadordeprecios.info/obra_nueva/Acondicionamiento_del_terreno/Red_de_saneamiento_horizantal/Colectores/Colector_enterrado_0_0_0_1_0_0_0_0_0_0_0_0_0_6_0.html (acceso 20/01/16)

Tabla 2. Costes de instalación (en €/m) de conductos de saneamiento de PVC en España.

DN (m)	DN (mm)	€/m (tubo)	€/m (inst)	€/m
0.16	160	12.18	14.91	27.09
0.20	200	16.64	17.58	34.22
0.25	250	27.07	21.23	48.30
0.32	315	36.90	25.75	62.65
0.40	400	59.20	32.28	91.48
0.50	500	106.10	41.10	147.20
0.63	630	118.39	51.59	168.98
0.80	800	192.01	69.29	261.30
1.00	1000	285.56	89.28	374.84
1.20	1200	402.07	105.85	507.92

Un enfoque similar se ha intentado realizar con los precios en Colombia. No obstante, no ha sido posible, ya que no se disponía de los costes de instalación.

La Figura 13 representa la relación entre los precios de ambos países. Como puede apreciarse del ajuste lineal realizado para los 6 diámetros nominales menores, la relación entre costes es aproximadamente del 50.61%.

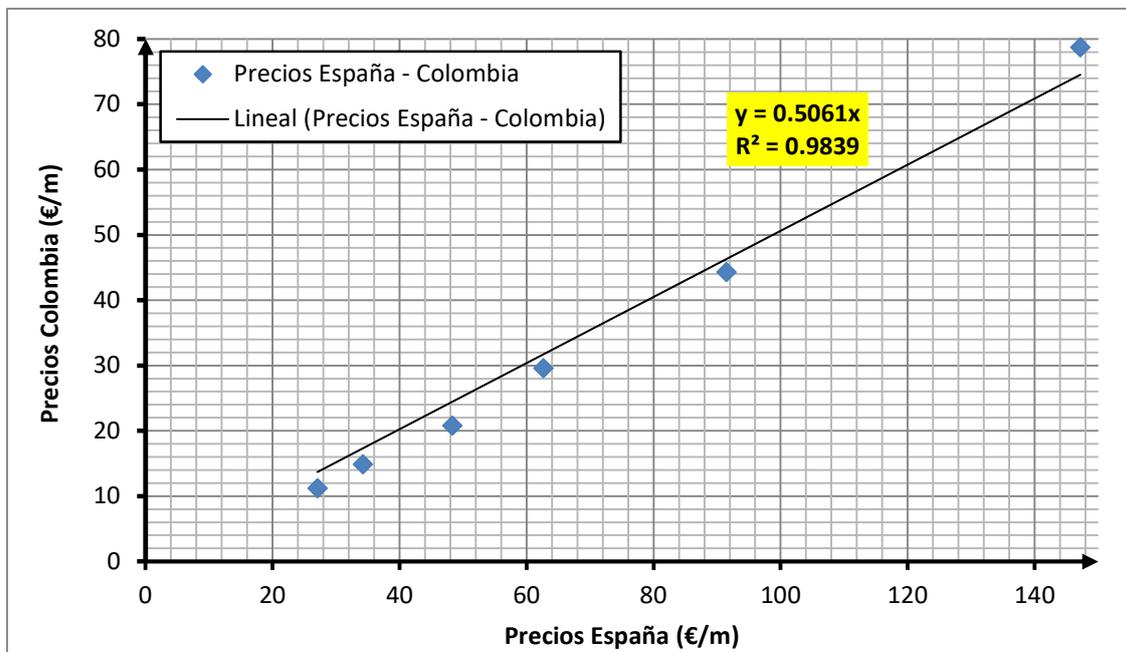


Figura 13. Representación gráfica de la muestra de datos de precios de conducciones (en €/m) en España frente a precios en Colombia (en €/m) y ajuste lineal de los datos.

Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

Tanto los datos de España como los de Colombia fueron ajustados a un polinomio de grado 2 sin término independiente:

$$C(D_N) = A \cdot D_N + B \cdot D_N^2 \quad (8)$$

En la expresión anterior (8), A y B son los coeficientes característicos para la función de ajuste de coste de conductos. Los resultados obtenidos de estos ajustes son los que se recogen en la Tabla 3.

Tabla 3. Valores de los coeficientes de las curvas de coste de diámetros.

Origen costes	A	B
España	135.7	232.8
Colombia	40.685	208.06

De este modo, los costes en España y Colombia para la serie de diámetros nominales quedarían como se muestra en la Tabla 4.

Tabla 4. Costes de conductos en España y Colombia.

DN (m)	DN (mm)	Coste España (€/m)	Coste Colombia (€/m)
0.16	160	27.09	11.84
0.20	200	34.22	16.46
0.25	250	48.30	23.18
0.32	315	62.65	34.32
0.40	400	91.48	49.56
0.50	500	147.20	72.36
0.63	630	168.98	108.21
0.80	800	261.30	165.71
1.00	1000	374.84	248.75
1.20	1200	507.92	348.43

3.4.4. Funciones de Costes de Inundación

Dentro de la función objetivo, deben incluirse también los costes asociados a las potenciales inundaciones que se produzcan en la red de drenaje.

Tal como se verá en los apartados posteriores, esta función de coste puede estar relacionada o bien con el volumen de inundación o bien con el nivel de inundación. Asimismo, estas funciones de coste pueden arrojar el coste de inundación total o el coste por unidad de superficie de inundación.

A continuación, se tratan los tres tipos de funciones de inundación:

- **Función de coste proporcional al volumen total de inundación**

Durante las fases iniciales del modelo de optimización sin control hidráulico, se definió un coste K_i proporcional al volumen de inundación.

$$C_{\text{Inundación}} = \sum_{i=1}^N C(V_i(i)) = K_i \cdot \sum_{i=1}^N V_i(i) \quad (9)$$

Esta función (9) permite calcular a partir de la constante K_i y del volumen de inundación V_i en cada nudo cuál es el coste total de inundación. Cuanto más elevado es el valor de la constante K_i , la inundación decrece hasta la nulidad, tanto en volumen como en coste.

- **Función de coste polinómica**

Esta función toma como punto de partida el estudio de la Universidad de Los Andes (2006) sobre costes de inundación. Dicho estudio relaciona el coste de inundación con el nivel máximo de agua que se alcanza. Se obtiene así una curva que representa el coste de inundación por m^2 de superficie en función del nivel de inundación. Dicho estudio preliminar se ha realizado para varios estratos sociales (estratos 1 a 6), para un uso comercial del suelo y para el uso industrial. Finalmente, también se ha obtenido una curva que promedia los usos anteriormente definidos.

En este estudio se establecían los costes de inundación en función del nivel como polinomios de cuarto grado. Cada uno de estos polinomios para el presente trabajo se define mediante la expresión:

$$C(V_i) = A \cdot y^4 + B \cdot y^3 + C \cdot y^2 + D \cdot y \quad (10)$$

Los coeficientes de la ecuación (10), ajustados para costes expresados en euros, son los que se recogen en la Tabla 5. De forma gráfica, conducen a las curvas de costes de la Figura 14.

Tabla 5. Coeficientes de ajuste de las funciones de coste polinómicas de inundación.

Uso del suelo	A	B	C	D
Estrato 1	117.60	-363.91	256.86	130.66
Estrato 2	205.12	-623.76	440.79	217.93
Estrato 3	110.58	-308.48	83.54	366.98

Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

Uso del suelo	A	B	C	D
Estrato 4	251.56	-701.88	190.07	835.00
Estrato 5	116.00	-208.99	-483.88	1290.70
Estrato 6	184.52	-335.25	-773.28	2064.80
Comercial	4046.00	-12579.00	9830.50	2629.10
Industrial	3836.00	-12068.00	10166.00	1066.70
Promedio	1108.50	-3398.60	2463.80	1075.20

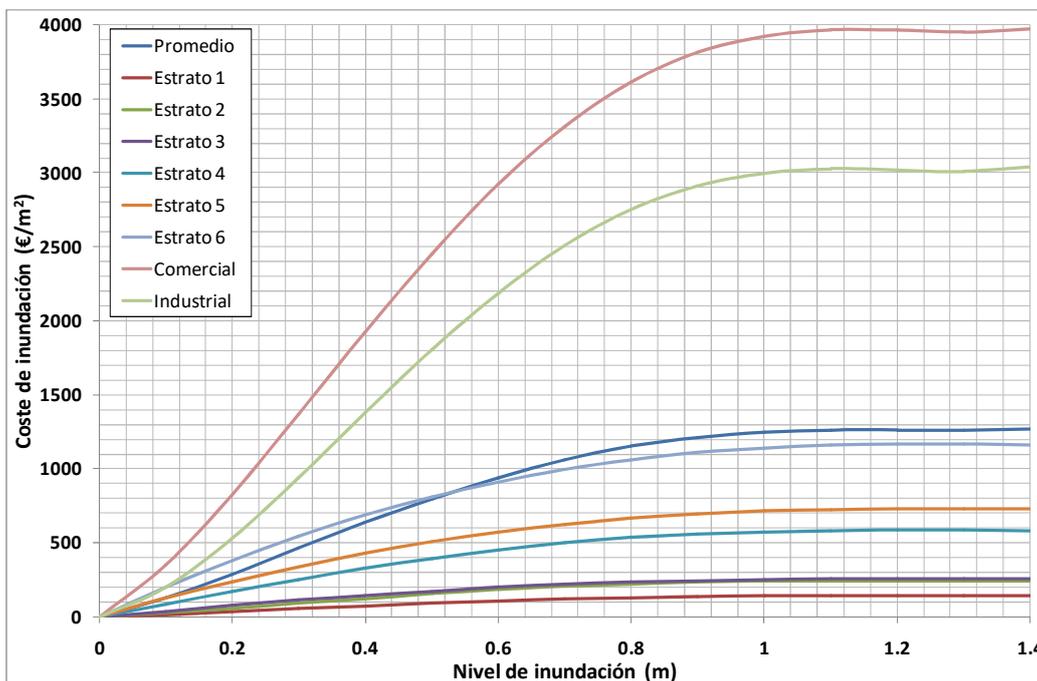


Figura 14. Curvas de coste de inundación de tipo polinómico.

Las curvas polinómicas definidas a partir de los coeficientes de la Tabla 5 y que se representan en la Figura 14 no son las originalmente desarrolladas por la Universidad de Los Andes (2006). Estas curvas han sido modificadas para considerar únicamente polinomios de cuarto orden pero sin término independiente. De esta forma, cuando el nivel de inundación es nulo, el coste es igualmente nulo. Asimismo, tal como se indicó con anterioridad, los costes (originalmente en pesos colombianos) se han convertido a euros utilizando un factor de conversión de 3000 \$ por cada euro.

Del análisis de dichas curvas de coste polinómicas (Figura 14), se ve que existe un nivel máximo de inundación a partir del cual el coste no aumenta. Se supone que dicho nivel es el que genera la pérdida de todos los bienes materiales contenidos, de forma que aumentos superiores a 1.4 metros no generan aumento de coste de inundación.

Para poder aplicar estas curvas de inundación, es necesario disponer en cada uno de los nudos del valor del área de inundación o área de influencia del nudo. Nótese que los costes definidos en la Figura 14 representan los costes por unidad de superficie de inundación. Por ello, en el modelo matemático de la red de drenaje, es necesario definir el área de inundación que corresponde a cada uno de los nudos.

- **Función de coste adimensional**

Los datos del estudio de inundación de la Universidad de los Andes (2006) también pueden ajustarse a otro tipo de funciones además de las de tipo polinómico, como las que aparecen en la Figura 14. Se plantea, en esta línea, un ajuste de los datos correspondientes al uso promedio a una expresión potencial de la forma:

$$C(y) = C_{\max} \cdot \left(1 - e^{-\lambda \frac{y}{y_{\max}}} \right)^b \quad (11)$$

En la ecuación anterior (11), C_{\max} refleja el coste máximo al que tienden todas las curvas de coste de inundación cuando se alcanza un nivel de inundación y_{\max} ; la variable y es el nivel de inundación existente en el nudo; λ , b son los dos coeficientes de ajuste de la curva potencial.

Se ha realizado un ajuste para ver qué valores de λ y b resultan mejores para las funciones de coste. Los coeficientes que mejor se adaptan a los datos del uso promedio se detallan en la Tabla 6.

Tabla 6. Ajuste de los coeficientes λ y b .

λ	4.88
b	2

En definitiva, los coeficientes de la Tabla 7 permiten ajustar de forma más o menos precisa el comportamiento de las diferentes curvas de inundación. De esta forma, dado que el nivel de inundación que genera el máximo de daño y_{\max} es igual a 1.4 m para todos los casos estudiados, únicamente queda por definir el parámetro C_{\max} . Dicho parámetro representa (Tabla 7) el coste máximo por unidad de superficie en función del uso del suelo.

Tabla 7. Valores del coeficiente C_{max} para los diferentes usos.

Uso del suelo	C_{max} (€/m ²)
Estrato 1	142.34
Estrato 2	245.442
Estrato 3	256.92
Estrato 4	584.49
Estrato 5	732.31
Estrato 6	1,167.86
Comercial	3,974.86
Industrial	3,040.53
Promedio	1,266.98

A fin de mostrar la bondad de la nueva curva adimensional, se han estudiado comparativamente cada una de las curvas de coste polinómico con las curvas adimensionales. A modo de ejemplo, en la Figura 15 se recoge la comparación entre las curvas polinómica y adimensional para el uso promedio.

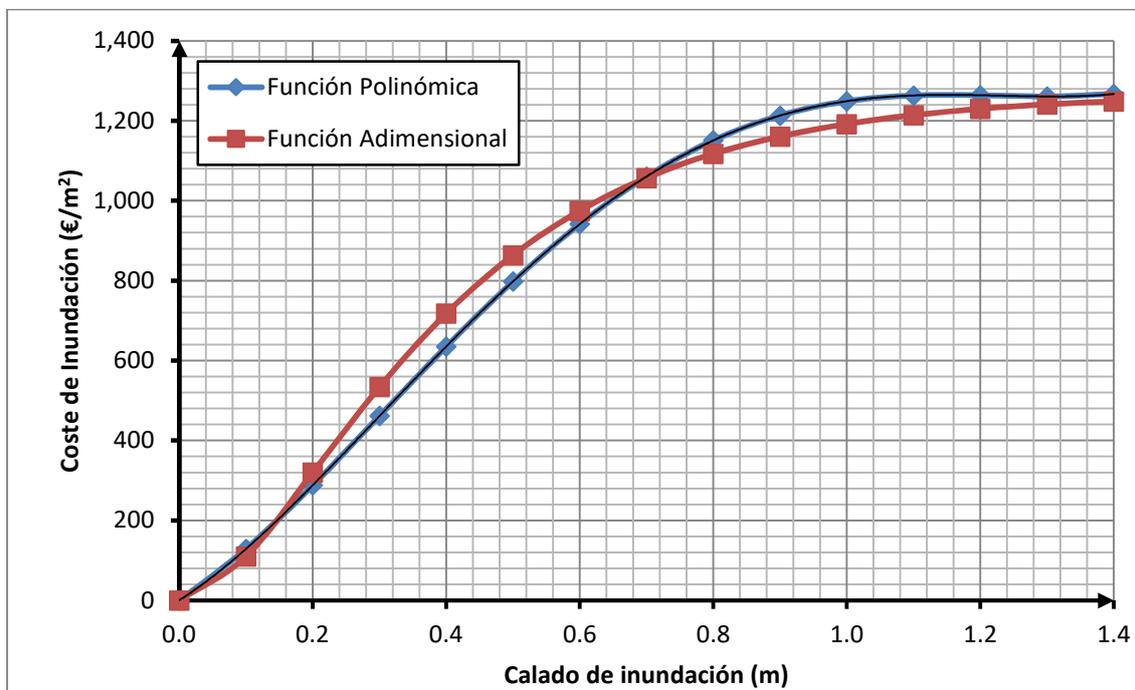


Figura 15. Representación gráfica comparativa de las funciones polinómica y adimensional, que relacionan profundidad de inundación frente a coste de inundación.

CAPÍTULO 4. CASO DE ESTUDIO

4.1. PRESENTACIÓN DEL CASO DE ESTUDIO: LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN

En el marco de la investigación realizada para la fase II del proyecto “Drenaje urbano y cambio climático: Hacia los sistemas de alcantarillado del futuro” y dentro del eje relativo a la reducción de los caudales pico, se propuso la aplicación de la metodología de optimización a un subsector de la red de drenaje pluvial Chicó Sur: E-Chicó. La red de alcantarillado Chicó, situada en la ciudad de Bogotá (Colombia), está dividida en dos: Chicó Norte y Chicó Sur.



Figura 16. Ubicación de los polígonos que delimitan las áreas que drenan a los sectores de las redes de alcantarillado Chicó Norte y Chicó Sur. Localización de las tres estaciones pluviométricas más cercanas a la zona de estudio.

La red E-Chicó se encuentra ubicada en el extremo sur oriental de la red Chicó Sur (representada por el polígono de color más azulado en la Figura 16. Ubicación de los polígonos que delimitan las áreas que drenan a los sectores de las redes de alcantarillado Chicó Norte y Chicó Sur. Localización de las tres estaciones pluviométricas más cercanas a la zona de estudio.), encontrándose limitada por la Avenida 7^{ma} y la Carrera 30 en el sentido Oriente – Occidente, y entre la Calle 92 y la Calle 95 en el sentido Sur-Norte.

Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

En la Figura 17, se pueden observar los conductos pertenecientes a la red troncal (marcados en verde), los conductos de la red local se muestran de color azul, los pozos o nudos aparecen de color gris claro y el punto de descarga se representa por un triángulo amarillo. De la misma forma, se muestra la ubicación o localización relativa de la red E-Chicó dentro del polígono correspondiente a Chicó Sur.



Figura 17. Esquema de la red de drenaje E-Chicó (señalización de los tramos de red local y troncal) y ubicación de la misma dentro de Chicó Sur.

En la Tabla 8, se presenta el número de tuberías (35), nudos (también 35) y puntos de descarga de los que consta la red de drenaje E-Chicó (1).

Tabla 8. Resumen de los componentes de las red de alcantarillado E-Chicó.

Componente	Cantidad
Tuberías y conductos	35
Nudos (pozos)	35
Puntos de descarga	1

En la Figura 18, se recoge el esquema topológico para el modelo hidráulico EPA SWMM 5.0 de la red del ejemplo, con los códigos alfanuméricos de identificación de los nudos de la misma.

- **Nudos y subcuencas**

En la Tabla 9, aparecen las 35 subcuencas que drenan a los 35 nudos de vertido de la red de saneamiento de tipo pluvial E-Chicó. Para cada una de estas subcuencas, se detalla el identificador, la superficie de la misma y los porcentajes de área impermeable y pendiente media.

Tabla 9. Subcuencas de las que se compone la red E-Chicó con sus respectivos nudos de vertido, superficie de la subcuenca (en hectáreas) y porcentajes de área impermeable y de pendiente media de cada una de ellas.

Id. Subcuenca	Nudo de vertido	Área de la subcuenca (ha)	% Área impermeable	% Pendiente media
C_PMI92734	PMI92734	1	100	1.1
C_PMI92735	PMI92735	1.25	100	3.9
C_PMI92736	PMI92736	0.47	100	0.8
C_PMI92748	PMI92748	1.25	94.8	3.3
C_PMI92754	PMI92754	1.16	100	0.8
C_PMI92764	PMI92764	1.53	82.8	7
C_PMI92766	PMI92766	1.53	100	3.6
C_PMI92774	PMI92774	1.45	52.6	7.5
C_PMI92775	PMI92775	0.62	64.7	4.7
C_PMI92782	PMI92782	1	100	0.9
C_PMI92786	PMI92786	1.13	100	3.8
C_PMI92792	PMI92792	0.82	100	2.6
C_PMI92813	PMI92813	1.38	73.6	16.9
C_PMP106155	PMP106155	1.5	90.6	1.9
C_PMP106384	PMP106384	2.71	100	2.2
C_PMP92827	PMP92827	1.95	100	3.8
C_PMP92864	PMP92864	2.42	100	3.6
C_PMP92876	PMP92876	0.7	100	2
C_PMP92896	PMP92896	3.03	100	1.1
C_PMP92901	PMP92901	2.19	90.3	4.8
C_PMP92903	PMP92903	1.12	85.3	4.3
C_PMP92925	PMP92925	3.27	100	0.5
C_PMP92926	PMP92926	2.52	100	0.9

Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

Id. Subcuenca	Nudo de vertido	Área de la subcuenca (ha)	% Área impermeable	% Pendiente media
C_PMI92734	PMI92734	1	100	1.1
C_PMP92933	PMP92933	0.93	100	4.8
C_PMP92934	PMP92934	0.99	86.2	4.7
C_PMP92990	PMP92990	1.48	100	0.7
C_PMP93000	PMP93000	1.89	100	3.1
C_PMP93004	PMP93004	1.08	29.2	27.7
C_PMP93024	PMP93024	1.21	90.6	0.7
C_PMP93031	PMP93031	1.53	100	0.9
C_PMP93036	PMP93036	1.93	100	3.1
C_PMP93099	PMP93099	1.73	100	1.1
C_PMP93107	PMP93107	1.24	80.9	12.3
C_PMP93182	PMP93182	1.28	61.5	24.4
C_PMP93198	PMP93198	0.45	100	3.4

Análogamente a los datos de las subcuencas, se agrupan en la Tabla 10 los identificadores de los nudos que componen la red de drenaje, sus cotas de solera, las profundidades máximas de cada uno y el área de influencia del nudo o superficie que podría inundarse.

Tabla 10. Nudos o pozos de la red de drenaje E-Chicó con sus respectivos identificadores, cotas de solera, profundidades máximas y área de influencia de cada uno de los nudos.

Id Nudo	Cota de solera (m)	Profundidad Máxima (m)	Área de influencia del nudo (m ²)
PMI92734	2,555.97	2.74	1,000
PMI92735	2,563.67	2.45	1,250
PMI92736	2,552.88	1.38	470
PMI92748	2,571.98	1.48	1,250
PMI92754	2,555.04	1.38	1,160
PMI92764	2,575.26	2.06	1,530
PMI92766	2,569.21	1.53	1,530

Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

Id Nudo	Cota de solera (m)	Profundidad Máxima (m)	Área de influencia del nudo (m ²)
PMI92774	2,575.59	1.25	1,450
PMI92775	2,572.07	1.9	620
PMI92782	2,553.31	2.1	1,000
PMI92786	2,560.66	1.32	1,130
PMI92792	2,556.62	3.35	820
PMI92813	2,585.94	1.4	1,380
PMP106155	2,559.00	0.91	1,500
PMP106384	2,556.50	3.49	2,710
PMP92827	2,565.41	1.28	1,950
PMP92864	2,561.86	2.63	2,420
PMP92876	2,556.14	2.19	700
PMP92896	2,553.39	1.94	3,030
PMP92901	2,568.14	2.26	2,190
PMP92903	2,571.38	2.42	1,120
PMP92925	2,548.97	3.07	3,270
PMP92926	2,551.24	2.81	2,520
PMP92933	2,567.97	1.72	930
PMP92934	2,570.06	1.57	990
PMP92990	2,553.02	2.29	1,480
PMP93000	2,563.08	1.83	1,890
PMP93004	2,573.25	2.25	1,080
PMP93024	2,548.43	3.07	1,210
PMP93031	2,553.85	1.97	1,530
PMP93036	2,558.57	2.49	1,930
PMP93099	2,555.55	2.43	1,730
PMP93107	2,574.53	2.25	1,240
PMP93182	2,587.65	2.6	1,280
PMP93198	2,564.59	2.61	450

- **Punto de descarga**

Se presenta en la Tabla 11 el último nudo o punto de descarga de la red, por el que debería evacuarse todo el caudal circulante en la red de drenaje E-Chicó, que conectaría con otro tramo de la red Chicó Sur. Para la identificación del mismo, se especifica la cota de solera.

Tabla 11. Nudo de descarga de la red de drenaje pluvial E-Chicó con su cota de solera.

Id Nudo	Cota de solera (m)
PMP92951	2,548.37

Se observa en el mapa de contornos de la red E-Chicó (ver Figura 19) que funciona completamente por gravedad, ya que el perfil del terreno es favorable al drenaje de las aguas pluviales, existiendo prácticamente 40 m de desnivel (39,28 m) entre los nudos de mayor y menor elevación (cota de solera). No existe, por tanto, en la red ninguna estación de bombeo: desaparecen las variables de decisión del problema relacionadas con las bombas.

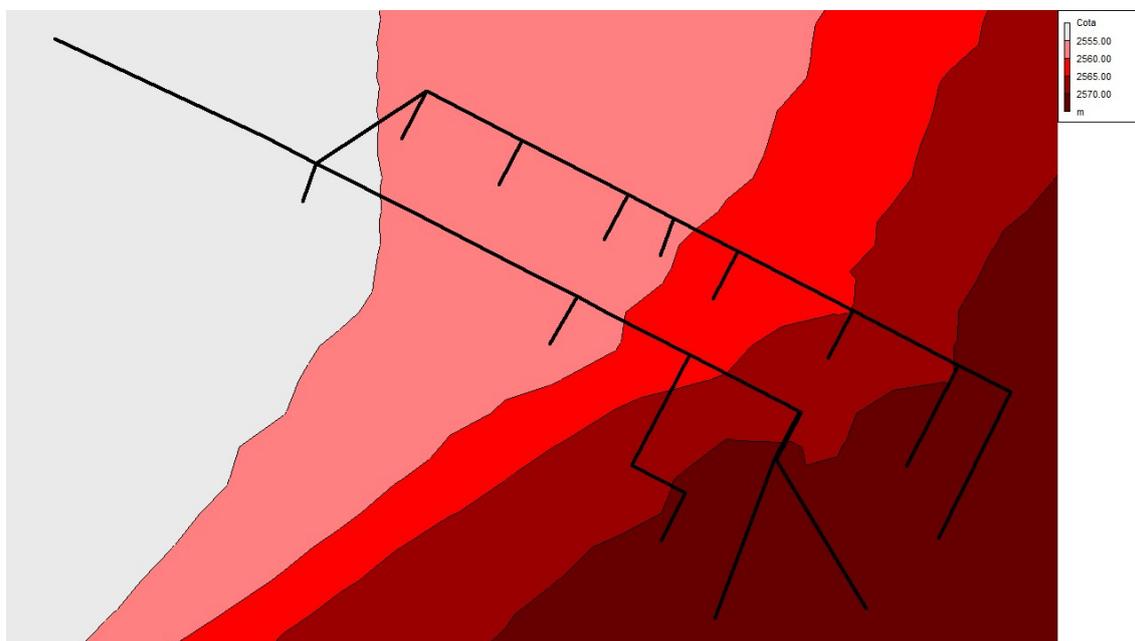


Figura 19. Mapa de contorno con los diferentes niveles de cotas de solera de los nudos de la red E-Chicó.

- **Conductos**

La ordenación topológica de las diferentes conducciones de la red se recoge en la Tabla 12, donde para cada una de las líneas aparecen: los nudos inicial y final, la longitud y el

Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

diámetro de la tubería. Hay que destacar que, en la red analizada, la totalidad de las conducciones es de geometría circular.

Tabla 12. Conducciones de la red de drenaje E-Chicó con sus respectivos nudos inicial y final, longitudes y diámetros originales.

Id Línea	Nudo Inicial	Nudo Final	Longitud (m)	Diámetro (mm)
PLT85619	PMI92792	PMP92876	68.24	300
PLT85622	PMI92736	PMP92926	66.74	400
PLT85638	PMI92774	PMP92934	124.22	450
PLT85639	PMP92934	PMP93198	79.16	450
PLT85640	PMI92735	PMP93000	85.55	400
PLT85641	PMP93004	PMP92933	93.17	400
PLT85642	PMP92933	PMP93000	187.94	550
PLT85671	PMP106384	PMP92896	187.12	850
PLT85674	PMI92766	PMP92827	180.09	500
PLT85678	PMI92748	PMP92903	91.21	400
PLT85679	PMP92903	PMP92901	203.14	550
PLT85719	PMP92827	PMP92864	197.82	600
PLT85720	PMP92864	PMP106384	201.07	750
PLT85736	PMI92734	PMP93099	80.08	400
PLT85738	PMP93099	PMP93031	187.31	900
PLT85740	PMP93198	PMP92864	194.54	600
PLT85742	PMI92754	PMP93031	79.98	500
PLT85743	PMI92782	PMP92990	84.81	400
PLT85744	PMP93031	PMP92990	169.06	1,100
PLT85747	PMP92896	PMP92926	273.72	1,000
PLT85750	PMP92990	PMP92926	270.92	1,200
PLT85769	PMP92925	PMP93024	337.56	1,400
PLT85771	PMP92926	PMP92925	90.38	1,300
PLT85786	PMI92813	PMP93107	172.65	400
PLT85791	PMP92876	PMP93099	81.8	750
PLT85819	PMI92764	PMP92933	180.27	400
PLT85821	PMP93107	PMP93004	90.99	400

Id Línea	Nudo Inicial	Nudo Final	Longitud (m)	Diámetro (mm)
PLT85619	PMI92792	PMP92876	68.24	300
PLT85865	PMI92786	PMP93036	85.62	400
PLT85866	PMP93036	PMP92876	113.02	750
PLT85881	PMP92901	PMP93198	85.78	600
PLT85916	PMP93000	PMP93036	203.82	600
PLT85922	PMP93024	PMP92951	33.19	1,400
PLT86007	PMI92775	PMP92934	52.91	300
PLV86064	PMP93182	PMP92901	270.94	560
PLT100880	PMP106155	PMP106384	88.46	400

4.2. ANÁLISIS DE LA RED ORIGINAL CON EL ESCENARIO DE LLUVIA FUTURO

Generalmente, en el ámbito ingenieril, se tiende a diseñar o analizar el comportamiento de un sistema en la situación más desfavorable o crítica para éste, de modo que si es capaz de funcionar en esas condiciones de trabajo o sollicitación podría afirmarse de manera implícita que también lo haría en el resto de escenarios posibles. En el campo de la ingeniería hidráulica no es diferente. No obstante, en algunas especialidades ingenieriles, como en el saneamiento, influyen variables de carácter aleatorio, como la precipitación, que pueden predecirse con cierto grado de probabilidad. La inversión estructural no resultaría admisible si tuviera que diseñarse para el escenario más crítico posible de precipitación. Por ello, se decide cuál es el periodo de retorno en el que la infraestructura debería poder funcionar adecuadamente y el tiempo de vida útil de dicha obra.

Para el caso de estudio, la lluvia de diseño fue dada (obtenida a partir de la curva IDF de Bogotá con un periodo de retorno de 10 años). Dicha curva poligonal de las intensidades de la tormenta de proyecto es la que puede observarse en la Figura 20.

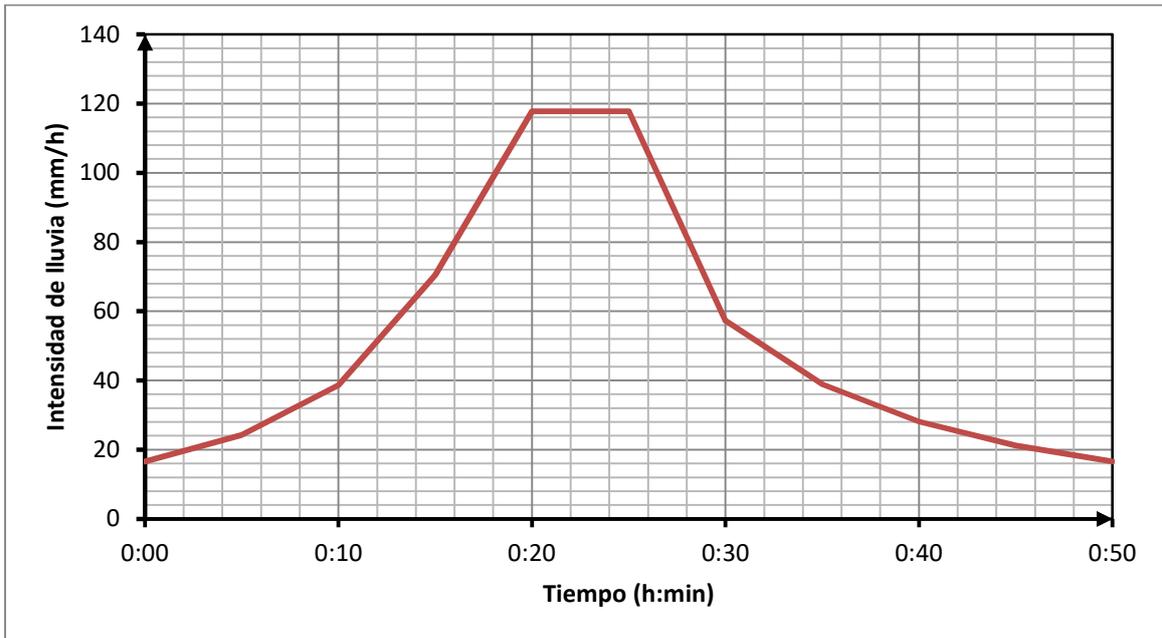


Figura 20. Lluvia de diseño utilizada en el caso de estudio.

Antes de proceder a la aplicación del modelo de la red E-Chicó, se realiza un análisis preliminar para saber el estado en el que se encuentra la red y ver su respuesta a la lluvia de diseño de la Figura 20.

Para ello, se realizó el análisis hidráulico de la red con el modelo EPA SWMM 5.0, detectándose que en varios de los nudos de la red se produce inundación. Los resultados de la inundación en los diferentes nudos del sistema se recogen en la Tabla 13. En dicha tabla, se observa que la inundación total del sistema es de 3,835 m³, lo que supone algo más del 16 % de la totalidad de la escorrentía generada (23,690 m³) para la lluvia de proyecto.

Tabla 13. Resultados de inundación en los nudos: caudal máximo, tiempo de inundación y volumen de inundación.

Nudo	Q _{max} (l/s)	T _{inundación} (h)	Vol _{inundación} (m ³)
PMI92735	87.03	0.12	24
PMI92786	30.29	0.03	2
PMI92792	78.05	0.14	26
PMP92876	589.17	0.29	385
PMP92896	512.85	0.35	470
PMP92925	1,021.95	0.44	1,182
PMP92933	369.01	0.17	133
PMP93000	662.66	0.34	502

Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

Nudo	Q_{\max} (l/s)	$T_{\text{inundación}}$ (h)	$Vol_{\text{inundación}}$ (m ³)
PMI92735	87.03	0.12	24
PMP93107	350.41	0.16	124
PMP93198	1,170.87	0.33	950
PMP106155	80.09	0.19	37
		TOTAL	3,835

De forma más específica, en la Figura 21 y en la Figura 22 se recoge la evolución del caudal de inundación en cada uno de los nudos de la red. En la Figura 21, aparece la evolución de los nudos en los que el nivel de inundación es mayor (picos de caudal de inundación superiores a 300 l/s), mientras que en la Figura 22 los nudos con menores caudales (caudales máximos de inundación inferiores a 100 l/s).

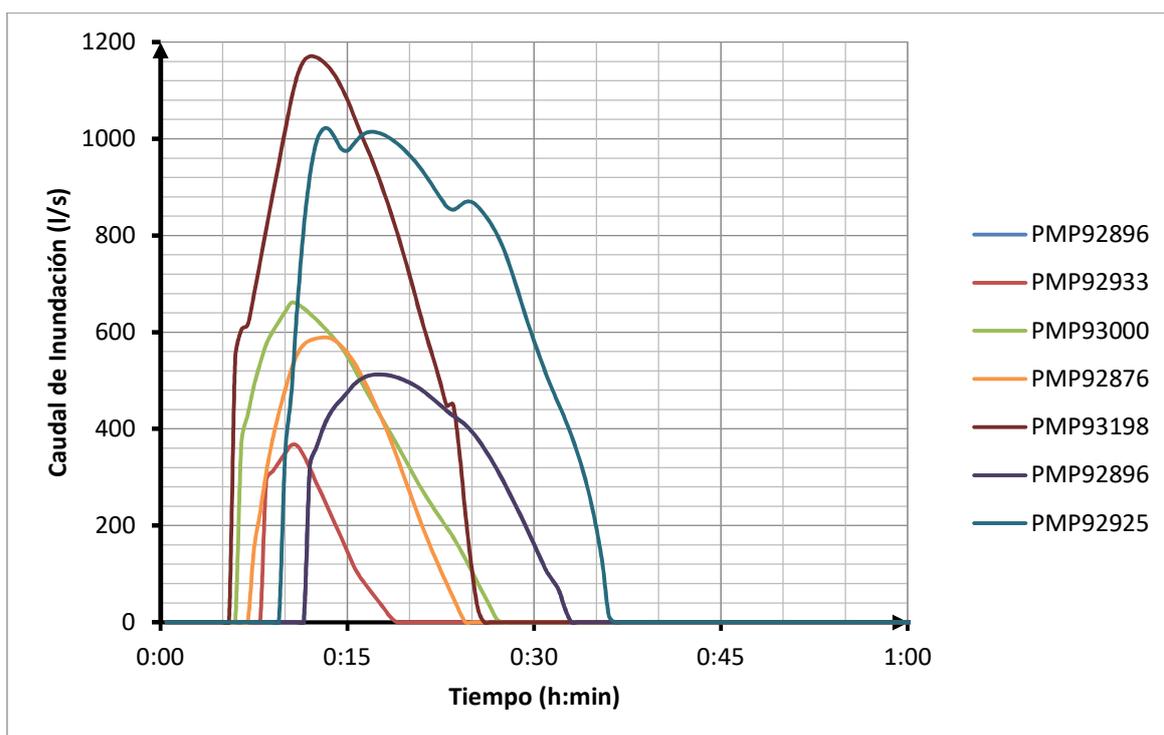


Figura 21. Evolución de los caudales de inundación principales en la red E-Chicó.

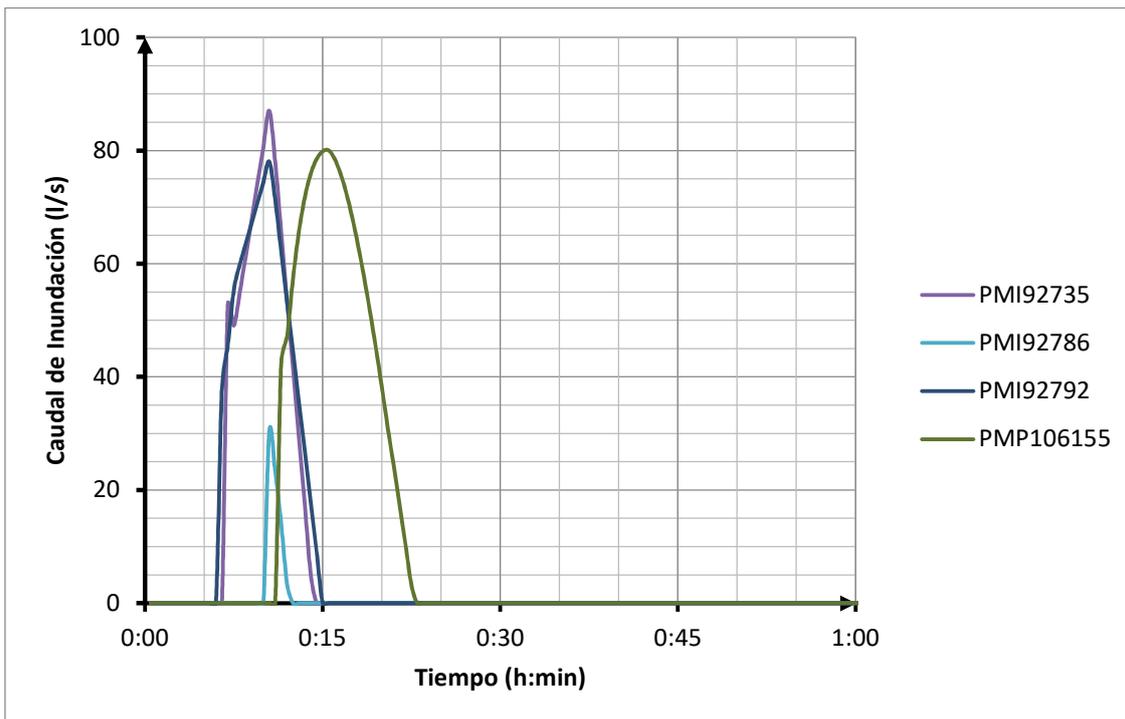


Figura 22. Evolución de los caudales de inundación menores en la red E-Chicó.

En la Figura 23 se representa el esquema de la red con los 11 nudos (de color rojo) en los que se produce inundación, conjuntamente con el volumen de inundación en cada nudo (en m³).

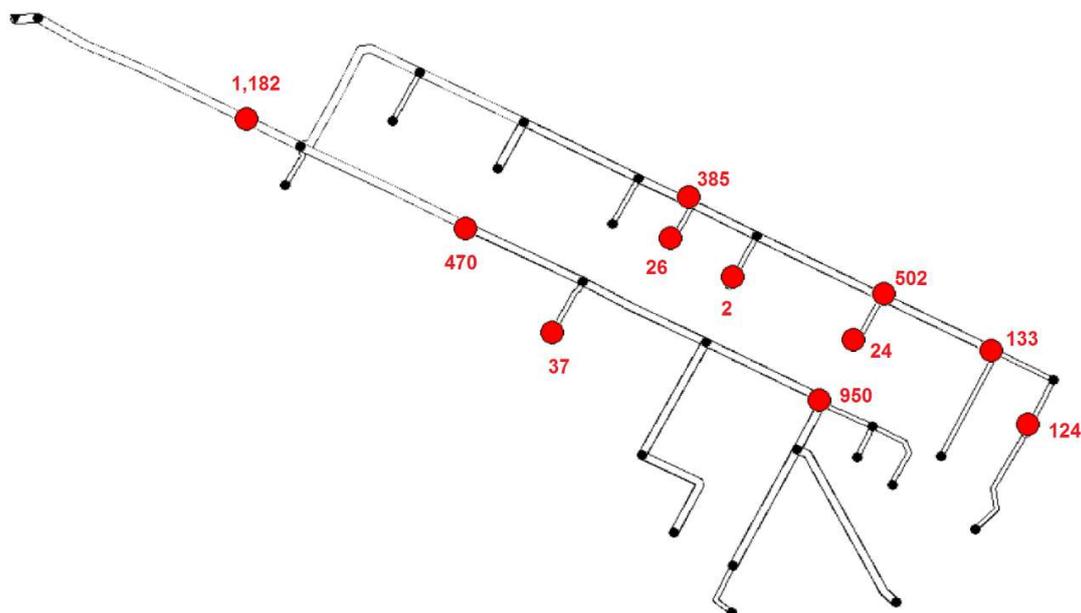


Figura 23. Representación en SWMM 5.0 de los nudos de la red de drenaje E-Chicó en los que se produce inundación durante el evento de lluvia considerado.

Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

Cabe añadir que los costes de inundación asociados al análisis de la red original con el escenario de lluvia de diseño dado oscilan entre los 5 y 6 millones de euros, dependiendo de si se calculan a partir de la función de costes polinómica o la adimensional (Tabla 14).

Tabla 14. Estimación de costes de inundación en cada nudo y totales a partir de las funciones de coste polinómica y adimensional.

Nudo	Vol. total inund. (10 ⁶ l)	Área inund. (m ²)	Altura inund. (m)	Función coste polinómica		Función coste adimensional	
				Coste por área inund. (€/m ²)	Coste total (€)	Coste adim.	Coste total (€)
PMI92735	0.024	1,250	0.019	21.53	26,910.24	0.004	6,669.02
PMI92786	0.002	1,130	0.002	27.97	41,955.13	0.000	54.43
PMI92792	0.026	820	0.032	1.91	2,159.10	0.011	11,428.54
PMP106155	0.037	1,500	0.025	36.46	29,898.41	0.007	12,962.09
PMP92876	0.385	700	0.550	214.02	648,476.69	0.729	646,704.80
PMP92896	0.47	3,030	0.155	872.65	610,856.47	0.175	672,300.57
PMP92925	1.182	3,270	0.361	194.68	181,050.73	0.514	2,132,165.52
PMP92933	0.133	930	0.143	568.98	1,860,562.78	0.155	182,308.35
PMP93000	0.502	1,890	0.266	401.23	758,327.92	0.365	875,945.71
PMP93107	0.124	1,240	0.100	128.87	159,799.11	0.087	136,663.15
PMP93198	0.95	450	2.111	3,291.94	1,481,373.31	0.999	569,924.60
Volumen total inundación (m ³)	3,835			Coste total (€)	5,801,369.90	Coste total (€)	5,247,126.76

En definitiva, el análisis de la red original con el escenario de lluvia dado muestra que la misma es insuficiente para drenar una lluvia de proyecto como la seleccionada: con un volumen total de inundación cercano a los 4,000 m³ (3,835 m³) y con unos costes asociados de más de 5 millones de euros en daños.

Por ello, la red E-Chicó se ha considerado adecuada para aplicar el algoritmo de optimización desarrollado. Por consiguiente, el presupuesto final de la solución optimizada a través del Algoritmo Pseudogenético (APG) no deberá sobrepasar el de las penalizaciones calculadas por inundación y el volumen por vertido deberá reducirse.

4.3. DECISIONES DEL PROCESO DE OPTIMIZACIÓN

A fin de mostrar el adecuado funcionamiento del modelo de optimización, se ha utilizado la red E-Chicó como ejemplo o caso de estudio. Se tomó como punto de partida el modelo matemático calibrado de dicha red de drenaje en SWMM con las características descritas en el apartado 4.1.

4.3.1. Variables de decisión

Para el cálculo con el modelo pseudogenético, se tuvieron que tomar determinadas premisas relacionadas con las variables de decisión, las cuales se comentan a continuación:

- En cuanto a las bombas, no se contempló la optimización con grupos de bombeo, ya que la red objeto de estudio funcionaba íntegramente por gravedad. Por tanto, las variables de decisión asociadas a las bombas no se tuvieron en cuenta en el problema de optimización aplicado a este caso de estudio.
- En cuanto a los nudos, los 35 nudos del sistema se consideraron como potenciales para instalar tanques de tormenta. Todas las secciones de los potenciales tanques se discretizaron en 40 valores cada una, con un valor mínimo de 0 y un valor máximo de 2,000, es decir, la sección máxima a considerar era de 2,000 m², y la mínima de 0, siendo los escalones entre dos soluciones consecutivas de 50 m².
- En cuanto a los depósitos, la red de drenaje E-Chicó no presentaba ningún tanque.
- En cuanto a los conductos, las 35 líneas de la red se consideraron como potenciales para la rehabilitación. Se utilizó una gama de diámetros nominales discretizada para las tuberías (Tabla 15), cuyo valor mínimo es 300 mm y su valor máximo 3,000 milímetros.

Tabla 15. Gama de diámetros nominales de los conductos.

DN (mm)	DN (m)
300	0.3
350	0.35
400	0.4
450	0.45
500	0.5
600	0.6
700	0.7

DN (mm)	DN (m)
800	0.8
900	0.9
1,000	1
1,100	1.1
1,200	1.2
1,300	1.3
1,400	1.4
1,500	1.5
1,600	1.6
1,800	1.8
1,900	1.9
2,000	2
2,200	2.2
2,400	2.4
2,600	2.6
2,800	2.8
3,000	3

4.3.2. Funciones de coste de la función objetivo

Una vez establecidas las variables de decisión del problema de optimización (potenciales tanques a instalar en nudos y diámetros de conducciones a sustituir), se precisaba seleccionar las funciones de coste que relacionaban estas variables con su coste. La suma de las cuatro funciones de coste componían la función objetivo (3): almacenamiento en red, de conducciones, de depósitos de retención y de inundación.

$$F.O. = \lambda_1 \sum_{i=1}^N C(V_i(i)) + \lambda_2 \sum_{i=1}^{N_b} C(V_{DR}(i)) + \lambda_3 \sum_{i=1}^M C(D_N(i)) \cdot L_i + \lambda_4 \sum_{i=1}^M C(V_{max}(i)) \quad (3)$$

- En cuanto a la función de coste de almacenamiento en red, el volumen dentro de la red no se consideró importante, por lo que el multiplicador de Lagrange λ_4 tomó un valor nulo. De este modo, el mayor o menor almacenamiento de agua en la red no afectaba en absoluto al valor de la función objetivo.

- En cuanto a las funciones de coste de los depósitos y los conductos, existen diferencias significativamente importantes entre los costes computados en España y Colombia. Por ello, a fin de poder comparar la influencia de estos costes se ha realizado el análisis de los diferentes escenarios con los costes de ambos países, tanto de tanques como de conducciones.
- Para la función de coste de depósitos en ambos países, se empleó el volumen de excavación, no el útil, pretendiendo ser más conservadores en el cómputo de la inversión asociada a la instalación de los mismos.
- Para la estimación de costes de inundaciones en la red, se consideró más adecuada la utilización de la función adimensional que la polinómica. La función lineal basada en el coste del volumen de inundación resultaba una aproximación bastante simplista y poco realista con la representación real de los costes de inundación. Por otro lado, la función de costes adimensional arrojaba soluciones bastante aproximadas a la curva promedio, puesto que sus parámetros (λ , b) fueron ajustados a partir de los mismos valores de partida que la polinómica.

4.3.3. Escenarios de actuación

Para mitigar los problemas de inundación en la red E-Chicó, se analizaron varios escenarios de optimización. Estos escenarios fueron los siguientes:

- **Escenario 1.** Rehabilitación de la red en base únicamente a modificar los conductos de la red y sustituirlos por unos de diámetro diferente. Este escenario supone un total de 35 variables de decisión, correspondientes a las 35 conducciones, cuyos diámetros se dejan como incógnitas.
- **Escenario 2.** Rehabilitación de la red instalando únicamente tanques de retención. Los costes asociados a estos tanques de retención se valorarán considerando el volumen de excavación de los mismos. Este escenario supone 35 variables de decisión, correspondiente a los 35 potenciales nudos en los que se puede instalar tanques.
- **Escenario 3.** Rehabilitación de la red combinando la instalación de conducciones y tanques de retención. Los costes asociados a los tanques se valoran con los volúmenes de excavación. El número de variables de decisión es 70.

4.3.4. Parámetros del Algoritmo Pseudogenético

Una de las decisiones más trascendentes a la hora de aplicar un APG es el establecimiento de los parámetros que lo componen. Los parámetros utilizados para el modelo APG son los siguientes:

- La probabilidad de mutación será del orden del 3 % para los primeros dos escenarios (sólo conductos y sólo tanques), y del 1.5 % cuando el número de variables de decisión era 70.
- La probabilidad de cruce se fijó en 0.8.
- El tamaño de población para el APG se estableció en 500 individuos para todos los tres escenarios considerados.
- Análogamente al tamaño de población, se dejó un criterio de parada de 500 generaciones sin cambio tanto para 35 como para las 70 variables de decisión.

4.4. RESULTADOS TRAS EL PROCESO DE OPTIMIZACIÓN

4.4.1. Análisis de los resultados de las funciones de costes en España

Todos los escenarios que se plantean de aquí en adelante para las funciones de coste en España fueron simulados al menos 50 veces. De los resultados que arroja como “output” el APG, el valor de la función objetivo (FO) resulta el de mayor trascendencia, puesto que recoge la suma de los costes de depósitos, conductos e inundación.

Como bien se ha recalcado anteriormente, los algoritmos heurísticos no aseguran la obtención de óptimos globales, pero la repetitividad de un mismo resultado de la función objetivo podría considerarse un indicio clave para diagnosticar ese óptimo global o la cercanía respecto a él (se ha preferido emplear el singular de óptimo global, puesto que la existencia de dos o más óptimos globales con exactamente el mismo valor de la función objetivo se plantea poco probable, aunque no imposible). Al no obtenerse dicha repetitividad en las diversas simulaciones, se ha apostado por valorar la presencia de buenas soluciones.

Se entiende como buena solución a aquélla que no supera en un 5 % el coste mínimo de la FO para un mismo caso del escenario de cálculo. La probabilidad acumulada de obtener una buena solución se hallaría a partir de las frecuencias relativas acumuladas para los distintos intervalos de clase del conjunto de valores del escenario de cálculo considerado. Como se precisaba de la frecuencia relativa acumulada para un sobrecoste respecto del mínimo del 5 %, en determinados casos, se obtuvieron los valores de frecuencias relativas acumuladas a partir de una simple interpolación lineal.

Esta interpolación lineal no afectó a los gráficos que relacionan la frecuencia relativa acumulada frente al sobrecoste respecto del mínimo valor de la FO, sino a las tablas donde se recogen los resultados de todos los casos analizados para los costes de España.

Los puntos que aparecen en las gráficas proceden de los límites superiores de cada intervalo de clase, de los que se calculó su frecuencia relativa acumulada a partir de un análisis estadístico, y reiterándolo de nuevo, sin necesidad de la interpolación lineal.

Para realizar el análisis estadístico de la probabilidad acumulada se procedió del siguiente modo:

1. Se ordenaron de menor a mayor todos los valores de la función objetivo para un mismo escenario.
2. Se contabilizó el total de simulaciones realizadas por el APG, n , y se empleó la fórmula (12), sugerida en literatura para la descripción estadística de una variable, para agrupar la muestra de valores en N_c intervalos de clase:

$$N_c = 1 + 3.22 \log_{10} n \quad (12)$$

3. De los n valores contabilizados, se extrajeron el mínimo y el máximo, pudiéndose establecer el rango como diferencia entre ambos.

$$Rango = Máx - Mín \quad (13)$$

4. El número de intervalos de clase N_c se redondeó al entero más cercano, N_c' . La longitud o amplitud de cada uno de los N_c' intervalos resultó de dividir el rango entre el número entero de intervalos de clase N_c' :

$$Amplitud = \frac{Rango}{N_c'} \quad (14)$$

5. La amplitud de intervalos fue redondeada al entero superior: $Amplitud'$. De este modo, el nuevo rango ($Rango'$) se calculaba como el producto de la nueva amplitud ($Amplitud'$) por el número entero de intervalos de clase (N_c'), existiendo una diferencia entre el nuevo rango y el anterior, que fue distribuida equitativamente entre el mínimo y el máximo.

$$Rango' = Amplitud' \cdot N_c' \quad (15)$$

$$Mín' = Mín - \frac{Rango' - Rango}{2} \quad (16)$$

$$Máx' = Máx + \frac{Rango' - Rango}{2} \quad (17)$$

6. De este modo, el límite inferior del primer intervalo era el nuevo mínimo ($Mín'$), mientras que el límite superior ($Lím_{SUP}$) era la suma del nuevo mínimo y la nueva amplitud.
7. El límite inferior del siguiente intervalo de clase lo constituía el límite superior del anterior, mientras que el límite superior, la suma del límite inferior y la nueva amplitud. Y así sucesivamente, hasta finalizar el número de intervalos de clase.

8. Cada uno de los límites superiores de estos N_c' intervalos de clase representaba un sobre coste respecto al mínimo coste de la función objetivo para dicho escenario.
9. De cada intervalo de clase, se estudió la frecuencia absoluta, a partir de la cual se pudieron calcular las frecuencias absolutas acumuladas y, posteriormente, las frecuencias relativas acumuladas, que representaban el dato de interés.

4.4.1.1. Escenario 1

Para que se vea la aplicación práctica del análisis estadístico de frecuencias que se ha detallado, se presentan a continuación las tablas (Tabla 16, Tabla 17 y Tabla 18) que se han creado para el escenario 1 (sólo conductos) para las funciones de coste en España.

Tabla 16. Número de simulaciones, número de intervalos de clase, los valores mínimo y máximo, el rango y la amplitud para el escenario de conductos en España.

n	N_c	Mín	Máx	Rango	Amplitud
60	6.72565	1,075,989.07	1,402,037.73	326,048.66	46,578.38

Como puede observarse en la Tabla 16, se realizaron un total de 60 simulaciones (más de 50) para el escenario 1, de los que se extrajeron los valores mínimo y máximo y su rango. A partir de la fórmula (12), se obtuvo el número de intervalos de clase (6.72565). La relación entre el rango y el número de intervalos de clase dio como resultado una amplitud de 46,578.38 €.

Tabla 17. Número de intervalos de clase redondeado, los nuevos valores mínimo y máximo, el nuevo rango, la nueva amplitud y la diferencia entre nuevo rango y rango para el escenario de conductos en España.

N_c'	Mín'	Máx'	Rango'	Amplitud'	Rango'- Rango
7	1,075,986.90	1,402,039.90	326,053	46,579	4.34

La Tabla 17 es una continuación de la anterior, pero redondeando al entero superior el número de intervalos de clase a 7 y la amplitud a 46,579 €. A partir de estos dos valores, aparecía un nuevo rango, cuya diferencia con el de la tabla anterior permitía establecer unos nuevos valores de mínimo y máximo.

Tabla 18. Límites inferior y superior de los intervalos de clase, relación entre el límite superior y el mínimo, frecuencias absoluta, absoluta acumulada y relativa acumulada para la estimación de la probabilidad de hallar buenas soluciones (escenario 1 en España).

N_i	Lím _{INF}	Lím _{SUP}	Lím _{SUP} / Mín	f_i	F_i	H_i
0		1,075,986.90 €	1.00	0	0	0
1	1,075,986.90 €	1,122,565.90 €	1.04	10	10	16.67
2	1,122,565.90 €	1,169,144.90 €	1.09	19	29	48.33
3	1,169,144.90 €	1,215,723.90 €	1.13	7	36	60.00
4	1,215,723.90 €	1,262,302.90 €	1.17	11	47	78.33
5	1,262,302.90 €	1,308,881.90 €	1.22	7	54	90.00
6	1,308,881.90 €	1,355,460.90 €	1.26	3	57	95.00
$N_c'=7$	1,355,460.90 €	1,402,039.90 €	1.30	3	60	100.00

En la Tabla 18, aparece la distribución de los 7 intervalos de clase, con sus límites inferior y superior. Nótese que el límite superior de cada intervalo coincide con el límite inferior del siguiente. El límite superior es el límite inferior más la nueva amplitud. También se muestra el cociente entre el límite superior de cada intervalo de clase y el mínimo valor, que representa el sobrecoste respecto al mínimo valor de la función objetivo para las simulaciones realizadas. La frecuencia absoluta se representa en la columna encabezada por f_i y la frecuencia absoluta acumulada en la de F_i . Por último, la frecuencia relativa acumulada (en porcentaje), que es la variable estadística de mayor interés, aparece en la de H_i .

Para el escenario 1, de reposición de conducciones con la función de costes de España, se muestra en la Figura 24 la curva que relaciona el cociente de los límites superiores de cada intervalo de clase entre el valor mínimo de la función objetivo (sobrecoste respecto del mínimo) con la frecuencia relativa acumulada o probabilidad acumulada.

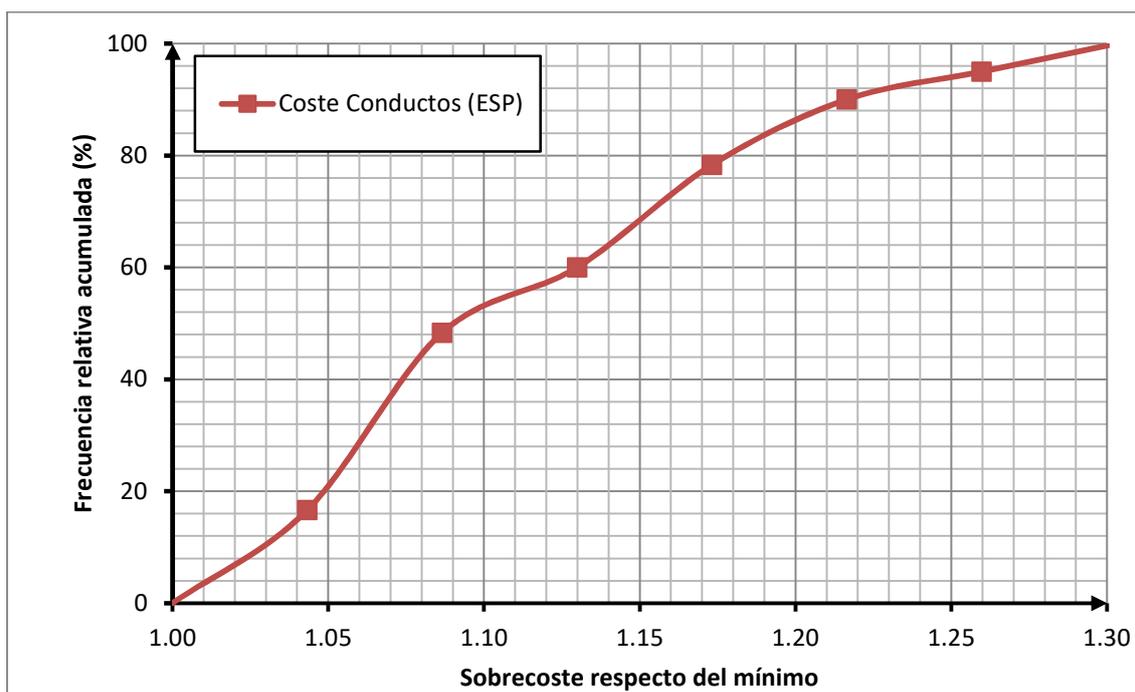


Figura 24. Curva de la frecuencia relativa acumulada frente al sobrecoste respecto del mínimo para el escenario 1 (conductos) en España.

En este caso, la probabilidad acumulada de obtener buenas soluciones (aquella frecuencia relativa acumulada asociada a un sobrecoste respecto del mínimo del 5 %) no aparecía entre los intervalos de clase. Por tanto, se extrajo a partir de una interpolación lineal entre las frecuencias relativas acumuladas del primer y segundo intervalo.

4.4.1.2. Escenarios 2 y 3

En el caso de los escenarios de cálculo que involucraban a tanques (el segundo y el tercero), el parámetro B de la función de coste de los depósitos (5) tomaba diferentes valores comprendidos en el intervalo [1,000 – 9,000]. A mayor valor de B, mayor encarecimiento en la inversión estructural que supone un mismo volumen de tanque.

En las siguientes figuras se han agrupado los dos escenarios de cálculo para el mismo valor del parámetro B. Puede observarse en los cuatro gráficos (Figura 25, Figura 26, Figura 27 y Figura 28) que, para un mismo valor de sobrecoste respecto del mínimo de dicho escenario, la frecuencia relativa acumulada o probabilidad acumulada resulta siempre superior en el caso de la instalación exclusivamente de tanques (la curva de marcadores rojos siempre se encuentra por encima de la de marcadores azules).

Las curvas de probabilidades acumuladas de los tanques (rojo) alcanzan para un menor sobrecoste el 100 % de probabilidad acumulada que la de conductos y tanques. Esto se debe a que el rango entre los resultados mínimo y máximo de las simulaciones resulta más estrecho en el caso de los depósitos que en el uso conjunto de conducciones y depósitos.

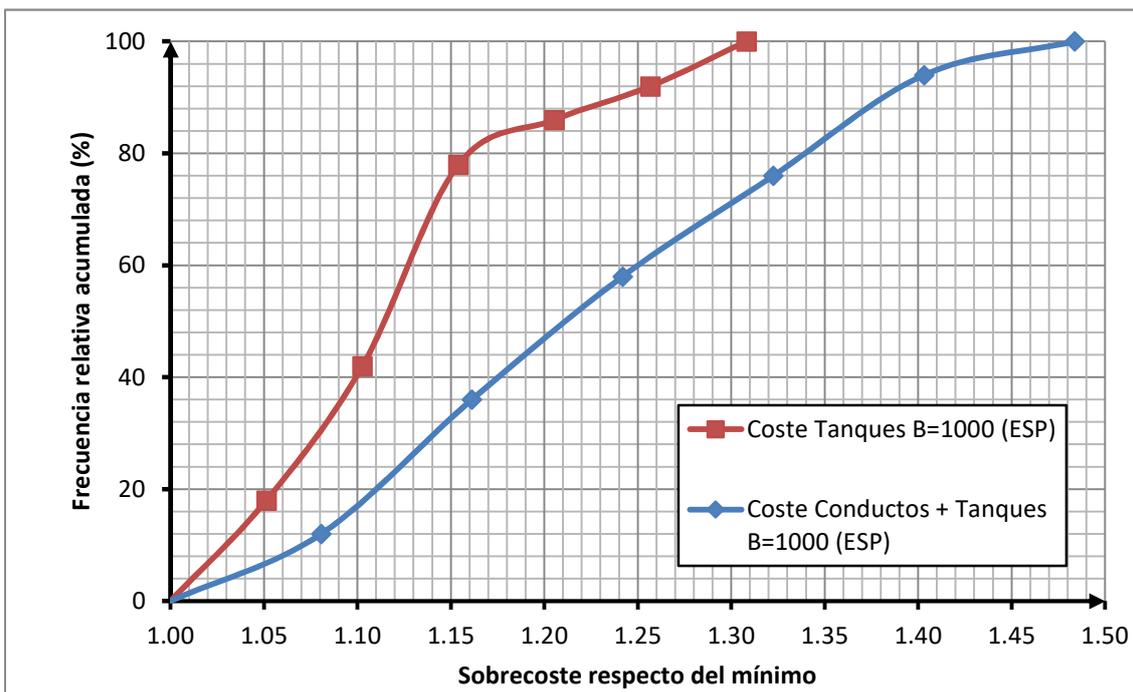


Figura 25. Curvas de la frecuencia relativa acumulada frente al sobrecoste respecto del mínimo para los escenarios 2 y 3 (tanques con B=1,000 y uso combinado de conductos y tanques con B=1,000) en España.

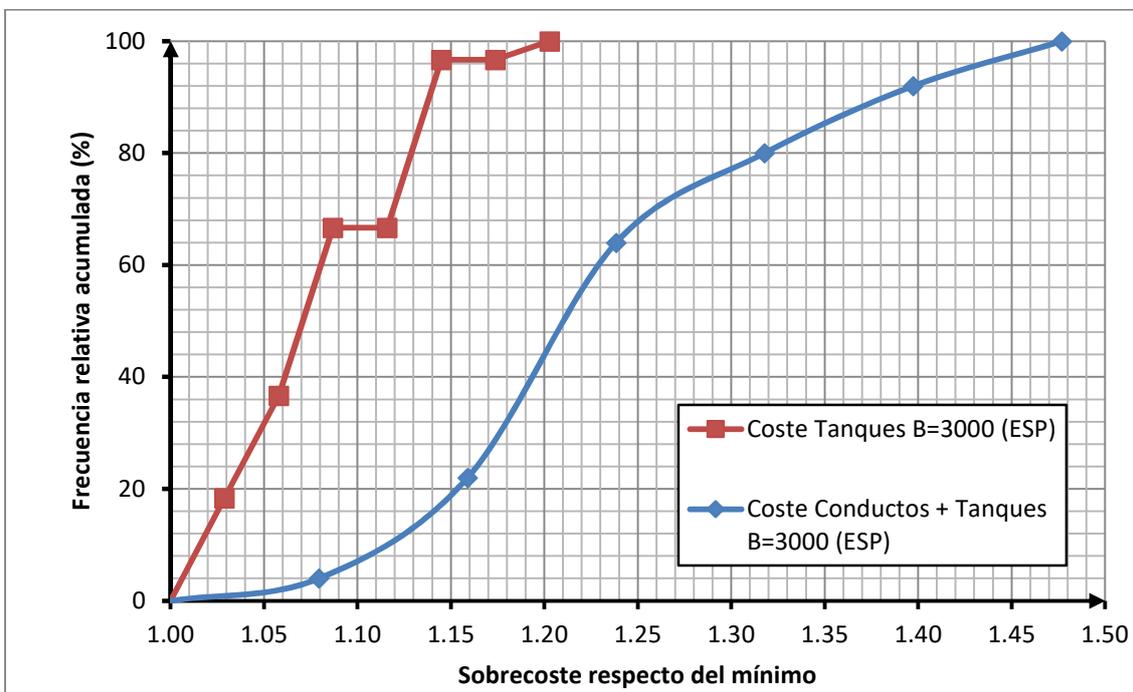


Figura 26. Curvas de la frecuencia relativa acumulada frente al sobrecoste respecto del mínimo para los escenarios 2 y 3 (tanques con B=3,000 y uso combinado de conductos y tanques con B=3,000) en España.

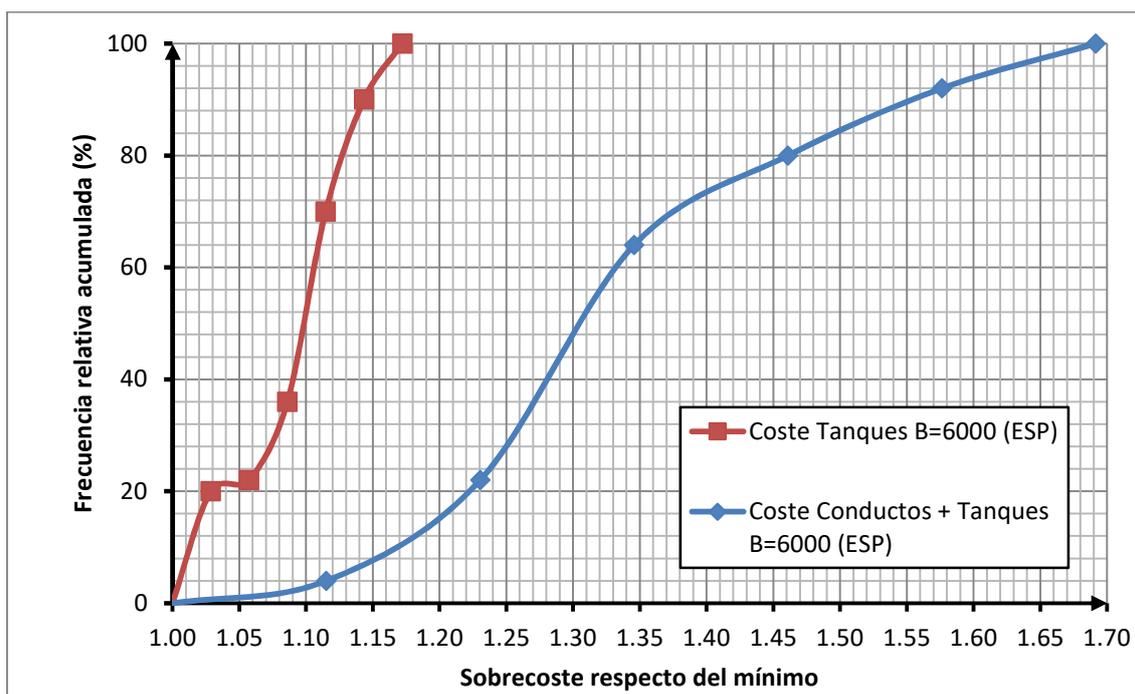


Figura 27. Curvas de la frecuencia relativa acumulada frente al sobrecoste respecto del mínimo para los escenarios 2 y 3 (tanques con B=6,000 y uso combinado de conductos y tanques con B=6,000) en España.

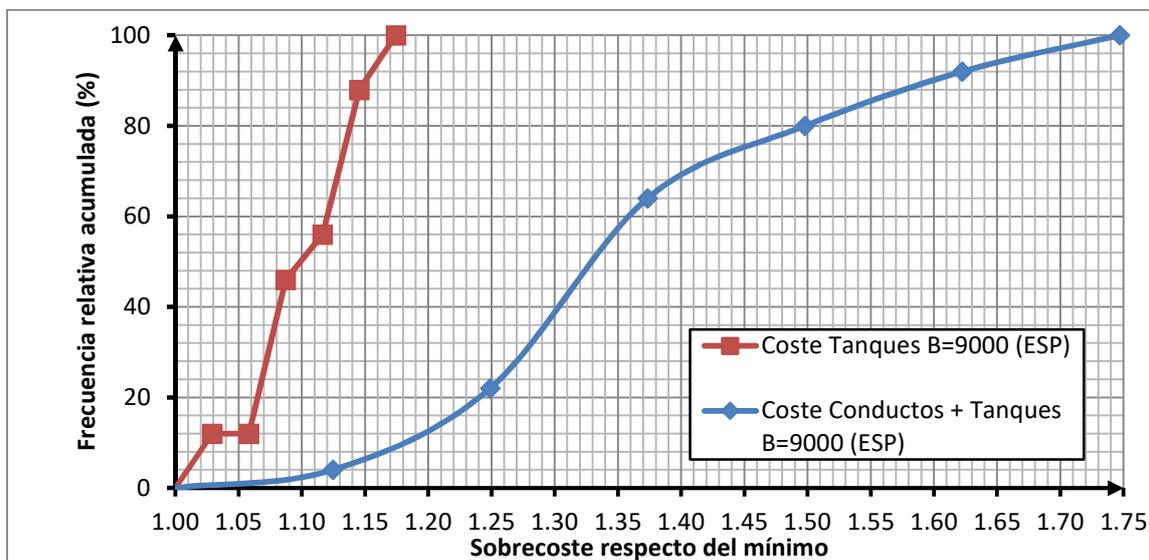


Figura 28. Curvas de la frecuencia relativa acumulada frente al sobrecoste respecto del mínimo para los escenarios 2 y 3 (tanques con B=9,000 y uso combinado de conductos y tanques con B=9,000) en España.

4.4.1.3. Resumen de los resultados de los tres escenarios

En la Tabla 19, puede observarse que la frecuencia relativa acumulada para un sobrecoste del 5 % (obtenida por interpolación lineal) de los casos de tanques respecto a la de los conductos es más elevada, como sucedía en los cuatro gráficos anteriores: en que las curvas de marcadores rojos aparecían por encima de las azules. Así, un mayor

Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

valor de ésta indica una mayor probabilidad de proximidad al óptimo global, por tanto, el escenario de tanques es más favorable a hallar buenas soluciones.

Cabe remarcar que el coste total que aparece en la Tabla 19 es el valor mínimo de la función objetivo para cada uno de los escenarios analizados en España.

Tabla 19. Desglose del coste total (costes de inundación, de tanques y de conductos) y probabilidad o frecuencia relativa acumulada de hallar buenas soluciones para los escenarios en España (dependiendo del valor del parámetro B).

Escenario	Costes Inundación (€)	Costes Tanques (€)	Costes Conductos (€)	Coste Total (€)	% Hi buenas sol.
Conductos	32,248.56	-	1,043,740.51	1,075,989.07	21.58
Tanques (B = 1,000)	14,023.81	632,061.44	-	646,085.25	17.52
Tanques (B= 3,000)	67,149.14	1,565,135.42	-	1,632,284.56	31.63
Tanques (B = 6,000)	846,698.71	2,151,702.94	-	2,998,401.65	21.45
Tanques (B= 9,000)	1,412,747.46	2,567,090.57	-	3,979,838.03	12.00
C + T* (B=1,000)	31,630.85	506,205.24	17,806.62	555,642.71	7.44
C + T* (B=3,000)	63,085.18	700,191.38	406,409.01	1,169,685.57	2.52
C + T* (B=6,000)	650,429.27	-	607,962.84	1,258,392.11	11.28
C + T* (B=9,000)	111,023.97	-	1,100,218.22	1,211,242.19	4.02

* C + T: Conductos + Tanques

En la Tabla 20, se observa que a mayor valor del parámetro B disminuye el número de depósitos a instalar en la red, a pesar de que el coste asociado a éstos aumente (columna de coste de tanques de la Tabla 19), del mismo modo que se incrementan los costes de inundación.

En el escenario de las dos actuaciones conjuntas (reposición de tubos e instalación de tanques), a medida que B sube, disminuye el número de depósitos empleados (puesto que resultan menos viables, desde el punto de vista económico) y se incrementa la cifra de conducciones repuestas para mitigar el problema de inundación (Tabla 20).

Tabla 20. Número de actuaciones (cuántas y de qué tipo) realizadas para los escenarios en España dependiendo del valor del parámetro B.

Escenario	Nº Depósitos	Nº Conductos
Conductos	-	17
Tanques (B = 1,000)	6	-

Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

Escenario	Nº Depósitos	Nº Conductos
Tanques (B = 3,000)	5	-
Tanques (B = 6,000)	3	-
Tanques (B = 9,000)	2	-
C + T* (B=1,000)	4	2
C + T* (B=3,000)	3	5
C + T* (B=6,000)	0	10
C + T* (B=9,000)	0	18

C + T*: Conductos + Tanques

Asumiendo como constantes los valores A y el exponente C de la función de coste de tanques de tormenta de la ecuación (5), no resultaría económico el empleo de los depósitos para valores del coeficiente B mayores que 2,200, según el gráfico de dispersión que se ha realizado para los diferentes casos de los valores de B (Figura 29).

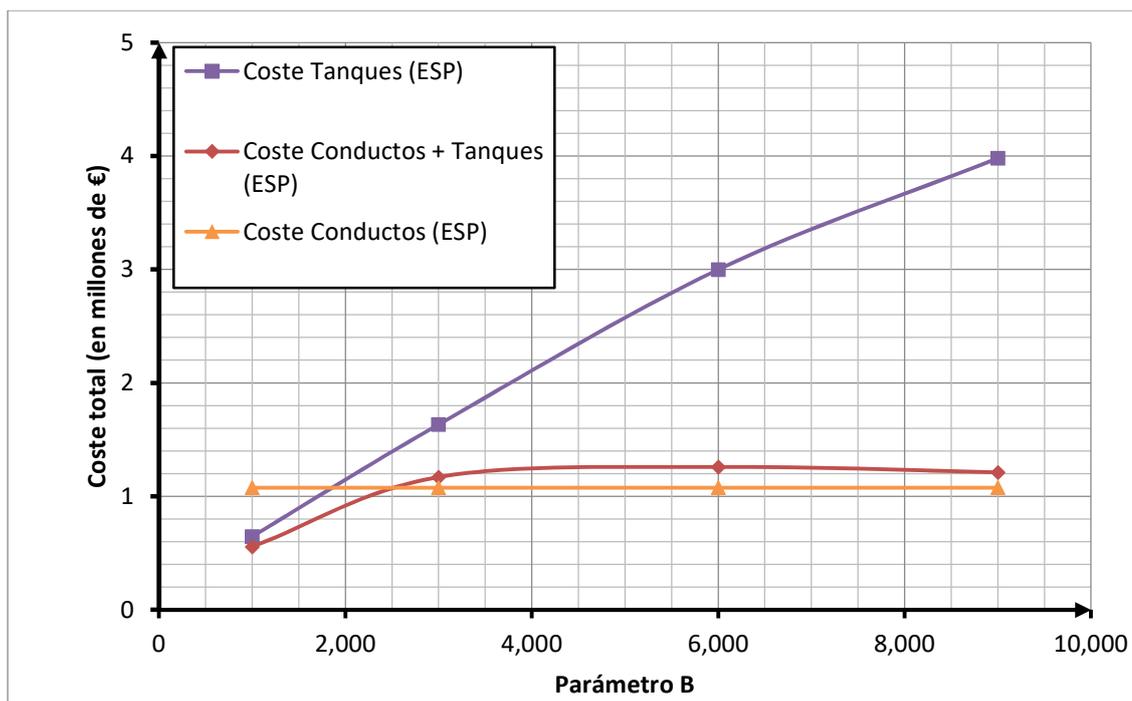


Figura 29. Curvas de influencia en los costes finales del parámetro B de la función de coste de tanques en España para los escenarios 2 y 3.

Por tanto, se plantean dos posibles soluciones para los costes de España (tanto de conductos como de los escenarios en que se instalan tanques):

- **La primera solución consiste en la sustitución de 17 de los conductos que conforman la red de drenaje.** Esta solución formada íntegramente por conductos se emplearía para valores de B iguales a 3,000, 6,000 y 9,000.

- **La segunda solución es una combinación de conductos y tanques para un valor de B equivalente a 1,000.** Esta segunda solución consistiría en la reposición de 4 de los conductos que conforman la red de drenaje y la instalación de 2 tanques de tormentas.

4.4.1.4. Primera solución

Con la reposición de las 17 conducciones que se representan en la red de drenaje en la Figura 30 y que se especifican en la Tabla 22, el volumen de inundación se reduciría un 96.25 % respecto al análisis de la red original: pasaría de 3,835 a 144 m³ (Tabla 21).

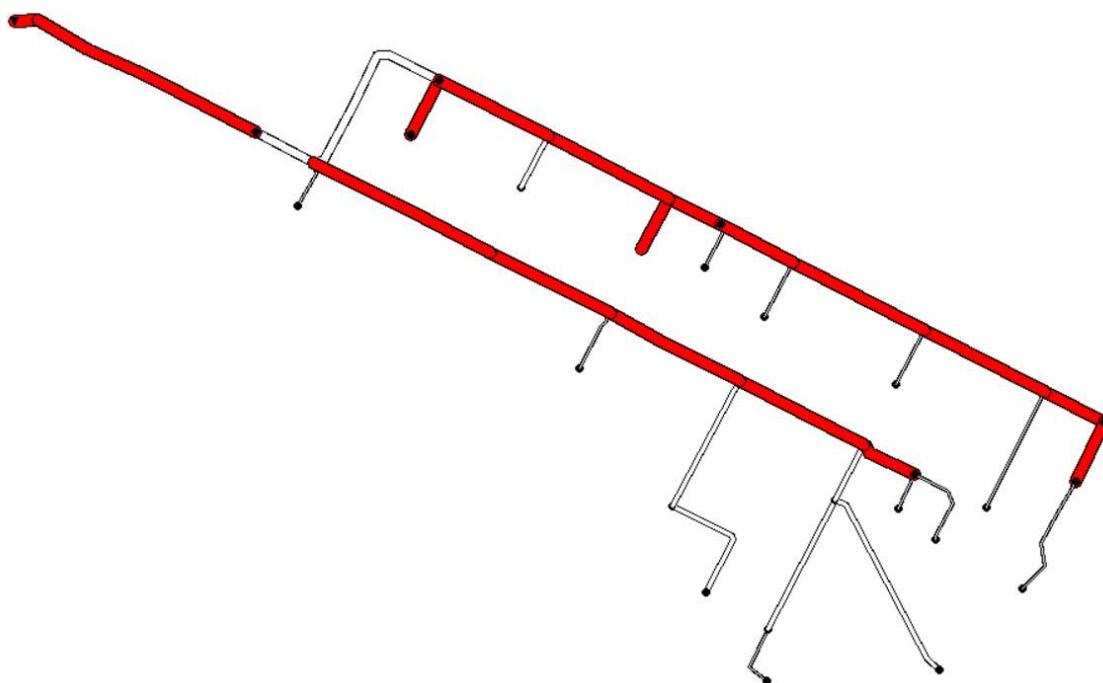


Figura 30. Esquema de la red de drenaje donde se destacan las 17 conducciones repuestas de la primera solución (valores de B mayores que 1,000) para las funciones de coste en España.

En cuanto a los costes por inundación, se reducirían un 99.39 %: de los más de 5 millones de euros a 32,248.56 € (Tabla 21). No obstante, esta reducción no es real, pues habría que computar la inversión en rehabilitación de conducciones, que si se tuviera en cuenta, pasaría prácticamente a un 80 % (un 79.49 %) sobre los costes penalizadores de la red original.

Tabla 21. Comparación entre costes totales, volúmenes y costes de inundación de la red original y la primera solución en España.

Escenario	Vol inund (m ³)	Coste inund (€)	Coste total (€)
Red original	3,835	5,247,126.76	5,247,126.76
Conductos (1ª sol.)	144	32,248.56	1,043,740.51

En la Figura 31, aparecen los nudos en los que se produce vertido por inundación. La suma de los volúmenes de inundación de cada uno de ellos es el volumen total de inundación de la red para la primera solución: 144 m³ (Tabla 21).

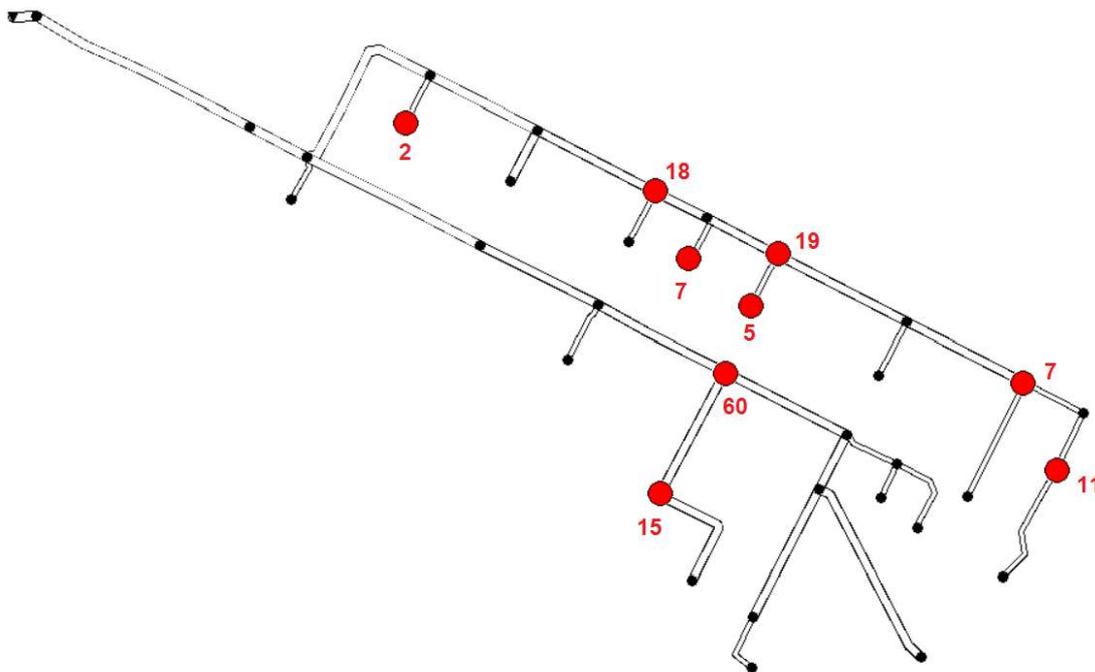


Figura 31. Esquema de la red donde se destacan los nudos con inundación de la primera solución (valores de B mayores que 1,000) para las funciones de coste en España.

En la Tabla 22 se nombran los 17 conductos sustituidos con los nuevos diámetros, el coste de cada uno de ellos por unidad de longitud, que permite calcular la inversión total realizada en reposición de conducciones.

Tabla 22. Identificación de los 17 conductos repuestos, diámetro nominal, valor del diámetro arrojado por el genoma del APG, longitud de la conducción, coste por unidad de longitud y coste total del conducto para la segunda solución en España (valores del parámetro B mayores que 1,000).

Conducto	Diám. Repuesto	Longitud (m)	Coste (€/m)	Coste (€)
PLT85639	0.4	79.16	91.53	7,245.36
PLT85641	0.45	93.17	108.21	10,081.65
PLT85642	0.6	187.94	165.23	31,052.95
PLT85671	1	187.12	368.50	68,953.72
PLT85720	0.8	201.07	257.55	51,785.98
PLT85736	0.4	80.08	91.53	7,329.56
PLT85738	1	187.31	368.50	69,023.74
PLT85740	0.8	194.54	257.55	50,104.17
PLT85743	0.45	84.81	108.21	9,177.04
PLT85744	1.4	169.06	646.27	109,258.07
PLT85747	1.2	273.72	498.07	136,332.27
PLT85769	1.8	337.56	998.53	337,064.46
PLT85791	1.2	81.8	498.07	40,742.29
PLT85821	0.45	90.99	108.21	9,845.75
PLT85866	0.8	113.02	257.55	29,108.53
PLT85916	0.8	203.82	257.55	52,494.25
PLT85922	1.5	33.19	727.35	24,140.75
			∑ Coste total (€)	1,043,740.52

4.4.1.5. Segunda solución

En el caso de que se instalaran los cuatro tanques (Tabla 24) y se sustituyeran las dos tuberías (Tabla 25), para un valor de 1,000 para el parámetro B, las penalizaciones económicas por inundación descenderían un 99,40 %. El volumen de inundación pasaría de los 3,835 m³ iniciales a 109 m³ (Tabla 23), un 97.17 % menos en volumen. Sin embargo, el coste real del proyecto, puesto que se deben adicionar a los daños por inundación los costes asociados a las actuaciones (conductos y depósitos), pasaría a un 89,41 % respecto a los costes de penalización íntegra por inundación del escenario original.

Tabla 23. Comparación entre costes totales, volúmenes y costes de inundación de la red original y la segunda solución en España.

Escenario	Vol inund (m ³)	Coste inund (€)	Coste total (€)
Red original	3,835	5,247,126.76	5,247,126.76
C + T* (2ª sol.)	109	31,630.85	555,642.71

C + T*: Conductos + Tanques

La ubicación de los cuatro tanques instalados y las dos conducciones sustituidas se muestra en la Figura 32.

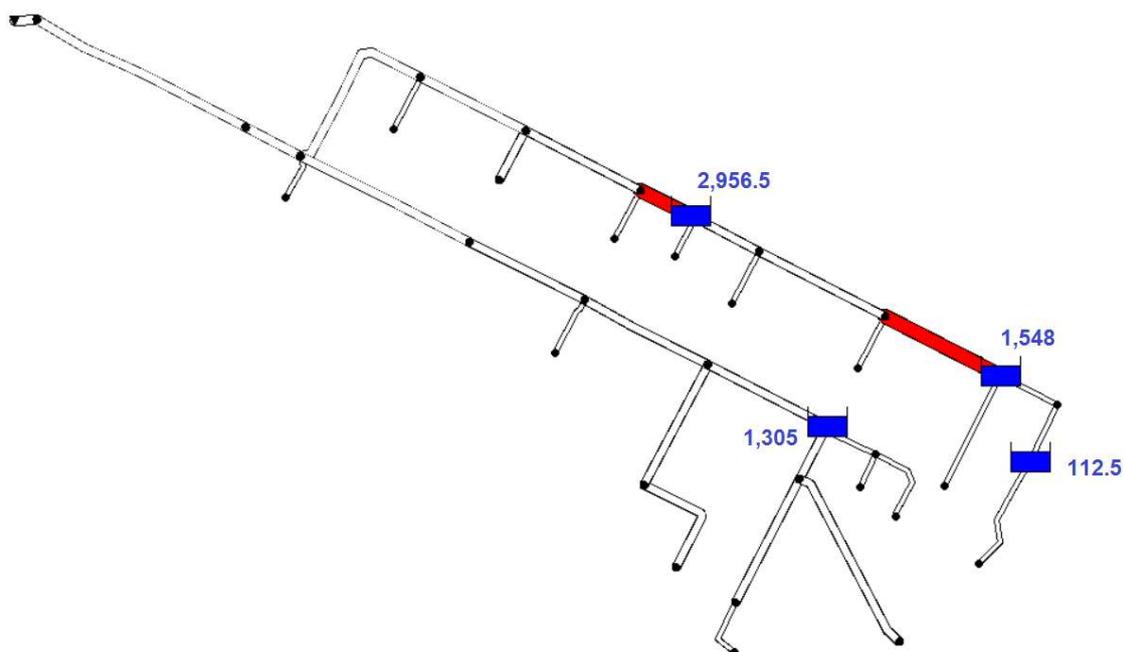


Figura 32. Esquema de la red donde se destacan los cuatro depósitos instalados y las dos conducciones sustituidas de la segunda solución (valor de B equivalente a 1,000) para las funciones de coste en España.

En la Figura 33, aparecen los volúmenes de inundación en los nudos, cuyo volumen total es 109 m³ (Tabla 23).

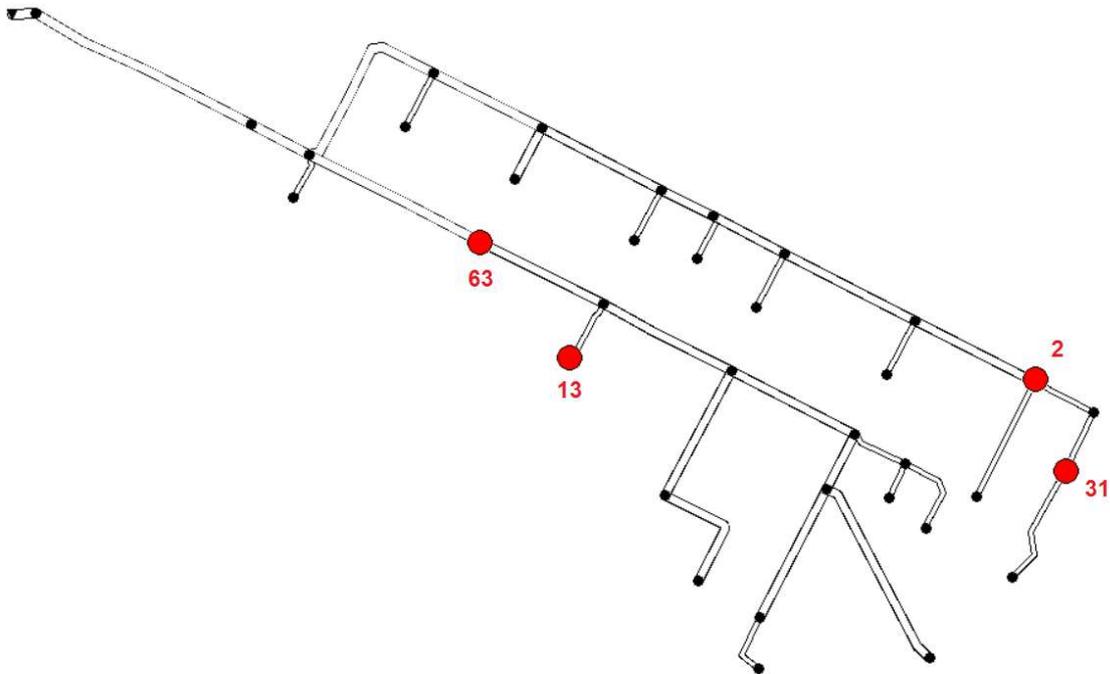


Figura 33. Esquema de la red donde se destacan los nudos inundados de la segunda solución (valor de B equivalente a 1,000) para las funciones de coste en España.

En la Tabla 24 se nombran los cuatro depósitos a instalar en la segunda solución para España. A partir de las variables principales de los mismos, se obtiene la inversión asociada a esta actuación.

Tabla 24. Resumen de las principales variables relacionadas con los depósitos de retención existentes: costes asociados y total para la primera solución en España (valor del parámetro B=1,000).

Nudo	Vol. Máx. (m ³)	Valor Área Genoma	Área, S _{DR} (m ²)	Profundidad Máxima, y _{DR} (m)	Coste, C _{DR} (€)
PMP92876	2,956.5	27	1,350	2.19	200,304.11
PMP92933	1,548.0	18	900	1.72	138,399.84
PMP93107	112.5	1	50	2.25	4,1540.17
PMP93198	1,305.0	10	500	2.61	125,961.19
Σ V _{DR} (m ³)	5,922.0			Σ C _{DR} (€)	506,205.31

En la Tabla 25, se mencionan los dos tubos que se sustituyen en la segunda solución en España. Análogamente a los de la primera solución, se muestra el coste total asociado a su sustitución en la red de drenaje E-Chicó.

Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

Tabla 25. Resumen de las principales variables relacionados con los conductos repuestos: costes asociados y total para la primera solución en España (valor del parámetro B = 1,000).

Conducto	Diám. Repuesto	Valor Diám. Genoma	Longitud (m)	Coste (€/m)	Coste (€)
PLT85642	0.3	1	187.94	61.66	11,588.76
PLT85791	0.35	2	81.8	76.01	6,217.86
				Σ Coste total (€)	17,806.62

4.4.2. Análisis de los resultados para las funciones de coste en Colombia

De manera análoga a como se trabajó para las funciones de coste de España, se analizaron estadísticamente los resultados para los 3 escenarios de cálculo de Colombia. En esta ocasión, no hubo diferentes valores para el parámetro B de la función de costes de depósitos. Para cada uno de los escenarios, se realizaron al menos 100 simulaciones.

4.4.2.1. Escenarios 1 y 2

En los siguientes gráficos (Figura 34), se representa la probabilidad acumulada frente al sobrecoste respecto del mínimo (de cada escenario). Puede observarse una mayor probabilidad acumulada (mayor del 25 %) de haber obtenido “buenas soluciones” en el caso de la instalación exclusiva de tanques respecto a la de los conductos (algo mayor del 20 %). A mayor probabilidad acumulada, mayor probabilidad de obtención del óptimo global o de haberse acercado a él. Por tanto, el escenario de depósitos presenta un mayor número de buenas soluciones que el de escenario de conducciones.

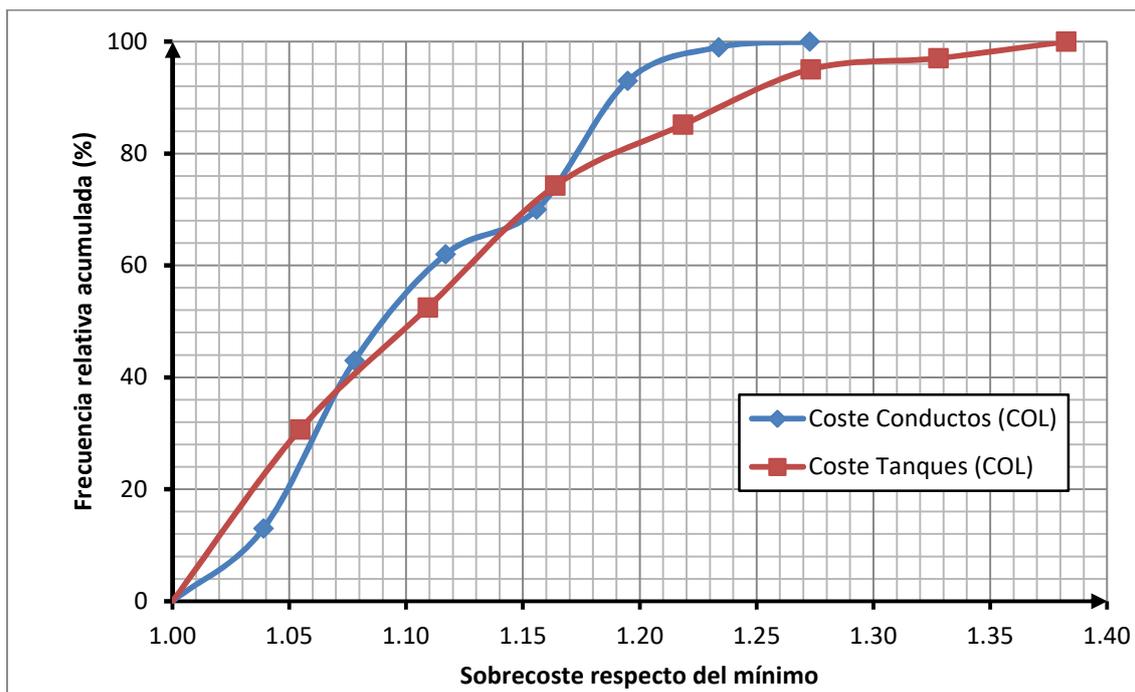


Figura 34. Curvas de probabilidad acumulada frente a sobrecoste respecto del mínimo para los escenarios 1 y 2 de las funciones de coste en Colombia.

4.4.2.2. Escenario 3

Este hecho contrasta con el del escenario conjunto de conductos y tanques (Figura 35), en que la probabilidad acumulada apenas excede el 5 %. El establecimiento de los mismos parámetros para el APG tanto en los dos primeros escenarios como en éste, con el doble de variables de decisión, obliga a trabajar más al algoritmo, puesto que el rango de búsqueda es más amplio: el máximo valor de la función objetivo llega incluso a triplicar al mínimo, a diferencia de los 1.27 y 1.38 de sobrecoste para los dos primeros escenarios.

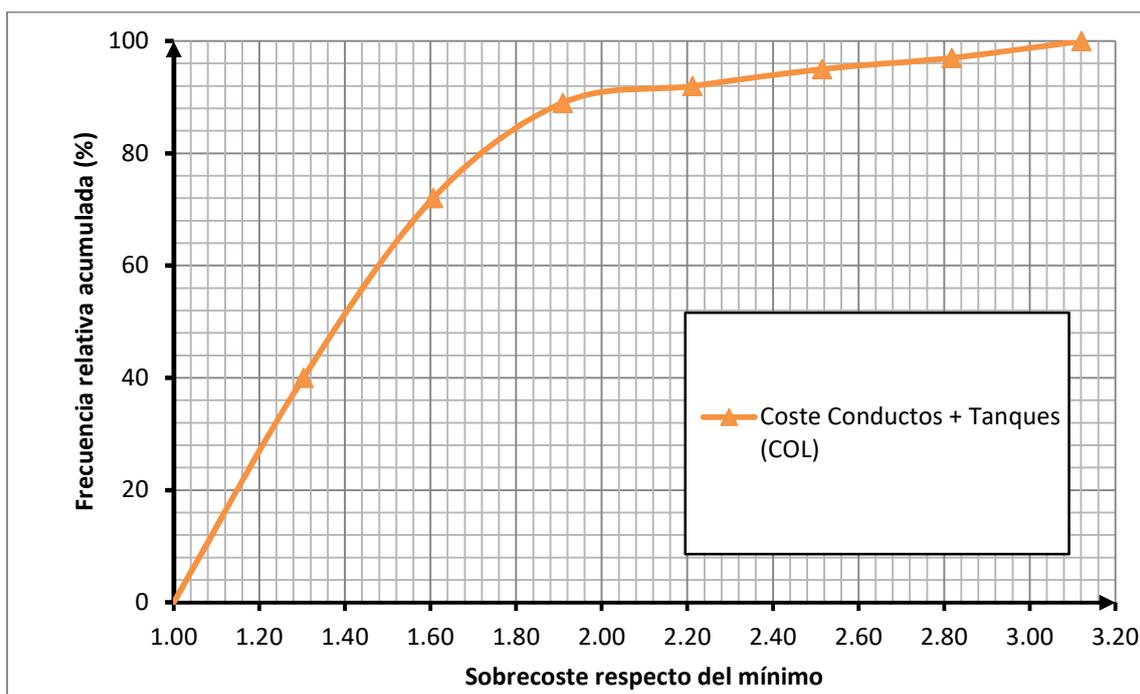


Figura 35. Curvas de probabilidad acumulada frente a sobrecoste respecto del mínimo para el escenario 3 de las funciones de coste en Colombia.

4.4.2.3. Resumen de los resultados de los tres escenarios

A pesar de la existencia de una menor probabilidad de obtener óptimos globales en el escenario conjunto de conducciones y tanques (Tabla 26), el coste total de la función objetivo es el menor de los tres escenarios, ascendiendo a un monto superior a los 240,000 €.

Tabla 26. Resumen de los costes mínimos de la función objetivo para cada escenario de las funciones de coste de Colombia y probabilidad de hallar buenas soluciones para cada uno.

Escenario	Costes Inundación (€)	Costes Tanques (€)	Costes Conductos (€)	Coste Total (€)	% H_i buenas sol.
Conductos	14,808.22	-	746,478.06	761,286.28	21.49
Tanques	5,392.24	268,067.33	-	273,459.57	28.09
C + T*	19,775.41	209,499.01	11,716.08	240,990.50	6.60

C + T*: Conductos + Tanques

La mejor solución, la de menor coste, para el escenario de conductos tiene un precio que supera el doble de la mejor para el escenario de tanques. Por tanto, resulta lógico que la mejor solución para el escenario conjunto emplee más depósitos que conductos, puesto que la reposición de conducciones resulta menos viable económicamente para la versión colombiana del presente caso de estudio (Tabla 27).

Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

También se observa que el coste de inundación resulta el más elevado para el escenario de conductos y tanques que para los otros dos. Este hecho responde a que las penalizaciones por inundación no son tan restrictivas (Tabla 26).

Tabla 27. Número de actuaciones (cuántas y de qué tipo) realizadas para los tres escenarios de las funciones de coste de Colombia.

Escenario	Nº Depósitos	Nº Conductos
Conductos	0	17
Tanques	6	0
C + T*	4	3

C + T*: Conductos + Tanques

4.4.2.4. Solución de mínimo coste

El volumen de inundación se redujo de 3,835 m³ a 75 m³ (un 98.04 % menos en volumen), suponiendo un descenso del 99.62 % en sanciones económicas por daños asociados a la inundación (Tabla 28).

Al igual que en otros casos analizados, se deben incluir los costes relacionados con las actuaciones (depósitos y conducciones) para valorar la reducción real de costos. En este escenario, se pasa de los más de 5.2 millones de euros asociados al vertido de 3,835 m³ a los más de 240 mil euros, descendiendo un 95.41 % los costos sin ningún tipo de actuación tras la instalación de los cuatro depósitos y la sustitución de tres conducciones de la red de drenaje E-Chicó.

Tabla 28. Comparación entre costes totales, volúmenes y costes de inundación de la red original y la solución de mínimo coste en Colombia.

Escenario	Vol inund (m3)	Coste inund (€)	Coste total (€)
Red original	3,835	5,247,126.76	5,247,126.76
C + T*	75	19,775.41	240,990.50

C + T*: Conductos + Tanques

En la Figura 36, se muestra el volumen de inundación en los dos nudos de la red de drenaje E-Chicó, ocasionando un total de 75 m³ de vertido por inundación.

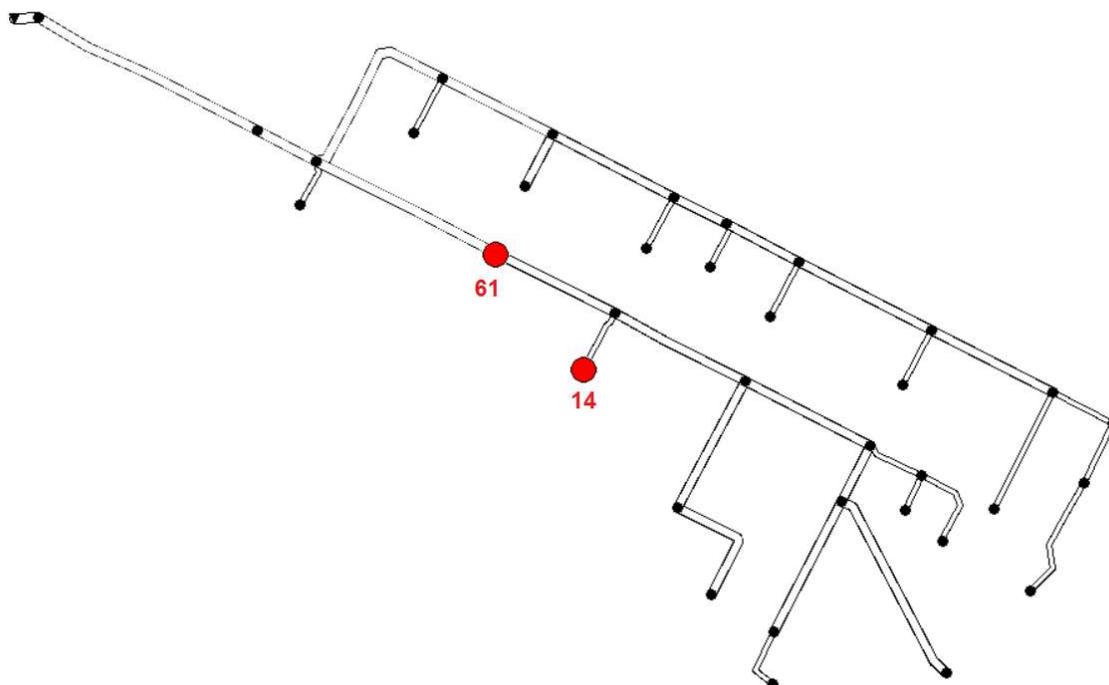
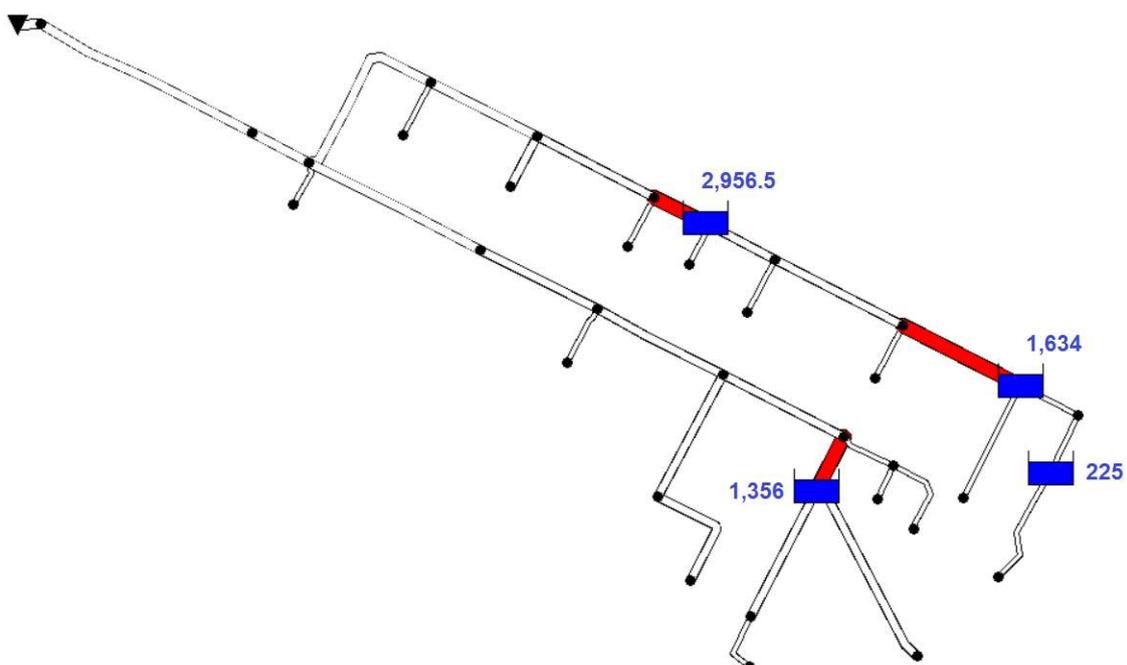


Figura 36. Esquema de la red donde se destacan los dos nodos inundados para la solución de mínimo valor de la función objetivo para las funciones de coste en Colombia.

En la Figura 37, se observan los 4 depósitos de retención instalados (con su volumen máximo de almacenamiento) y las tres conducciones sustituidas para la solución de mínimo coste en Colombia.



Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

Figura 37. Esquema de la red donde se destacan los cuatro depósitos instalados y los tres conductos sustituidos de la solución de mínimo valor de la función objetivo para las funciones de coste en Colombia.

En la Tabla 29, se mencionan los cuatro tanques anti-inundación instalados y el coste asociado a la inversión de los mismos.

Tabla 29. Resumen de las principales variables para los tanques de tormentas instalados para la solución de mínimo coste en Colombia: costes asociados y total.

Nudo	Vol. Máx. (m ³)	Valor Área Genoma	Área, S _{DR} (m ²)	Profundidad Máxima, y _{DR} (m)	Coste, C _{DR} (€)
PMP92876	2,956.5	27	1,350	2.19	74,331.83
PMP92901	1,356.0	12	600	2.26	51,512.31
PMP92933	1,634.0	19	950	1.72	55,969.93
PMP93107	225.0	2	100	2.25	27,684.97
ΣV_{DR} (m ³)	6,171.50			ΣC_{DR} (€)	209,499.03

En la Tabla 30, aparecen las tres conducciones sustituidas con los nuevos diámetros y el coste total de su reposición.

Tabla 30. Resumen de las principales variables para las conducciones repuestas para la solución de mínimo coste en Colombia: costes asociados y total.

Conducto	Diám. Repuesto	Valor Diám. Genoma	Longitud (m)	Coste (€/m)	Coste (€)
PLT85642	0.30	1	187.94	30.93	5,813.15
PLT85791	0.35	2	81.80	39.73	3,249.68
PLT85881	0.30	1	85.78	30.93	2,653.25
				Σ Coste total (€)	11,716.08

4.4.2.5. Solución a destacar por su baja inundación

Dentro de las buenas soluciones para los costes de Colombia (aquéllas que no superaban la inversión estructural de la solución anteriormente comentada), se halló una solución en que el coste de inundación se redujo bruscamente.

Modelo heurístico de rehabilitación de las redes de drenaje urbano mediante el uso combinado de la sustitución de conductos y la instalación de depósitos de retención

Tabla 31. Resumen y comparación de los costes asociados y total para la solución de mínimo coste y la solución buena de 2 m³ de inundación (ambas en Colombia).

Escenario	Costes Inundación (€)	Costes Tanques (€)	Costes Conductos (€)	Coste Total (€)
Conductos + Tanques	19,775.41	209,499.01	11,716.08	240,990.50
Conductos + Tanques *	18.56	238,047.35	13,067.99	251,133.90

Con una inversión que apenas superaba el 4 % (Tabla 31) a la de mínimo presupuesto (la compuesta por 4 tanques y 3 conducciones repuestas), equivalente a algo más de 10,000 €, se lograba prácticamente eliminar el volumen de inundación, con unos costes asociados menores de 20 €, asociados a un vertido total de 2 m³ (Figura 38) en el primer nudo aguas abajo de confluencia de las dos líneas principales que se distinguen en la red de drenaje.

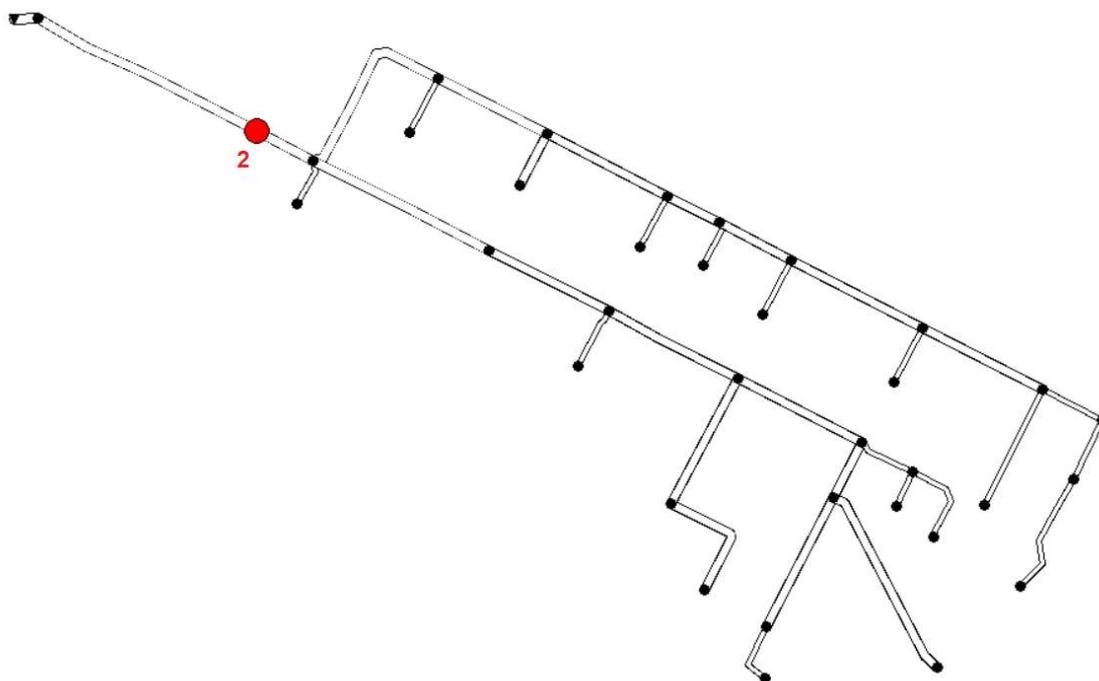


Figura 38. Esquema de la red donde se destaca el nudo inundado para la solución interesante aportada para las funciones de coste de Colombia.

En esta solución a destacar (Figura 39) desde el punto de vista de mitigación de la inundación, se empleó un tanque más, 5 en total, y se sustituyó una conducción menos, dos en vez de tres, respecto al caso de mínimo coste para los escenarios de Colombia.

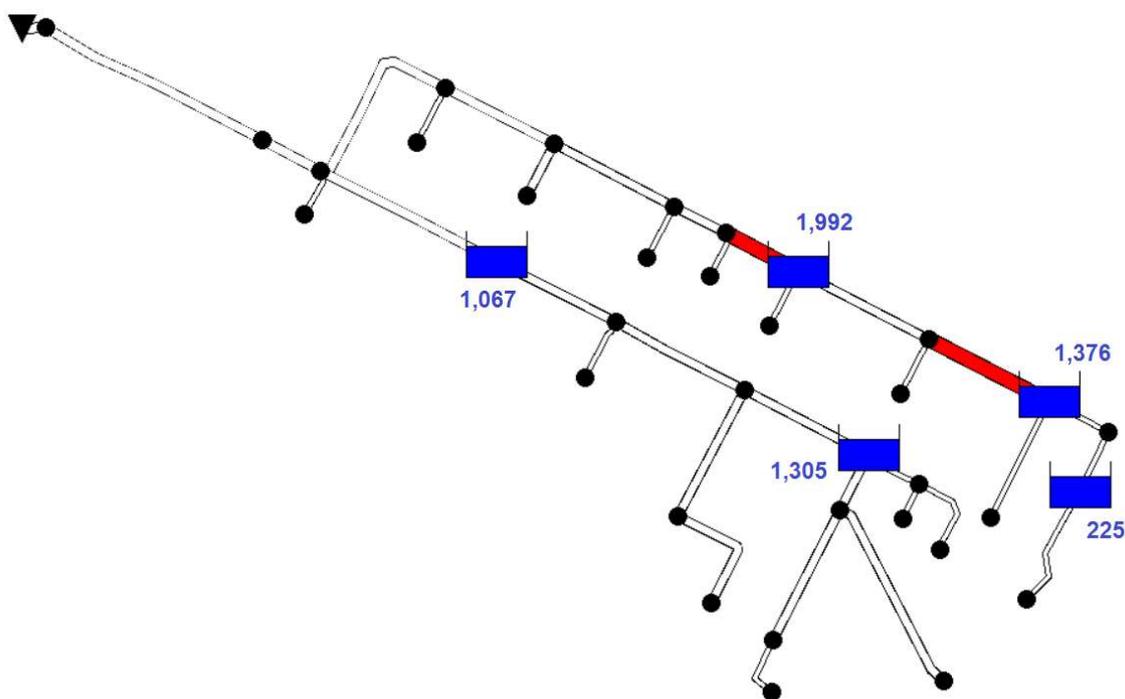


Figura 39. Esquema de la red de drenaje donde se destacan los 5 tanques de tormenta y las dos tuberías repuestas para las funciones de coste de Colombia.

En la Tabla 32 aparecen las dos conducciones sustituidas con el coste total de su reposición.

Tabla 32. Resumen de las principales variables de los conductos para la solución buena de 2 m³ de inundación (Colombia): costes asociados y total.

Conducto	Diám. Repuesto	Valor Diám. Genoma	Longitud (m)	Coste (€/m)	Coste (€)
PLT85642	0.35	2	187.94	39.73	7,466.31
PLT85866	0.40	3	113.02	49.56	5,601.68
				Σ Coste total (€)	13,067.99

En la Tabla 33, se muestran los 5 depósitos de retención instalados en los nudos de la red de drenaje y la inversión total asociada.

Tabla 33. Resumen de las principales variables de los depósitos de retención para la solución buena de 2 m³ de inundación (Colombia): costes asociados y total.

Nudo	Vol. Máx. (m ³)	Valor Área Genoma	Área, S _{DR} (m ²)	Profundidad Máxima, y _{DR} (m)	Coste, C _{DR} (€)
PMP92896	1,067.0	11	550	1.94	46,522.20
PMP92933	1,376.0	16	800	1.72	51,843.06
PMP93036	1,992.0	16	800	2.49	61,336.10
PMP93107	225.0	2	100	2.25	27,684.97
PMP93198	1,305.0	10	500	2.61	50,661.04
ΣV_{DR} (m ³)	5,965.0			ΣC_{DR} (€)	238,047.38

4.4.3. Comparación de funciones de costes entre España y Colombia

4.4.3.1. Comparación de funciones de costes de conductos

De la comparación de resultados del escenario 1, dedicado a la rehabilitación a partir de la sustitución de conductos, entre España y Colombia (Tabla 34) se extrae que:

- Las dos soluciones para el mismo escenario tienen una probabilidad acumulada de hallar buenas soluciones con los parámetros del APG dados de alrededor del 21.5 %. Se encuentran en un mismo nivel de optimalidad.
- El presupuesto de la mínima solución en España resultaría más elevado debido principalmente al mayor coste de los conductos (en € por unidad de metro), lo cual aumenta el monto asociado a los conductos en un 28.48 % respecto al escenario de Colombia.
- La reposición de conductos también repercute en los costes de inundación, puesto que los mismos cambios de diámetros en las mismas tuberías para ambos escenarios hubieran desencadenado unos mismos costes de inundación. Tanto para España como para Colombia, se cambiaron 17 conductos de 35 posibles, aunque en Colombia se aumentó más la capacidad hidráulica que en España, dado que los costes de inundación en Colombia resultaron inferiores a los de España.
- En esta ocasión, los costes de inundación en España resultaron también mayores, puesto que el volumen de inundación total es mayor. Este hecho se debe a que en España la sanción por inundación es menos restrictiva que en Colombia.

Tabla 34. Resumen y comparación de los costes asociados y total para el escenario 1 entre España y Colombia y probabilidad de hallar buenas soluciones.

Escenario	Costes Inundación (€)	Costes Tanques (€)	Costes Conductos (€)	Coste Total (€)	% Hi buenas sol.
Conductos (ESP)	32,248.56	-	1,043,740.51	1,075,989.07	21.58
Conductos (COL)	14,808.22	-	746,478.06	761,286.28	21.49

4.4.3.2. Funciones de costes de tanques

Para la comparación entre funciones de coste de tanques entre España y Colombia, se disponía de cuatro funciones diferentes en España. Se apostó por la que empleaba el parámetro B más cercano a la de Colombia, pese a que lo triplicaba (1,000 en España frente a 318.4 en Colombia). El parámetro C no variaba entre ambas funciones y el A o término independiente en España era del mismo orden de magnitud que en Colombia (20,000 frente a 16,923). De dicha comparación entre funciones de coste se extrajo lo siguiente (Tabla 35):

- La probabilidad de hallar buenas soluciones en Colombia fue más elevada que en España (28 frente a 17.5 %), por lo que la solución mínima aportada en Colombia se acerca más a la optimalidad global que la de España. Este hecho contrasta con el de la comparación anterior, en que eran muy similares y añade a los parámetros genéticos y a las variables de decisión el factor de la sensibilidad del APG a las funciones de coste.
- Pese a emplearse el mismo número de depósitos en ambos casos (un total de 6), la inversión en España superaría el doble de la que se realizaría en Colombia. Esta relación se asemeja a la que se da entre los parámetros B de las funciones de coste de ambos países (la relación entre los costes de tanques, 2.36, frente a la de los parámetros B, 3.14).
- La mayor inversión económica en depósitos no directamente implicó una mayor ampliación de la capacidad de almacenamiento de la red de drenaje en España respecto a la de Colombia, puesto que en España los costes de inundación y, con ello, el volumen de vertido asociado, resultaron 160 % más elevados que los de Colombia.
- Si los costes asociados a la instalación de depósitos fueron más elevados y la inundación también en España, el presupuesto total también superaba en más de un 130 % al de Colombia.

Tabla 35. Resumen y comparación de los costes asociados y total para el escenario 2 entre España (con parámetro B = 1,000) y Colombia y probabilidad de hallar buenas soluciones.

Escenario	Costes Inundación (€)	Costes Tanques (€)	Costes Conductos (€)	Coste Total (€)	% Hi buenas soluciones
Tanques B = 1,000 (ESP)	14,023.81	632,061.44	-	646,085.25	17.52
Tanques (COL)	5,392.24	268,067.33	-	273,459.57	28.09

4.5. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE LA PROBABILIDAD DE MUTACIÓN EN EL APG

La mutación es el proceso que se aplica en los AG a la población intermedia obtenida tras los procesos de reproducción y cruce. El establecimiento de la frecuencia de mutación permite cambiar aquellos eslabones de cada cadena que se encuentran por debajo de esa frecuencia o probabilidad de mutación. Se podría decir, por tanto, que es un proceso útil para la ampliación de las zonas de búsqueda dentro de la región de soluciones factibles.

Habitualmente, numerosos autores habían relegado la probabilidad de mutación a un rol secundario dentro de los operadores de los algoritmos genéticos. No obstante, en el modelo APG utilizado, la probabilidad de mutación cobra mayor importancia debido a la menor diversidad que se genera en el proceso de cruce.

Debe destacarse también que la frecuencia o probabilidad de mutación es un parámetro del que no se puede abusar en demasía, a pesar de poder ampliar el rango de búsqueda de las posibles soluciones. Probabilidades de mutación elevadas podrían convertir el proceso de mutación en el APG en un proceso meramente estocástico.

La frecuencia o probabilidad de mutación fue definida como el cociente de la inversa del número de variables de decisión para todo el trabajo realizado. De este modo, la anterior definición podría considerarse un caso específico de la siguiente (14), en que el coeficiente β toma un valor equivalente a la unidad.

$$p_{mut} = \frac{\beta}{n^{\circ} \text{ variables decisión}} \quad (14)$$

Fijando el resto de parámetros del APG, se quiso comprobar si la probabilidad de mutación ejercía una influencia importante en los resultados finales de la función objetivo. Así, se tomaron 4 valores del coeficiente β escalonados 0.5 entre 0.5 y 2, por tanto: 0.5, 1 (como para las simulaciones del APG ya analizadas), 1.5 y 2. Se realizaron al menos 100 simulaciones para cada uno de los 4 coeficientes, empleando las funciones de coste de conductos y de depósitos en Colombia en los escenarios a examinar.

Para cada uno de los tres escenarios con cada uno de los coeficientes que tomaba β , se realizó una representación de la probabilidad acumulada de hallar buenas soluciones frente al sobrecoste respecto del mínimo para cada caso. Los valores de cada caso específico de los distintos escenarios arrojaban, en la mayoría de ellos, diferentes mínimos y máximos. Por tanto, se ampliaron los rangos de los intervalos con el mínimo valor de los mínimos y el máximo valor de los máximos para un mismo escenario. Las curvas de probabilidad acumulada frente a sobrecoste se agruparon para cada escenario.

En la Tabla 36 aparecen las probabilidades de mutación que se han empleado para cada uno de los tres escenarios en función del coeficiente β y del número de variables de decisión (35 para los primeros dos escenarios y el doble, 70, para el último).

Tabla 36. Probabilidades de mutación empleadas para cada escenario dependiendo del coeficiente β .

Coef. β	Escenario 1	Escenario 2	Escenario 3
0.5	0.015	0.015	0.0075
1	0.030	0.030	0.015
1.5	0.045	0.045	0.0225
2	0.060	0.060	0.030

4.5.1. Análisis de sensibilidad para el escenario 1

En el caso del escenario 1, reposición exclusivamente de conducciones, el valor mínimo resultó para el de la probabilidad de mutación por defecto, de β equivalente a la unidad. El rango se amplió con el máximo del coeficiente β igual a 0.5 (Tabla 37).

Tabla 37. Resumen de los valores mínimos y máximo de la función objetivo obtenidos para los diferentes coeficientes β (escenario 1).

Coef. β	Mín.	Máx.
0.5	763,351.83	1,264,315.87
1	761,286.28	968,968.90
1.5	795,909.92	971,450.64
2	795,560.37	949,333.46

En la Figura 40, aparecen agrupadas las cuatro curvas de frecuencia relativa acumulada frente a sobrecoste respecto del mínimo. Puede observarse que la curva roja, correspondiente a una probabilidad de mutación asociada al $\beta = 1$, se encuentra siempre por encima de las demás. La azul ($\beta = 0.5$) es la que da probabilidades más cercanas a la

roja ($\beta=1$) para un mismo sobrecoste. Les siguen en menor valor de probabilidad acumulada, para un mismo sobrecoste, las curvas de color verde ($\beta=1.5$) y la de amarillo ($\beta=2$).

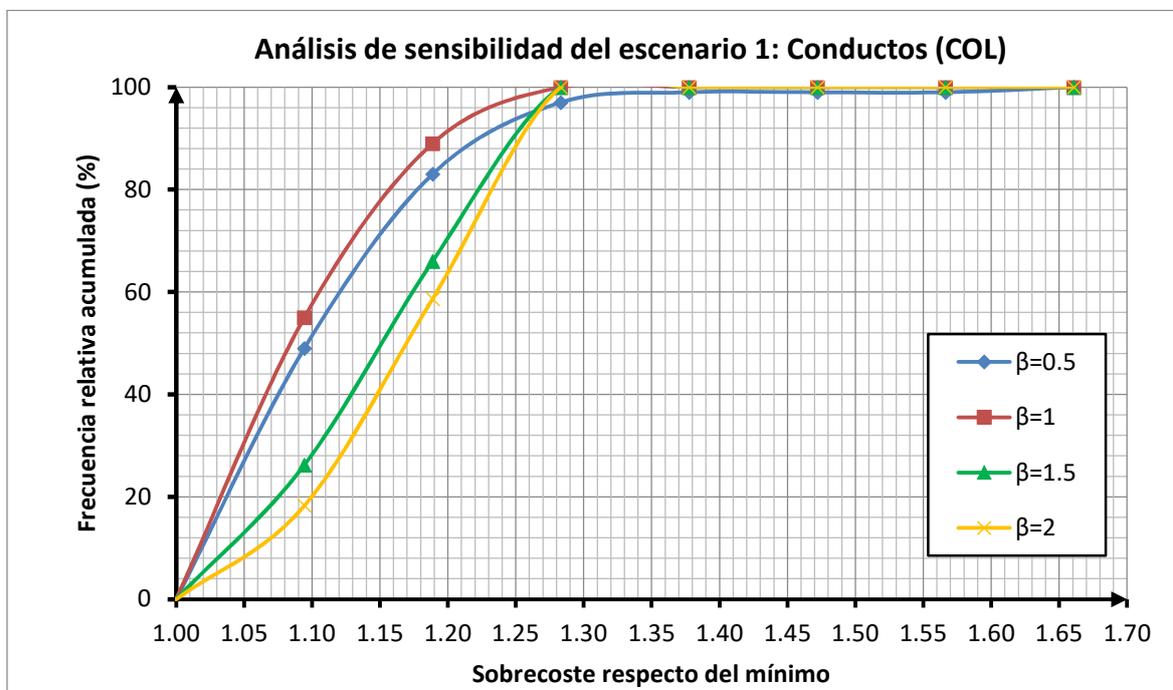


Figura 40. Curvas de probabilidad acumulada frente a sobrecoste respecto del mínimo valor de la función objetivo para los diferentes coeficientes β en el escenario 1 (Colombia).

4.5.2. Análisis de sensibilidad para el escenario 2

En el escenario 2 para las funciones de coste de Colombia, basado en la actuación única de instalar tanques, se reprodujo el mismo valor del mínimo para los cuatro casos, mientras que el máximo fue aumentando en función del incremento del coeficiente β (Tabla 38).

Tabla 38. Resumen de los valores mínimos y máximo de la función objetivo obtenidos para los diferentes coeficientes β (escenario 2).

Coef. β	Mín.	Máx.
0.5	273,459.56	374,960.57
1	273,459.56	378,035.66
1.5	273,459.56	387,045.04
2	273,459.56	428,909.67

A pesar de que parece que la curva azul se encuentra por encima de la roja (Figura 41), para un sobrecoste del 5 % respecto del mínimo (común en esta ocasión para todos los casos: 273,459.56 €), la probabilidad acumulada resulta ligeramente superior en el caso de la curva para la probabilidad de mutación asociada a $\beta = 1$ (26.83) frente a la de $\beta = 0.5$ (26.56). Al igual que para el escenario 1 ya comentado, las curvas verde ($\beta=1.5$) y la amarilla ($\beta=2$) presentan menores probabilidades acumuladas que las de $\beta = 0.5$ y $\beta = 1$.

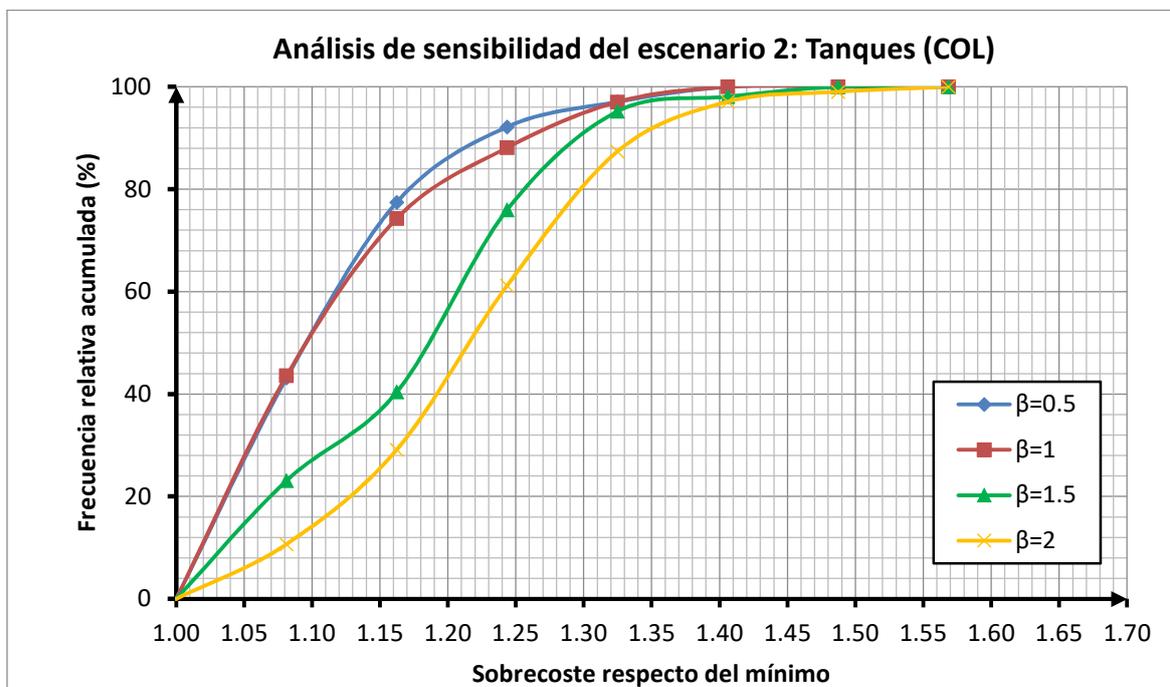


Figura 41. Curvas de probabilidad acumulada frente a sobrecoste respecto del mínimo valor de la función objetivo para los diferentes coeficientes β en el escenario 2 (Colombia).

4.5.3. Análisis de sensibilidad para el escenario 3

Los valores mínimos y máximos para el escenario 3, actuación conjunta de conducciones y tanques, aumentaron en función del coeficiente β . De este modo, el mínimo de los mínimos de los distintos casos analizados se hallaría para la probabilidad de mutación asociada a $\beta = 0.5$, mientras que el máximo de los máximos para la de $\beta = 2$ (Tabla 39).

Tabla 39. Resumen de los valores mínimos y máximo de la función objetivo obtenidos para los diferentes coeficientes β (escenario 3).

Coef. β	Mín.	Máx.
0.5	230,414.88	750,596.04
1	240,990.50	752,058.99
1.5	258,665.05	845,850.46
2	295,850.17	993,039.27

Todas estas curvas se representaron en un gráfico de probabilidad acumulada frente a sobrecoste (Figura 42), organizándose por el valor de β . Así, la curva azul ($\beta = 0.5$) apareció por encima de la de $\beta = 1, 1.5$ y 2 . Las probabilidades acumuladas para todos los casos de dicho escenario resultaban inferiores a la de los escenarios 1 y 2 para un mismo sobrecoste así como todos los límites superiores de los últimos intervalos de clase superaban el triple del mínimo (230,414.88 €), debido a la duplicación del número de variables de decisión implicadas en el problema de optimización a resolver por el APG: 70 incógnitas en lugar de 35.

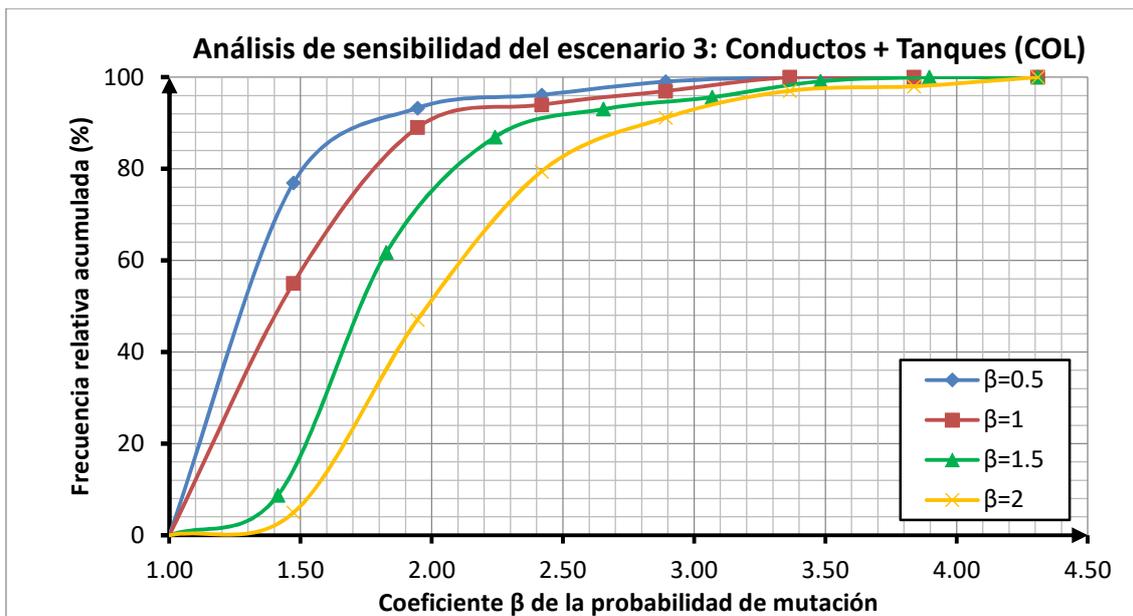


Figura 42. Curvas de probabilidad acumulada frente a sobrecoste respecto del mínimo valor de la función objetivo para los diferentes coeficientes β en el escenario 3 (Colombia).

4.5.4. Análisis de sensibilidad de la influencia de la probabilidad de mutación en la probabilidad de hallar buenas soluciones

Realizando un corte transversal a las curvas con diferentes coeficientes β de los tres gráficos anteriores (cada uno correspondiente a un escenario) por el sobrecoste respecto del mínimo del 5 %, se obtuvieron los siguientes valores, que se representaron en la Figura 43.

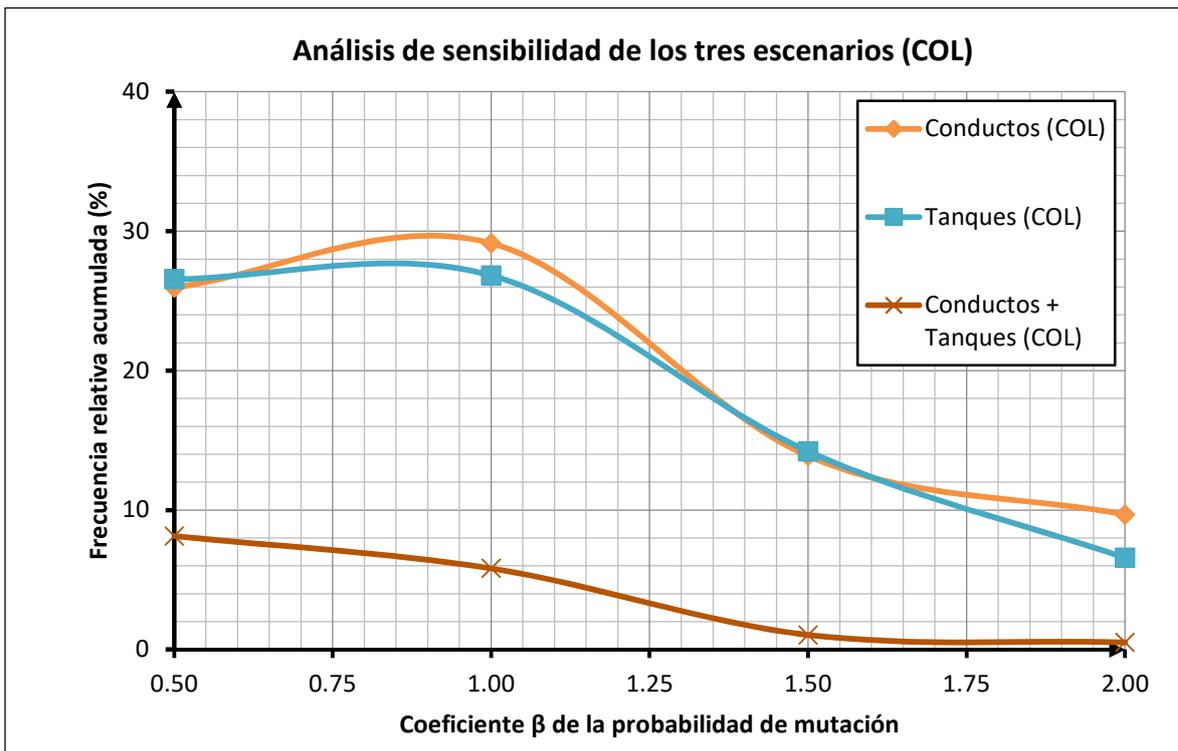


Figura 43. Influencia del coeficiente β en la probabilidad de hallar buenas soluciones para los tres escenarios analizados con las funciones de coste de Colombia.

Puede observarse (Tabla 40) que para los dos casos de 35 variables de decisión (escenarios 1 y 2), la probabilidad acumulada de hallar buenas soluciones resulta mayor con un coeficiente $\beta = 1$, mientras que para el escenario 3, del doble de variables de decisión, 70, la probabilidad acumulada de hallar buenas soluciones resulta mayor con un coeficiente $\beta = 0.5$.

Tabla 40. Probabilidades de hallar buenas soluciones para los diferentes escenarios dependiendo de los coeficientes β .

Coef. β	Escenarios		
	1	2	3
0.5	25.96	26.56	8.14
1	29.13	26.83	5.82
1.5	13.89	14.21	1.05
2	9.68	6.58	0.52

Para los escenarios de Colombia estudiados, no existen diferencias notables para hallar buenas soluciones entre el empleo del coeficiente $\beta = 0.5$ y 1, como sí con coeficientes más elevados (1.5 y 2).

De este modo, se constata que la probabilidad de mutación es un parámetro clave a la hora de hallar buenas soluciones en el APG. El empleo de probabilidades de mutación elevadas (que ponderan con coeficientes mayores que uno al cociente de la inversa del número de variables de decisión) hace que decaigan el número de buenas soluciones en las simulaciones con el APG.

El estudio de la influencia de la probabilidad de mutación, entendiéndola como cociente entre un coeficiente β y el número de variables de decisión, en el APG ha resultado útil, puesto que la frecuencia de mutación depende del número de variables de decisión que entren en juego en el problema de optimización que se presente. Esta probabilidad de mutación no debería tratarse en términos absolutos, independientemente del número de incógnitas a tratar. Así, una probabilidad de mutación del 3 % podría considerarse elevada para 70 variables de decisión y óptima para 35.

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y DESARROLLOS

FUTUROS

En las conclusiones, se verifica si se ha cumplido el objetivo central del trabajo y los objetivos específicos en los que se desglosaba. En el apartado de desarrollos futuros, se plantean algunas ideas para mejorar la metodología propuesta y, sobre todo, aplicada al caso de estudio.

5.1. CONCLUSIONES

El presente trabajo se enmarca dentro de la segunda fase del proyecto “Drenaje Urbano y Cambio Climático: hacia los sistemas de drenaje urbano del futuro”, desarrollado por el Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA) del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad de los Andes, en la República de Colombia, y el Departamento en Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente (DIHMA) de la Universidad Politécnica de Valencia (UPV).

Los expertos del IPCC (“Panel Intergubernamental del Cambio Climático”), en base a los escenarios y proyecciones de los modelos climáticos para el siglo XXI, anuncian que es muy probable que aumenten los episodios de precipitación más intensos tanto en magnitud como en frecuencia en la mayor parte de regiones del planeta. Estas alteraciones unidas al crecimiento e impermeabilización de las ciudades propiciarían que se sobrecargaran con mayor asiduidad los diseños originales de las redes de drenaje y que resultarían insuficientes para llevar a cabo uno de sus principales propósitos: proteger hasta un determinado nivel frente a eventos de inundación urbana.

En este marco, el objetivo principal del trabajo es optimizar, a partir de un modelo pseudogenético (dentro de la familia de las técnicas heurísticas), aquellas medidas que controlan y reducen los caudales una vez que éstos han ingresado en la red. Y son, básicamente, la instalación de depósitos de retención y la sustitución de conducciones de la red.

El punto de partida ha sido el estado actual del conocimiento de los problemas que se presentan en las redes de drenaje urbano y el empleo novedoso de los SUDS. Se han comentado las principales características y tipologías de los depósitos de retención, un BMP muy utilizado en entornos urbanos.

Se han presentado las diversas técnicas de optimización: lineal, no lineal, dinámica y de tipo heurístico. Se ha repasado la literatura acerca de la aplicación de las técnicas heurísticas, en concreto los algoritmos genéticos, a la rehabilitación de las redes de saneamiento. Los métodos heurísticos presentaban mayor robustez que las demás técnicas, puesto que tienen capacidad de adaptarse a cambios no previstos en el algoritmo, las soluciones van más allá de los mínimos locales y presentan gran capacidad para obtener no la mejor solución, sino un gran conjunto de buenas soluciones. De entre estos métodos evolutivos, se apostó como modelo de optimización por un algoritmo pseudogenético (un AG modificado), cuya diferencia básica con los AG tradicionales es la distinta codificación del problema, que deja de ser binaria y pasa a ser numérica.

La formulación del problema de optimización ha consistido en lograr la minimización de la función objetivo, que agrupaba los costes de almacenamiento en la red, de las conducciones repuestas y de los tanques instalados y las penalizaciones por inundación. La función del almacenamiento en red sancionaba linealmente, a partir de un coeficiente, el volumen que trasegaba por la red.

Por otro lado, las funciones de coste de las conducciones y de los depósitos fueron ajustadas a partir de unas muestras de datos obtenidas para España y para Colombia. Las dos funciones de coste (cada una para cada país) de conducciones relacionaban el coste por unidad de longitud para un diámetro determinado. Su ajuste fue de tipo cuadrático sin término independiente.

En el caso de las funciones de los depósitos, a partir del volumen de excavación de los tanques se obtenía el coste asociado. Tanto para Colombia como para España, el ajuste fue de tipo potencial. La función de los tanques de Colombia fue dada por un estudio de la Universidad de los Andes. La de España se obtuvo a partir de un estudio realizado en depósitos construidos en todo el territorio español. La distinta configuración de los tanques entre ambos países se reflejaba en el parámetro B de ajuste. Como existía una gran diferencia entre estas funciones de coste de tanques, se propusieron cuatro funciones en España, dependiendo del valor de B, que oscilaban entre 1,000 y 9,000.

Por último, la función de costes de inundación traducía en unidades monetarias la penalización por el nivel de inundación en un nudo. Se propusieron tres tipos de funciones: una lineal, otra de tipo polinómico de cuarto grado sin término independiente y una adimensional. Para el ajuste de estas dos últimas se emplearon los datos de un estudio sobre daños por inundación (dependiendo del estrato y el uso del suelo) realizado por la Universidad de los Andes.

Por consiguiente, las variables de decisión que constituían el problema de optimización eran los diámetros de las conducciones y la superficie de los depósitos.

La metodología estipulada se implementó en un subsector de la red de drenaje pluvial en Bogotá, E-Chicó. En el presente caso de estudio, se analizaron las principales

características de los nudos (35), subcuencas que drenaban a los propios nudos y conducciones (35) que conformaban la red de saneamiento. Dada una tormenta de diseño correspondiente a un escenario futuro de periodo de retorno de 10 años, se estimaron los daños por inundaciones, correspondiendo a un volumen de 3,835 m³ y ascendiendo a un monto superior a los 5 millones de €.

Para la mitigación de los daños por inundación, se plantearon tres escenarios: reposición exclusiva de conductos, instalación sólo de tanques y uso combinado de ambas actuaciones. Por tanto, los dos primeros escenarios constaban de 35 variables de decisión, mientras que el último tenía 70. En base al número de variables de decisión anteriores, se introdujeron los siguientes valores de los parámetros del APG: probabilidad de cruce de 0.8, probabilidad de mutación del 3 % para los dos primeros escenarios y del 1.5 % para el escenario conjunto, población de 500 individuos y criterio de convergencia o parada de 500 generaciones.

Para cada país, se realizaron, para cada uno de los escenarios, análisis estadísticos para hallar la probabilidad de buenas soluciones, aquéllas que sobrepasaban como máximo un 5 % al mínimo valor de la función objetivo para dicho caso.

En el caso de las funciones de coste de España, se obtuvieron dos soluciones, debido a la influencia del parámetro B: una para B equivalente a 1,000 y otra para valores de B superiores a dicha cifra. En ambos casos, se redujo el volumen de inundación en más del 96 %, significando reducciones en penalizaciones por inundación de alrededor del 99.4 % respecto a los daños sin ningún tipo de reposición ni instalación. No obstante, en ambos casos el conjunto de actuaciones (ya fuera reposición de conducciones o instalación de tanques) significó un ahorro económico de casi el 90 y 80 %, respectivamente.

Para las funciones de coste de Colombia, la solución propuesta consiguió reducir en más del 98 % el volumen de inundación para la red original, traduciéndose en un ahorro del 99.6 % en costes sancionadores por vertido. El presupuesto de las actuaciones conjuntas (la sustitución de 3 tubos y la instalación de 4 depósitos) rebajaba un 95.4 % los daños por inundación del caso inicial.

Además, se destacó una solución para Colombia que mitigaba la inundación hasta prácticamente la nulidad (2 m³), tanto en volumen como en costes (18.56 €), que consistía en la instalación de 5 depósitos y la sustitución de 2 tuberías. Cabe destacar que esta solución formaba parte de las buenas soluciones, aquéllas que no superaban en más de un 5 % el coste mínimo para un escenario.

La probabilidad acumulada obtenida en los casos de tanques con conductos resultó siempre menor que en los otros dos escenarios. Este hecho se debe a la existencia del doble de variables de decisión (70 en vez de 35). Desde este punto de vista, las

soluciones de conductos y tanques tienen margen de mejora para poder estar más seguros de la obtención o cercanía del óptimo global.

A partir de la comparación de las funciones de costes entre ambos países, se extrajo que el APG también resultaba sensible a la variación de las funciones de coste que componen la función objetivo. A pesar de que en el escenario de conductos la probabilidad de hallar buenas soluciones (que superaban en 5 % como máximo al mínimo valor) resultara prácticamente la misma en ambos países (21.5 %), para el escenario de depósitos las probabilidades de hallar buenas soluciones diferían en más del 10 % (17.5 frente a 28.1 %) de un país a otro.

También se constató la sensibilidad del APG a la variación de las probabilidades de mutación empleadas. El empleo de probabilidades de mutación elevadas (que ponderan con coeficientes mayores que uno al cociente de la inversa del número de variables de decisión) hace que decaiga la probabilidad de obtener buenas soluciones en las simulaciones con el APG.

Los resultados de los distintos escenarios de actuación llevados a cabo tanto para España como para Colombia en la red de drenaje que ha sido caso de estudio (E-Chicó) han mostrado la eficiencia de la metodología desarrollada para mitigar la inundación, tanto en volumen como en costes sancionadores. En ambos casos, el uso combinado de la instalación de tanques de tormenta y la reposición de conducciones se trata del escenario más óptimo (siempre y cuando el parámetro B en España sea equivalente a 1,000).

5.2. DESARROLLOS FUTUROS

Los algoritmos heurísticos no aseguran la obtención del óptimo global. No obstante, la repetitividad de un mismo valor conduce a poder asegurar con mayor grado de certidumbre el hallazgo de ese óptimo o la cercanía a él.

Como en las simulaciones no se obtuvo una repetitividad contrastada, se planteó la estimación de la probabilidad acumulada o frecuencia relativa acumulada de la muestra de simulaciones como indicador o porcentaje de la optimalidad de las soluciones para un escenario. Sin embargo, con los parámetros fijados en el APG de población (500 individuos), 500 generaciones como criterio de parada o convergencia, probabilidad de cruce de 0.8 y probabilidades de mutación en que oscilaba el coeficiente β de 0.5 y 2, no se obtuvieron probabilidades elevadas (como máximo se alcanzó una probabilidad de más del 31 % para un caso de tanques en España) de hallar buenas soluciones.

Si se pretendieran obtener mayores probabilidades de hallar buenas soluciones, sería indispensable elevar los valores de algún parámetro. La bibliografía existente no le otorga mucha influencia a la probabilidad de cruce. Ya se analizó la influencia de la probabilidad de mutación en la función objetivo del APG. Por tanto, todos los caminos

dirigen a elevar el número de individuos de la población inicial (500) para ampliar el rango de búsqueda del algoritmo y también el número de generaciones máximas a más de medio millar para detener el proceso evolutivo.

Este proceso comportaría mayores costos computacionales, puesto que se incrementaría el tiempo por simulación. Por ello, resultaría interesante poder contar con el tiempo computacional de cada simulación. Así, podría evaluarse a partir de un índice de eficiencia la relación entre la calidad de la solución y la velocidad de trabajo del algoritmo.

Esta eficiencia también se podría emplear para comparar diferentes técnicas heurísticas que se han comentado en el estado del arte como “Harmony Search”, “Particle Swarm Optimization”, “Tabu Search”, etc.

A pesar de haber encontrado con los parámetros del APG y funciones de coste dadas alguna buena solución (en Colombia) con una inundación cercana a la nulidad, tanto en volumen como en costo asociado, para el resto de casos resultaría interesante incrementar el valor C_{\max} de la función adimensional, que traduce el nivel de inundación en unidades monetarias por unidad de superficie. Para los casos estudiados se planteó un C_{\max} promedio entre todos los estratos. De este modo, si se aumentara el coste máximo para el nivel de inundación de 1.4 m, los resultados del APG huirían de los costes de inundación, que serían más elevados, y se encaminarían más hacia las actuaciones realizadas: tanques y conducciones.

Otro desarrollo que podría realizarse en el modelo podría ser la implementación de otros SUDS, además de los depósitos de retención, que contribuyeran a la laminación del hidrograma, a la reducción de los caudales pico. La integración de estas técnicas, sobre todo aquéllas de “Infraestructura Verde”, en el drenaje de las ciudades contribuiría a mejorar paisajísticamente los entornos urbanos y las acercaría a las situaciones de pre-desarrollo de la sociedad, además de beneficiarse de sus efectos tanto en cantidad como en calidad.

En cuanto al aumento del almacenamiento de pluviales en la red de drenaje, en el presente trabajo se consideraron tanques “on-line”, en línea o en serie. Por tanto, todo el caudal circulante por dicho nudo pasaba por el tanque instalado en el nudo. La modalidad “off-line”, fuera de línea, con control del flujo entrante al depósito, también podría resultar interesante.

Y, por último, otro desarrollo futuro también relacionado con la regulación del caudal consistiría en la instalación de válvulas en la salida de los depósitos de retención. Así, se conseguiría, sobre todo, evitar la sustitución de aquellas conducciones que, tras el proceso de optimización, aparecen con diámetros inferiores a los originales y se reduciría la inversión en la rehabilitación de la red de drenaje.

CAPÍTULO 6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, M. E., Ferrer, Y. & García, A. (2009). La calidad de las aguas en los programas de medidas. Centro de Estudios Hidrográficos (CEDEX). Tema C: Agua y Ciudad. <http://www.ingenieriadelaagua.com/2004/JIA/Jia2009/fs/CO02rev.pdf>

Andrés-Doménech, I., Montanari, A., & Marco, J. B. (2012). Efficiency of Storm Detention Tanks for Urban Drainage Systems under Climate Variability. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 138(1), 36–46. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000144](http://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000144)

Barreto, W., Vojinovic, Z., Price, R., & Solomatine, D. (2010). Multiobjective Evolutionary Approach to Rehabilitation of Urban Drainage Systems. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 136(5), 547–554. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000070](http://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000070)

Carson, T., Keeley, M., Marasco, D. E., McGillis, W., & Culligan, P. (2015). Assessing methods for predicting green roof rainfall capture: A comparison between full-scale observations and four hydrologic models. *Urban Water Journal*, 1–15. <http://doi.org/10.1080/1573062X.2015.1056742>

Cimorelli, L., Morlando, F., Cozzolino, L., Covelli, C., Della Morte, R., & Pianese, D. (2016). Optimal Positioning and Sizing of Detention Tanks within Urban Drainage Networks. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 142(1), 04015028. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)IR.1943-4774.0000927](http://doi.org/10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000927)

Cozzolino, L., Cimorelli, L., Covelli, C., Mucherino, C., & Pianese, D. (2015). An Innovative Approach for Drainage Network Sizing. *Water*, 7(2), 546–567. <http://doi.org/10.3390/w7020546>

Diogo, A. F., & Graveto, V. M. (2006). Optimal Layout of Sewer Systems: A Deterministic versus a Stochastic Model. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(9), 927–943. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2006\)132:9\(927\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2006)132:9(927))

Duan, H.-F., Li, F., & Tao, T. (2016). Multi-objective Optimal Design of Detention Tanks in the Urban Stormwater Drainage System: Uncertainty and Sensitivity Analysis. *Water Resources Management*, 30(7), 2213–2226. <http://doi.org/10.1007/s11269-016-1282-1>

- Fletcher, T. D., Shuster, W., Hunt, W. F., Ashley, R., Butler, D., Arthur, S., ... Viklander, M. (2014). SUDS, LID, BMPs, WSUD and more – The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. *Urban Water Journal*, 12(7), 525–542. <http://doi.org/10.1080/1573062X.2014.916314>
- Gersonius, B., Ashley, R., Pathirana, A., & Zevenbergen, C. (2012). Climate change uncertainty: building flexibility into water and flood risk infrastructure. *Climatic Change*, 116(2), 411–423. <http://doi.org/10.1007/s10584-012-0494-5>
- Guo, Y. F., Walters, G. A., Khu, S. T., & Keedwell, E. C. (2008). Efficient Multiobjective Storm Sewer Design Using Cellular Automata and Genetic Algorithm Hybrid. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 134(6), 511–515. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9496\(2008\)134:6\(511\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(2008)134:6(511))
- Haghighi, A. (2013). Loop-by-Loop Cutting Algorithm to Generate Layouts for Urban Drainage Systems. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 139(6), 693–703. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000294](http://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000294)
- Haghighi, A., & Bakhshipour, A. E. (2012). Optimization of Sewer Networks Using an Adaptive Genetic Algorithm. *Water Resources Management*, 26(12), 3441–3456. <http://doi.org/10.1007/s11269-012-0084-3>
- Haghighi, A., & Bakhshipour, A. E. (2015). Deterministic Integrated Optimization Model for Sewage Collection Networks Using Tabu Search. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 141(1), 04014045. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000435](http://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000435)
- Huang, C.-L., Hsu, N.-S., Wei, C.-C., & Luo, W.-J. (2015). Optimal Spatial Design of Capacity and Quantity of Rainwater Harvesting Systems for Urban Flood Mitigation. *Water*, 7(9), 5173–5202. <http://doi.org/10.3390/w7095173>
- Huang, Y., Dong, X., Zeng, S., & Chen, J. (2015). An integrated model for structure optimization and technology screening of urban wastewater systems. *Frontiers of Environmental Science & Engineering*, 9(6), 1036–1048. <http://doi.org/10.1007/s11783-015-0792-z>
- IPCC, 2014: Cambio climático 2014: Informe de síntesis. Contribución de los Grupos de trabajo I, II y III al Quinto Informe de Evaluación del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático [Equipo principal de redacción, R.K. Pachauri y L.A. Meyer (eds.)]. IPCC, Ginebra, Suiza, 157 págs.
- Jayasooriya, V. M., & Ng, A. W. M. (2014). Tools for Modeling of Stormwater Management and Economics of Green Infrastructure Practices: a Review. *Water, Air, & Soil Pollution*, 225(8), 2055. <http://doi.org/10.1007/s11270-014-2055-1>

Karamouz, M., Hosseinpour, A., & Nazif, S. (2011). Improvement of Urban Drainage System Performance under Climate Change Impact: Case Study. *Journal of Hydrologic Engineering*, 16(5), 395–412. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0000317](http://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000317)

Karamouz, M., & Nazif, S. (2013). Reliability-Based Flood Management in Urban Watersheds Considering Climate Change Impacts. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 139(5), 520–533. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000345](http://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000345)

Karovic, O., & Mays, L. W. (2014). Sewer System Design Using Simulated Annealing in Excel. *Water Resources Management*, 28(13), 4551–4565. <http://doi.org/10.1007/s11269-014-0750-8>

Kirshen, P., Caputo, L., Vogel, R. M., Mathisen, P., Rosner, A., & Renaud, T. (2015). Adapting Urban Infrastructure to Climate Change: A Drainage Case Study. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 141(4), 04014064. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000443](http://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000443)

Krebs, G., Kokkonen, T., Valtanen, M., Koivusalo, H., & Setälä, H. (2013). A high resolution application of a stormwater management model (SWMM) using genetic parameter optimization. *Urban Water Journal*, 10(6), 394–410. <http://doi.org/10.1080/1573062X.2012.739631>

Li, F., Duan, H.-F., Yan, H., & Tao, T. (2015). Multi-Objective Optimal Design of Detention Tanks in the Urban Stormwater Drainage System: Framework Development and Case Study. *Water Resources Management*, 29(7), 2125–2137. <http://doi.org/10.1007/s11269-015-0931-0>

Li, Y., & Babcock, R. W. (2015). Modeling Hydrologic Performance of a Green Roof System with HYDRUS-2D. *Journal of Environmental Engineering*, 141(11), 04015036. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EE.1943-7870.0000976](http://doi.org/10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0000976)

Mailhot, A., & Duchesne, S. (2010). Design Criteria of Urban Drainage Infrastructures under Climate Change. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 136(2), 201–208. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000023](http://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000023)

Marchionni, V., Lopes, N., Mamouros, L. & Covas, D. (2014). Modelling Sewer Systems Costs with Multiple Linear Regression. *Water Resources Management*, 28, 13, 4415. <http://link.springer.com/article/10.1007/s11269-014-0759-z>

Moeini, R., & Afshar, M. H. (2013). Constrained Ant Colony Optimisation Algorithm for the layout and size optimisation of sanitary sewer networks. *Urban Water Journal*, 10(3), 154–173. <http://doi.org/10.1080/1573062X.2012.716445>

Mora-Meliá, D.; Iglesias-Rey, P.; Montalvo-Arango, I.; Martínez-Solano, F.J. (2007). Diseño de Redes de Saneamiento entre Algoritmos Genéticos y Optimización PSO. VII SEREA – Seminario Iberoamericano sobre Planificación, Proyecto y Operación de

Sistemas de Abastecimiento de Agua. Morelia, Mich. (México) de 18-21 de junio de 2007.

Mora-Meliá, D., Iglesias-Rey, P.L., Martínez-Solano, F.J. & Fuertes-Miquel, V.S. (2013). Design of Water Distribution Networks using a Pseudo-Genetic Algorithm and Sensitivity of Genetic Operators. *Water Resour Manage* (2013) 27:4149–4162. doi: 10.1007/s11269-013-0400-6.

Newell, A., Shaw, J. C. & Simon, H. A. (1962). "The processes of creative thinking". H. E. Gruber, G. Terrell, and M. Wertheimer, editors, *Contemporary approaches to creative thinking*, pp 63-119. Atherton Press, New York.

Pan, T.-C., & Kao, J.-J. (2009). GA-QP Model to Optimize Sewer System Design. *Journal of Environmental Engineering*, 135(1), 17–24. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9372\(2009\)135:1\(17\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9372(2009)135:1(17))

Rathnayake, U. (2015). Migrating Storms and Optimal Control of Urban Sewer Networks. *Hydrology*, 2(4), 230–241. <http://doi.org/10.3390/hydrology2040230>

Reed, J., Toombs, R. & Barricelli, N. A. (1967). "Simulation of biological evolution and machine learning". *Journal of Theoretical Biology*, Vol 17, pp 319-342.

Rossmann, L. A. (2010). Storm water management model user's manual, version 5.0. National Risk Management Research Laboratory, Office of Research and Development, U.S. EPA, Cincinnati, OH. Obtenido es: <http://nepis.epa.gov/Exe/ZyPDF.cgi?Dockey=P100N3J6.TXT>

Ryu, J., Baek, H., Lee, G., Kim, T.-H., & Oh, J. (2015). Optimal planning of decentralised storage tanks to reduce combined sewer overflow spills using particle swarm optimisation. *Urban Water Journal*, 1–10. <http://doi.org/10.1080/1573062X.2015.1086004>

Saldarriaga, J., Camilloni, I., Cunha, M., Simoes, N., Zeferino, J., Iglesias, P., Martinez, F.J., Ocampo-Martinez, C., Quijano, N., Paez, D., Bohorquez, J.M., Salcedo, C.A. & Vallejo, D. (2014). Drenaje urbano y cambio climático: Hacia los sistemas de alcantarillado del futuro. En Universidade Federal do Ceará. XIII Simpósio Iberoamericano de Redes de Água, Esgoto e Drenagem. *Linguas Ibéricas como Instrumento de Conhecimento, Ciência e Tecnologia*. Fortaleza, Brasil.

Sebti, A., Bennis, S., & Fuamba, M. (2014). Optimization of the restructuring cost of an urban drainage network. *Urban Water Journal*, 13(2), 119–132. <http://doi.org/10.1080/1573062X.2014.923918>

Sebti, A., Carvallo Aceves, M., Bennis, S., & Fuamba, M. (2016). Improving Nonlinear Optimization Algorithms for BMP Implementation in a Combined Sewer System. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 04016030. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000669](http://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000669)

Sebti, A., Fuamba, M., & Bennis, S. (2016). Optimization Model for BMP Selection and Placement in a Combined Sewer. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 142(3), 04015068. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000620](http://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000620)

Stovin, V., Vesuviano, G., & De-Ville, S. (2015). Defining green roof detention performance. *Urban Water Journal*, 1–15. <http://doi.org/10.1080/1573062X.2015.1049279>

Sun, S., Djordjević, S., & Khu, S.-T. (2011). A general framework for flood risk-based storm sewer network design. *Urban Water Journal*, 8(1), 13–27. <http://doi.org/10.1080/1573062X.2010.542819>

Tao, T., Wang, J., Xin, K., & Li, S. (2013). Multi-objective optimal layout of distributed storm-water detention. *International Journal of Environmental Science and Technology*, 11(5), 1473–1480. <http://doi.org/10.1007/s13762-013-0330-0>

Universidad de los Andes (2006). Estudio para proponer la metodología para la evaluación, zonificación y reducción de riesgos por inundaciones y avenidas torrenciales y su articulación con los POT, aplicación de zonificación de amenazas a un caso piloto del Distrito de Bogotá. Informe elaborado por el CIACUA de la Universidad de Los Andes (Bogotá). Obtenido en:

<https://ciacua.uniandes.edu.co/index.php/component/content/article?id=79:studio-para-proponer-la-metodologia-para-la-evaluacion-zonificacion-y-reduccion-de-riesgos>

Yazdi, J., Lee, E. H., & Kim, J. H. (2014). Stochastic Multiobjective Optimization Model for Urban Drainage Network Rehabilitation. *Journal of Water Resources Planning and Management*. Retrieved from <http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29WR.1943-5452.0000491>

Zahmatkesh, Z., Burian, S. J., Karamouz, M., Tavakol-Davani, H., & Goharian, E. (2015). Low-Impact Development Practices to Mitigate Climate Change Effects on Urban Stormwater Runoff: Case Study of New York City. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 141(1), 04014043. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)IR.1943-4774.0000770](http://doi.org/10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000770)

Zahmatkesh, Z., Karamouz, M., Goharian, E., & Burian, S. J. (2015). Analysis of the Effects of Climate Change on Urban Storm Water Runoff Using Statistically Downscaled Precipitation Data and a Change Factor Approach. *Journal of Hydrologic Engineering*, 20(7), 05014022. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0001064](http://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0001064)