



UNIVERSIDAD DE TALCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL EN OBRAS CIVILES

**REDUCCIÓN DEL ESPACIO DE BÚSQUEDA PARA UN PROBLEMA
DE OPTIMIZACIÓN DE DISEÑO DE ESTACIONES DE BOMBEO**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL EN OBRAS CIVILES

PROFESOR GUÍA: DANIEL MORA MELIÁ
PROFESORCO-GUÍA: JIMMY GUTIÉRREZ
BAHAMONDES

BASTIÁN ALBERTO VALDIVIA MUÑOZ

CURICÓ – CHILE

2022

CONSTANCIA

La Dirección del Sistema de Bibliotecas a través de su encargado Biblioteca Campus Curicó certifica que el autor del siguiente trabajo de titulación ha firmado su autorización para la reproducción en forma total o parcial e ilimitada del mismo.



Two circular official stamps and handwritten signatures in blue ink. The left stamp is from the 'DIRECCIÓN SISTEMA DE BIBLIOTECAS' of the 'UNIVERSIDAD DE TALCA'. The right stamp is from the 'SISTEMA DE BIBLIOTECAS CAMPUS CURICO' of the 'UNIVERSIDAD DE TALCA'.

Curicó, 2022

DEDICATORIA

Dedicado a ese Bastián del 2016, que siempre es posible cambiar la forma de vida cuando uno encuentra realmente el motivo para levantarse cada día.

AGRADECIMIENTOS

En primera instancia, agradecer a mi familia, en especial a Alisson, Luis y Ariel, por educarme siempre en la constancia y perseverancia e inculcarme los valores que tengo.

Agradecer también a Danae, por todo su apoyo y amor incondicional.

A mis profesores guías, Daniel y Jimmy, por la paciencia, ayuda, confianza y comprensión en este largo proceso. Agregar también al profesor Ignacio, que sin duda les debo el profesional que soy gracias a todo el conocimiento que me otorgaron a través de los años.

A mis compañeros y amigos, por su paciencia y por hacer el día a día mucho mejor.

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTOS	III
RESUMEN.....	X
ABSTRACT	XI
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	12
1.1. Introducción	12
1.2. Objetivos	13
1.2.1. Objetivo general	13
1.2.2. Objetivos específicos.....	13
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	14
2.1. Evolución histórica del sector de agua potable en Chile.....	14
2.1.1. Evolución de la inversión en el sector.....	17
2.1.2. Tarifas y comportamiento de la demanda	18
2.1.3. Políticas públicas para promover la eficiencia en empresas del Estado.....	19
2.1.4. Eficiencia energética	19
2.2. Diseño de redes de agua.....	20
2.2.1. Ecuaciones y variables de naturaleza hidráulica	20
2.2.2. Componentes de redes de distribución de agua.....	28
2.2.3. Clasificación de redes de distribución de agua potable.....	31
2.2.4. Formas de distribución	33
2.3. Bombas y su funcionamiento	35
2.3.1. Tipos de bombas.....	35
2.3.2. Funcionamiento: Curvas características	36
2.3.3. Punto de funcionamiento.....	37
2.3.4. Patrones de bombeo	37

2.4.	Estaciones de bombeo	39
2.4.1.	Tipología de las estaciones de bombeo en los abastecimientos	39
2.4.2.	Aspectos técnicos en la selección de los equipos	41
2.5.	Aspectos económicos en la selección de los equipos. Planteamiento general de un problema de optimización.	43
2.5.1.	Problema de optimización	43
2.6.	Técnicas de optimización	47
2.6.1.	Técnicas tradicionales	48
2.6.2.	Algoritmos heurísticos y metaheurísticos	49
2.6.3.	Falencias actuales del problema de optimización	52
CAPÍTULO III: HIPÓTESIS		53
CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA		54
4.1.	Parámetros para la selección y calibración de los casos de estudio	55
4.2.	Algoritmo de preprocesamiento de datos (caudales máximos y mínimos por estación)...	55
4.3.	Casos de estudio	60
4.3.1.	Selección y calibración de casos de estudio	60
CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS		70
5.1.	Clasificación de las redes	70
5.2.	Aplicación del algoritmo de preprocesamiento	71
5.2.1.	Preprocesamiento red TF	72
5.2.2.	Preprocesamiento red KY3	74
5.2.3.	Preprocesamiento red KY4	76
5.2.4.	Preprocesamiento red KY6	77
5.2.5.	Preprocesamiento red KY8	79
5.2.6.	Preprocesamiento red KY13	82
5.2.7.	Preprocesamiento red Curicó	83

5.2.8. Resumen del preprocesamiento de las redes	85
5.3. Análisis con respecto al modelo de optimización	87
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES	89
6.1. Conclusiones	89
6.2. Trabajo Futuro.....	90
6.2.1. Algoritmo	91
6.3. Proyectos Futuros.....	91
BIBLIOGRAFÍA.....	92
ANEXOS.....	96

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Evolución de la cobertura urbana de agua potable, alcantarillado y tratamiento de agua servidas, 1965-2005 (Porcentaje).....	15
Figura 2.2: Principales empresas que prestan servicios en Chile.....	16
Figura 2.3: Evolución de la inversión anual en el sector de agua potable y alcantarillado, 1965-2005. (Millones de dólares por año).....	17
Figura 2.4: Evolución de la cuenta típica en Santiago (Grupo tarifario 1). (Miles de pesos chilenos).	18
Figura 2.5 Perfil de velocidades y velocidad media.....	21
Figura 2.6: Perfil de velocidades en función del régimen.....	22
Figura 2.7: Volumen de control.	23
Figura 2.8: Configuración típica de un sistema de abastecimiento de agua en localidades urbanas.	28
Figura 2.9: Piezas especiales de hierro fundido con extremos bridados.....	29
Figura 2.10: Tipos de Redes atendiendo su topología.....	32
Figura 2.11: Distribución por gravedad.	33
Figura 2.12: Distribución mixta.	34
Figura 2.13: Punto de funcionamiento en una instalación.	37
Figura 2.14: Dibujo esquemático de bombas en paralelo y curvas características.....	38
Figura 2.15: Dibujo esquemático de bombas en serie y curvas características.....	39
Figura 2.16: Cálculo de OPEX y CAPEX.....	44
Figura 2.17: Espacio no convexo de solución de un algoritmo. Fuente: wilsonmongwe.co.za.	48
Figura 2.18: Diagrama de flujo de un algoritmo evolutivo.....	52
Figura 4.1: Diagrama de flujo de metodología a implementar.....	54
Figura 4.2: Esquema de altura de cabecera de diseño.....	56
Figura 4.3: Diagrama de algoritmo de preprocesamiento de datos.....	58
Figura 4.4: Patrón de consumo para la red de TF.	61

Figura 4.5: Ubicación de las estaciones de bombeo de TF.	61
Figura 4.6: Patrón de consumo para las redes KY	62
Figura 4.7: Ubicación de las estaciones de bombeo de KY3.	63
Figura 4.8: Ubicación de las estaciones de bombeo de KY4.	64
Figura 4.9: Ubicación de las estaciones de bombeo de KY6.	65
Figura 4.10: Ubicación de las estaciones de bombeo de KY8.	66
Figura 4.11: Ubicación de las estaciones de bombeo de KY13.	67
Figura 4.12: Patrón de consumo para la red de Curicó	68
Figura 4.13: Ubicación de las estaciones de bombeo de Curicó.	69

ÍNDICE DE TALBAS

Tabla 2.1 Valores típicos de coeficientes de rugosidad.	26
Tabla 2.2: Coeficientes de pérdidas para accesorios más comunes.	27
Tabla 5.1: Clasificación de las redes seleccionadas, por demanda base y la cantidad de nodos. Fuente: Elaboración propia.	70
Tabla 5.2: Resumen del preprocesamiento de las redes.	85

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 5.1: Caudales máximos y mínimos para la EB 2 y EB3 de TF_3S_v08, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$	72
Gráfico 5.2: Región acotada del espacio de soluciones de EB 2 y EB3 de TF_3S_v08, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$	73
Gráfico 5.3: Caudales máximos y mínimos para la EB 2, EB3 y EB4 de KY3, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$	74
Gráfico 5.4: Región acotada del espacio de soluciones de EB 2, EB3 y EB4 de KY3, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$	75

Gráfico 5.5 Caudales máximos y mínimos para la EB 2, EB3 y EB4 de KY4, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$.	76
Gráfico 5.6: Región acotada del espacio de soluciones de EB de KY4, con respecto a la $H_{\text{diseño}}$.	77
Gráfico 5.7: Caudales máximos y mínimos para la EB 2, EB3 y EB4 de KY6, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$.	77
Gráfico 5.8: Región acotada del espacio de soluciones de EB2, EB3 y EB4 de KY6, con respecto a la $H_{\text{diseño}}$.	78
Gráfico 5.9: Caudales máximos y mínimos para la EB 2, EB3, EB4 y EB5 de KY8, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$.	79
Gráfico 5.10: Región acotada del espacio de soluciones de EB 2, EB3, EB4 y EB5 de KY8, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$.	81
Gráfico 5.11: Caudales máximos y mínimos para la EB 2, EB3, EB4, EB5 y EB6 de KY13, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$.	82
Gráfico 5.12: Región acotada del espacio de soluciones de EB 2, EB3, EB4, EB5 y EB6 de KY13, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$.	83
Gráfico 5.13: Caudales máximos y mínimos para la EB 2 y EB3 de Curicó, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$.	83
Gráfico 5.14: Región acotada del espacio de soluciones de EB 2 y EB3 de Curicó, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$.	84
Gráfico 5.15: Comparación del rendimiento de PGA.	87

RESUMEN

Diversos investigadores se dedican a la optimización de redes de agua potable, problemas complejos para los cuales recurren a las metaheurísticas de optimización. Ahora bien, independiente del algoritmo metaheurístico a emplear, siempre el factor común será el dominio de las variables del sistema con el cual trabajarán.

Específicamente, para el problema de diseño económico de estaciones de bombeo, una de las principales variables de decisión, es la cantidad de caudal que entregan las estaciones. Por esta razón, reducir el dominio de estas variables puede generar grandes beneficios en los problemas de optimización en redes de distribución de agua potable.

Existen indicios, de que se pueden reducir los dominios del problema de optimización, acotando los rangos operacionales de las estaciones de bombeo, estableciendo los máximos y mínimos caudales que pueden entregar y con ello lograr una convergencia a soluciones óptimas con una menor cantidad de iteraciones en la función objetivo del problema de optimización.

El objetivo principal de esta memoria será desarrollar una metodología para hacer un preprocesamiento de datos y busque reducir los dominios de los caudales entregados por cada estación de bombeo.

Para poder desarrollar dicha metodología, se presentan casos de estudios reales a los cuales se les aplicará un problema de optimización propuesto por Gutiérrez (2021), con y sin la metodología propuesta, con el fin de poder validarla. Para lo anterior, también se establecerán distintos indicadores, como el porcentaje reducción del dominio y la cantidad de iteraciones del problema de optimización para converger a soluciones óptimas.

Dentro de los principales resultados, se encuentran variaciones muy dispersas de la reducción de dominio, las cuales van desde 37% hasta los 90% de reducción.

Finalmente, se demuestra en esta memoria, que la metodología permite una efectiva reducción del dominio de las variables de decisión, y tiene directa relación con la cantidad de estaciones que operen en una red de agua potable.

ABSTRACT

Various researchers are dedicated to the optimization of drinking water networks, complex problems for which they resort to optimization metaheuristics. Now, regardless of the metaheuristic algorithm to be used, the common factor will always be the domain of the variables of the system with which they will work.

Specifically, for the problem of economic design of pumping stations, one of the main decision variables is the amount of flow that the stations deliver. For this reason, reducing the domain of these variables can generate great benefits in optimization problems in drinking water distribution networks.

There are indications that the domains of the optimization problem can be reduced, narrowing the operational ranges of the pumping stations, establishing the maximum and minimum flow rates that they can deliver and thus achieve a convergence to optimal solutions with fewer iterations in the objective function of the optimization problem.

For this reason, the main objective of this report will be to develop a methodology to pre-process data and seek to reduce the domains of the flows delivered by each pumping station.

To develop this methodology, real case studies are presented to which an optimization problem proposed by Gutiérrez (2021) will be applied, with and without the proposed methodology, in order to validate it. For the above, different indicators will also be established, such as the percentage reduction of the domain and the number of iterations of the optimization problem to converge to optimal solutions.

Among the main results, there are widely dispersed variations in domain reduction, ranging from 37% to 90% reduction.

Finally, it is demonstrated in this report that the methodology allows an effective reduction of the domain of the decision variables and is directly related to the number of stations that operate in a drinking water network.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1. Introducción

El agua es un recurso crucial para el desarrollo y existencia de la humanidad, desde todos los aspectos sociales, industriales y ambientales. Es así, como los sistemas de distribución de agua son elementos claves para la infraestructura urbana y requieren una inversión significativa. A raíz de esto, las empresas sanitarias tienen el desafío de proporcionar a las personas un suministro constante y producción garantizada, sujeto a una serie de requisitos de entrega y restricciones. Sin embargo, con el crecimiento constante de la población, crece la demanda de agua y, por lo tanto, estos sistemas se vuelven más grandes y complejos.

Para cumplir con estas demandas, existen diversos tipos de distribución de agua, las que consisten en un conjunto de instalaciones para transportar agua desde los puntos de captación y tratamiento, hasta hacer llegar el suministro al cliente en unas condiciones que satisfagan sus necesidades. Dentro de los diversos componentes se encuentran las bombas, las que son encargadas de entregar una gran parte de la energía utilizada en las redes de agua potable para ayudar a transportar el agua potable a su destino a una presión y caudales más precisos.

A su vez, las estaciones de bombeo (EB), consisten en un conjunto de bombas de diferente capacidad, las que operan para distribuir la cantidad de agua necesaria, buscando cumplir ciertas limitaciones hidráulicas y técnicas. Así también, dentro de una red de distribución de agua podemos encontrar varias estaciones de bombeo. Por lo general, estos sistemas de bombeo se diseñan en función de eventos extremos, lo cual provoca que, en horarios de menor consumo, se genere energía adicional que no es utilizada, generando así un exceso de costos.

En la actualidad, una gran cantidad de investigadores se dedican a la optimización de redes de distribución de agua (RDA), con la que buscan que estos sistemas sean lo más eficientes posibles, reduciendo así los costos por energía no utilizada. El problema radica en que buscar soluciones más eficaces no es trivial, debido a la gran cantidad de variables (atribuida a los diferentes componentes de la red), con comportamiento no lineal en la mayoría de los casos, por lo que recurren a estrategias de mayor complejidad, como pueden ser los algoritmos metaheurísticos.

Existe una diversidad de algoritmos metaheurísticos, aunque tampoco garantizan una solución completamente óptima, porque su desempeño depende a su vez de una serie de operaciones internas

(operadores), las cuales son propias de cada método, por ejemplo: costos computacionales, tiempos empleados en calibrar el algoritmo, definir el espacio muestral las variables independientes, etc.

Un escenario muy común en el diseño de RDA, son las de inyección directa (no existen depósitos para almacenar agua en los centros de las RDA), donde los aportes a la red son otorgados únicamente por las EB, en la cual el flujo que otorga cada EB tiene una relación directa con los costos asociados a la red. Esto convierte el flujo en un dominio fundamental para los problemas de optimización en RDA con inyección directa. Así este dominio queda a criterio de expertos y no hay metodologías claras para establecer los rangos de búsqueda, lo que a su vez utiliza más tiempo en calibrar las redes. Entonces, el objetivo principal de esta memoria será contribuir en la automatización de la búsqueda de este dominio.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Desarrollar una metodología para la adaptación de redes de distribución de agua con inyección directa, en la optimización del diseño económico de estaciones de bombeo, con el fin de automatizar la búsqueda del dominio del caudal de cada estación de bombeo.

1.2.2. Objetivos específicos

- Documentar y programar la metodología propuesta con el fin de poder automatizar la búsqueda de los caudales máximos y mínimos de cada estación de bombeo.
- Seleccionar y calibrar al menos dos casos de estudio de sistemas de bombeo en redes de distribución de agua, con el fin de poder comparar los resultados con y sin la metodología propuesta.
- Proponer un criterio para comparar los resultados de las simulaciones realizadas para poder determinar beneficios y desventajas de la metodología propuesta.
- Simular para los casos seleccionados el problema de optimización establecido por Gutiérrez (2021) con y sin la metodología propuesta, con el fin de poder discernir cual es más eficaz.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

Se puede definir, red de distribución de agua potable, como las instalaciones que una empresa prestadora de este servicio realiza para trasladar agua desde el punto donde se realiza la capacitación, posterior tratamiento, hasta que llega al punto de consumo por parte del usuario.

2.1. Evolución histórica del sector de agua potable en Chile.

La evolución histórica del sector de agua potable y alcantarillado en Chile puede ser dividido en cuatro grandes fases con sus principales hitos (Valenzuela & Jouravlev, 2007):

- Fase 1: Sistema público tradicional (1950-1974). Las empresas son públicas y municipales, ya que el estado presta directamente los servicios (El sector privado tiene un rol mínimo). Tarifas menores al costo real del servicio, subsidios generalizados y déficits de financiamiento. Presentan un 5,7 % en las tasas de crecimiento medias anuales de la población servida con servicios de agua potable.
- Fase 2: Primera modernización del sistema público (1975-1990). Las empresas son principalmente públicas, el sector privado mantiene un rol secundario, se intenta aplicar tarifas basadas en costos marginales, se logra el equilibrio financiero en algunas empresas públicas, se incorporan procedimientos de evaluación de proyectos, contratación de servicios, promulgación del nuevo marco regulatorio (Ley de tarifas de servicios sanitarios, ley general de servicios sanitarios, ley de subsidio al pago de consumo de agua potable y servicio de alcantarillado y la ley de la superintendencia de servicios sanitario (SISS)) y la transformación de empresas en sociedades anónimas. Presenta un 4,3 % en las tasas de crecimiento medias anuales de la población servida con servicios de agua potable.
- Fase 3: Segunda modernización previa a la privatización (1991-1994). Las tarifas quedan en base a los costos incrementales de desarrollo, las empresas siguen siendo principalmente públicas, perfeccionamiento del sistema de subsidios, consolidación de SISS, exigencia a empresas públicas de generar utilidades y de entregar al fisco un dividendo anual, inicio de inversiones para tratamiento de aguas servidas, corporación de fomento de la producción (CORFO), comienza a promover “convenios de desempeño” con los ejecutivos superiores de las empresas públicas y primeras experiencias con la participación privada. Presenta un 0,7 % de tasas de crecimiento medias anuales de la población servida con servicios de agua potable.

- Fase 4: Transferencia de empresas públicas al sector privado (1995-2006). En esta fase se toma la decisión de privatizar paulatinamente todas las empresas públicas del sector, reforzamiento y desarrollo de la SISS (Ver Figura II.1), perfeccionamiento del marco regulatorio, privatización por medio de venta de acciones, introducción de la contabilidad regulatorio y privatización por medio de concesiones (gestión con inversión). Presenta un 1,2 % en las tasas de crecimiento medias anuales de la población servida con servicios de agua potable.

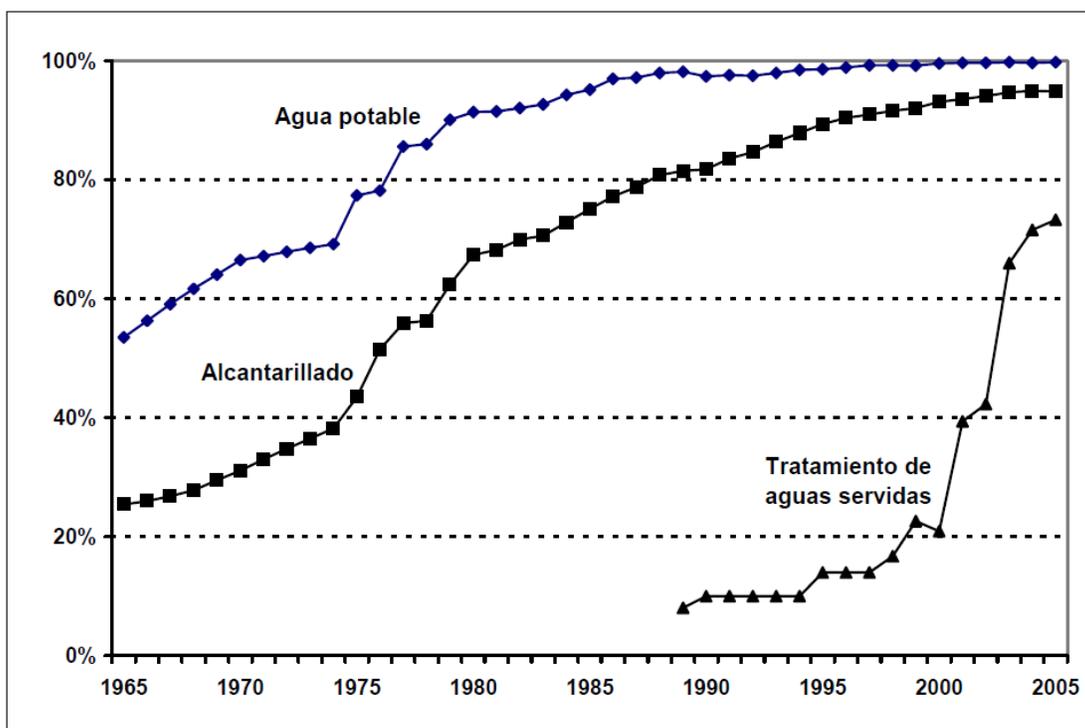


Figura II.1 Evolución de la cobertura urbana de agua potable, alcantarillado y tratamiento de agua servidas, 1965-2005 (Porcentaje).
Fuente: SISS, Chile (2006).

De esta manera, se produce una privatización total del sector. Ello, se puede ejemplificar señalando que a comienzos del año 1998 cerca de un 94 % de los clientes de la industria de agua potable y alcantarillado a nivel nacional eran servidos por empresas públicas y, luego del proceso descrito, se llega en 2005 a una situación, en la cual, más del 95 % de los clientes es abastecido por empresas privadas.

Al 31 de diciembre del año 2018, un 96,2 % de los clientes regulados del sector, es atendido por empresas privadas que explotan los servicios de agua potable, recolección y tratamiento de aguas

servidas y un 3,8 % por concesionarias de propiedad de municipalidad, cooperativas o comunidades de copropietarios (Figura II.2).

PRINCIPALES EMPRESAS QUE PRESTAN SERVICIOS EN EL PAÍS

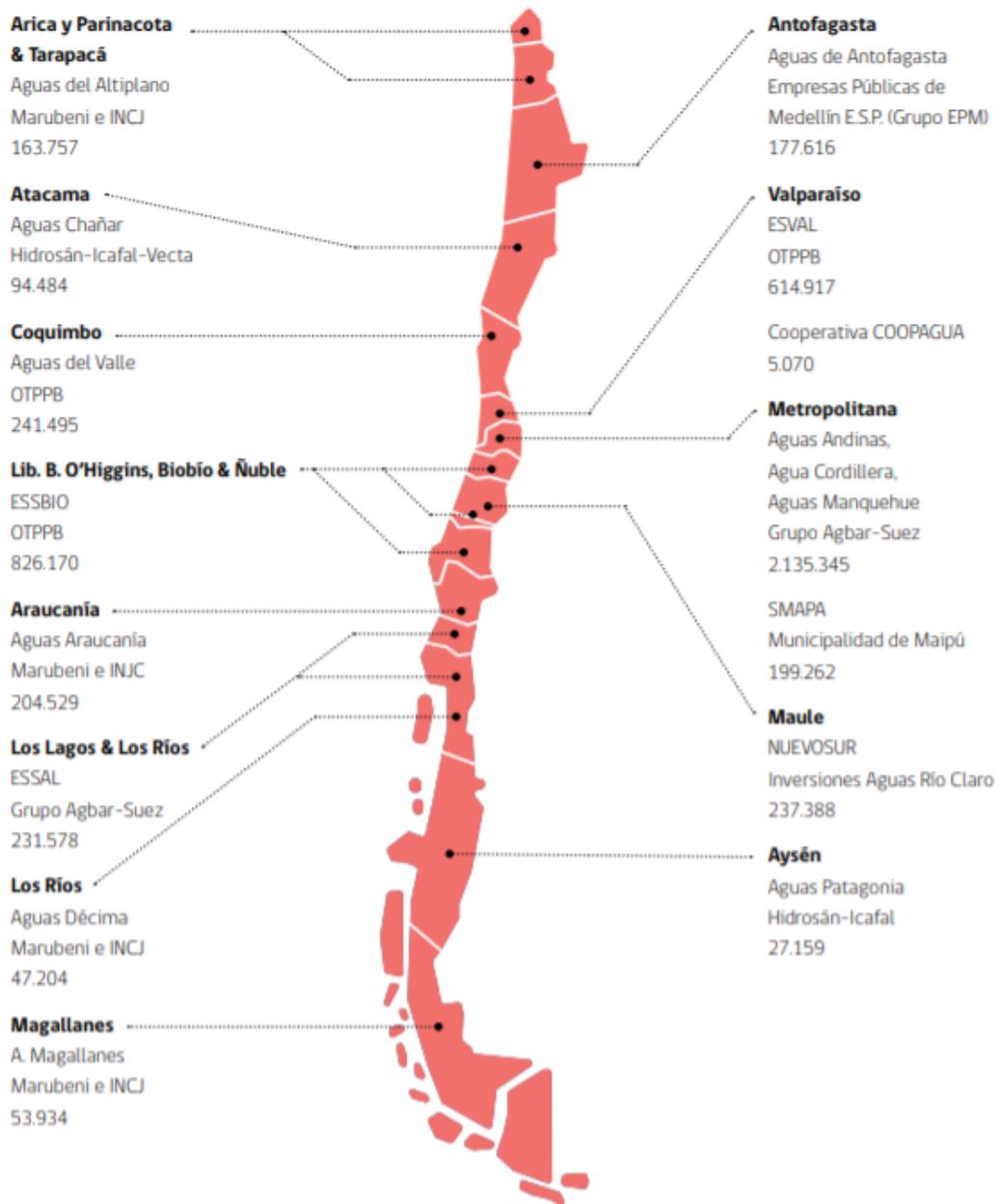


Figura II.2: Principales empresas que prestan servicios en Chile.
Fuente: SISS, 2018.

2.1.1. Evolución de la inversión en el sector

La introducción del tratamiento de aguas servidas en todo el país, involucraban la necesidad de financiar una gran cantidad de inversiones, que se agregaban a las que se requerían para aumentar la cobertura de los servicios y mantener las redes. A raíz de esto, se debió mantener el equilibrio de cuentas fiscales y no fomentar el endeudamiento de empresas públicas, lo que llevó a la decisión de privatizar las empresas del sector.

Como resultado de esta decisión, las inversiones en el sector, presentan un fuerte aumento en la primera mitad de la década del año 2000, como respuesta a la necesidad de construir numerosas plantas de tratamientos para grandes caudales de agua servidas, junto con la necesidad de mejorar otros aspectos diversos, de la infraestructura del sector, para continuar aumentando la cobertura y calidad de los servicios.

Tal como se puede apreciar en el Figura II.3, que a continuación se aprecia, después de varias décadas (1965-1989) con niveles de inversión anual en torno a los 100 millones de dólares, se pasó a niveles sobre los 250 millones de dólares en los años 1990 y principios de 2000, y en la primera mitad de la década de 2000, se logró el máximo nivel de inversión observado hasta la fecha, en el orden de los 300 millones de dólares por año. Es así como, en el año 2002, el año de la máxima histórica inversión anual, se llegó a invertir 443 millones de dólares, de los cuales alrededor de un 53 % se destinó a obras de tratamiento de aguas servidas.

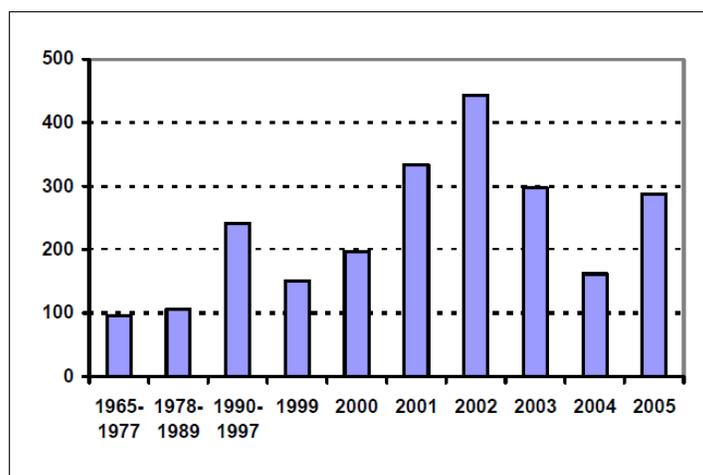


Figura II.3: Evolución de la inversión anual en el sector de agua potable y alcantarillado, 1965-2005. (Millones de dólares por año).

Fuente: Alegría y Celedón (2004); Saldivia (2005); SISS, Chile (2006).

2.1.2. Tarifas y comportamiento de la demanda

El marco regulatorio del sector se basa, por lo menos desde el año 1990, en el cobro de tarifas que permiten recuperar todos los costos de provisión de los servicios (operación y mantenimiento, inversión, adquisición de derechos de agua, rentabilidad, etc.), lo cual se combina con un sistema de subsidios focalizados en los segmentos de la población de menores recursos. El proceso de inversión descrito, ha tenido como resultado un aumento de los cobros a los clientes de los servicios, de manera de generar los recursos necesarios para recuperar dichas inversiones. Así, las tarifas en la ciudad de Santiago han aumentado significativamente (véase Figura II.4).

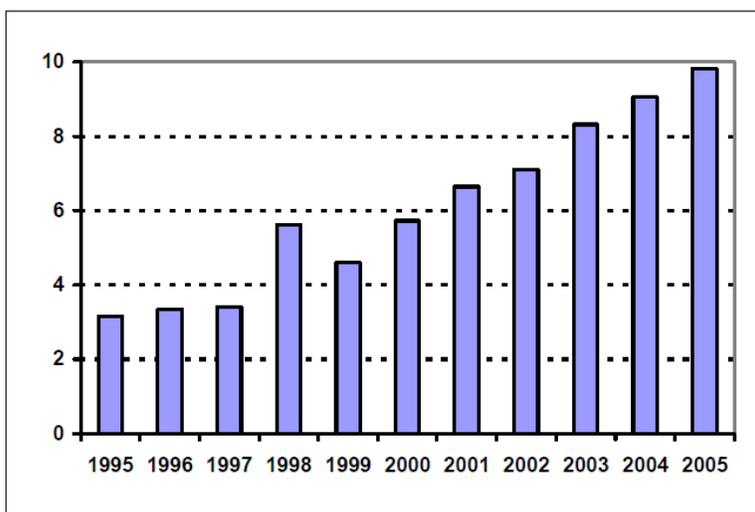


Figura II.4: Evolución de la cuenta típica en Santiago (Grupo tarifario 1). (Miles de pesos chilenos).
Fuente: SISS, Chile 2006.

Las alzas tarifarias que se producen desde el año 2000, se explican por nuevas exigencias en la calidad del servicio (mayores compromisos en tiempos de respuesta ante reclamos), nueva norma de agua potable NCh 691 “Agua Potable — Conducción, Regulación y Distribución” que exige nuevas obras para la regulación de los volúmenes de agua, aumento de los diámetros mínimos de las redes, mayores niveles de seguridad (nuevas obras), además el aumento en la tasa de costo de capital y el mayor valor del agua cruda. Otro factor importante, son las inversiones en nuevas obras de tratamiento de aguas servidas, como en el caso de Aguas Andinas, la entrada en funcionamiento de la planta El Trebal en noviembre del año 2001, que trata las aguas servidas del sector sur y sur poniente de Santiago y la planta La Fáfara en septiembre del año 2003, que trata las aguas servidas de la zona sur poniente de Santiago. Adicionalmente, durante 2004, la mayoría de las empresas reajustaron sus tarifas por efecto del aumento en la tasa de impuesto a la renta.

2.1.3. Políticas públicas para promover la eficiencia en empresas del Estado.

Las medidas para promover la eficiencia, se inspiraron en términos generales, en las herramientas de gestión del sector privado, como, por ejemplo, análisis económico de las decisiones de gestión, la evaluación de proyectos de inversión, prácticas modernas de administración, orientación al cliente y el control de gestión; además, de las medidas de optimización técnica, como mayor nivel de micro medición de caudales y pérdidas en la red. En este ámbito, se hizo un fuerte hincapié en la incorporación de metodologías de evaluación y análisis social y económico de las decisiones dentro de la gestión de las empresas. Junto con ello, en el año 1992, CORFO comenzó a promover “convenios de desempeño” con metas financieras, operativas, de calidad de servicio y de productividad laboral. Otro factor importante fue un sistema de convenios colectivos con los sindicatos, para generar incentivos según indicadores de eficiencia operativa, entendida como la relación entre la producción y la facturación.

Finalmente, vale la pena mencionar que, dentro de esta evolución gradual hacia la privatización, se dio una coincidencia bastante favorable. A la hora de privatizar las empresas, éstas ya eran eficientes (y, por consiguiente, existía buena y confiable información sobre el estado de la infraestructura, y su operación y mantenimiento) y al mismo tiempo, ya estaba construida gran parte de las redes de agua potable y alcantarillado, así como las obras mayores de producción y distribución. Dado que la construcción de nuevas redes tiene un importante factor de incertidumbre, puesto que su costo depende de las características de los terrenos sobre los cuales se instalan (condiciones geológicas y topográficas, densidad y características socioeconómicas de la población, etc.)

Los costos que sirven de base para el cálculo tarifario se calculan separadamente para las principales etapas de prestación de los servicios de agua potable y alcantarillado, esto es, producción, distribución, recolección, y disposición y tratamiento.

2.1.4. Eficiencia energética

A medida que el mundo en desarrollo se embarca gradualmente en el crecimiento industrial y la participación en el comercio mundial, el aumento de los costos de la energía y el considerable aumento previsto en la demanda de energía, hacen que la eficiencia energética sea una prioridad definida. Por una parte, la eficiencia energética tiene sentido comercial, ya que conlleva ahorros de costes y mejoras al optimizar el uso de los recursos y reducir la generación de residuos o desechos. Por otra parte, la

eficiencia energética, contribuye a mitigar el impacto negativo del uso y consumo de energía en el medioambiente, tanto a nivel local como global; un enfoque más consciente de los recursos permite que se haga más con menos. Entre otros beneficios, la eficiencia energética conduce a un mejor desempeño energético, mayor fiabilidad operativa, fortalecimiento de la seguridad del suministro y la reducción de la volatilidad del precio de la energía. (Matteini, 2018)

Los sistemas de bombeo suponen hoy en la actualidad un 20 % de la demanda de energía eléctrica mundial y entre el 25 y 50 % del consumo de energía en ciertas instalaciones industriales. Dentro de estos sistemas, la proyección de una estación de bombeo representa un cúmulo de preguntas y problemas a resolver, tanto de ingeniería hidráulica, mecánica, eléctrica, electrónica, etcétera, así como de índole económica (Martínez Valdés & Huguet Esteve, 2010).

Por lo general, el consumo de electricidad es uno de los mayores costos marginales para los servicios públicos de agua. El precio de la electricidad ha estado aumentando a nivel mundial, lo que lo convierte en un costo dominante en el funcionamiento de sistemas de distribución de agua (Mala-jetmarova et al., 2017)

Debido a la gran cantidad de energía que consumen las bombas, los sistemas de bombeo son un excelente candidato para generar ahorros energéticos. El funcionamiento de la bomba se optimiza para lograr una cantidad mínima de energía consumida por las bombas.

2.2. Diseño de redes de agua

2.2.1. Ecuaciones y variables de naturaleza hidráulica

Dentro de los fundamentos de hidráulica aplicada a los abastecimiento de agua (Amparo López Jiménez et al., 2003)

2.2.1.1. Conceptos básicos

Presión absoluta y relativa: La presión (P) es una magnitud escalar relacionada a una fuerza perpendicular que se ejerce sobre una superficie. En un fluido contenido, si se aplica una presión, esta se ejercerá con igual magnitud en todas direcciones y entre si (este es el principio de Pascal). La presión en el interior de un fluido en campos hidrostáticos convencionales aumenta con la profundidad (h).

$$P = \frac{F}{A} \qquad P = \gamma \cdot h \qquad \text{(Ec. II.1)}$$

La presión absoluta (P_{abs}) se obtiene en relación con el cero absoluto o vacío. Es decir, es la presión respecto al vacío total. Para calcularla se necesita de la presión manométrica (P_{rel}) más la presión atmosférica (P_{atm}).

$$P_{abs} = P_{rel} + P_{atm} \quad (\text{Ec. II.2})$$

Velocidad y caudal: La velocidad (V) representa la distancia recorrida de una partícula en unidad de tiempo. Cuando existen varias partículas viajando al mismo tiempo, el movimiento de estas, conforman un perfil de velocidades. A su vez, el caudal (Q) representa el volumen de partículas que viajan por una determinada sección en unidad de tiempo. En un conducto, las velocidades de las partículas varían según la posición en la cual se encuentren respecto de la pared, con el fin de promediar, se utiliza la velocidad media (V). (ver Figura II.5)

$$V = \frac{Q}{A} \quad (\text{Ec. II.3})$$

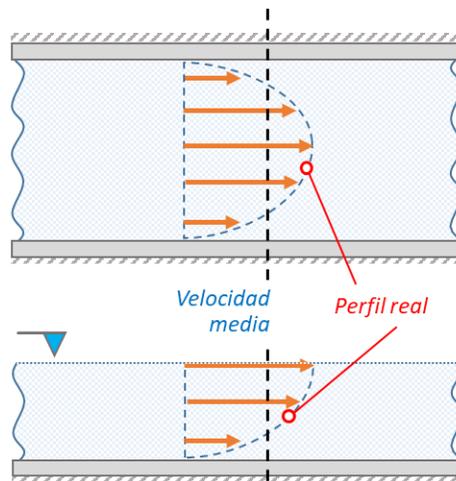


Figura II.5 Perfil de velocidades y velocidad media.

Fuente: Tesis “Algoritmos evolutivos como herramienta para la optimización de los sistemas de bombeo en redes de suministro de agua. Caso estudio de Curicó” R. Silva.

Número de Reynolds: Es la relación entre fuerzas inerciales y viscosas presente en el fluido, y su valor es adimensional. El perfil de velocidades cambia respecto al régimen del cual se encuentre el fluido. En un flujo laminar, el movimiento de las partículas es paralelo, proyectando un perfil de forma parabólica con máximo en el centro. Por otro lado, en uno turbulento se presentan ciertos remolinos provocando variaciones aleatorias en el movimiento de las partículas, su perfil se caracteriza por tener gran variación cerca de las paredes y alcanzando un máximo constante en el centro del conducto. (ver Figura II.6)

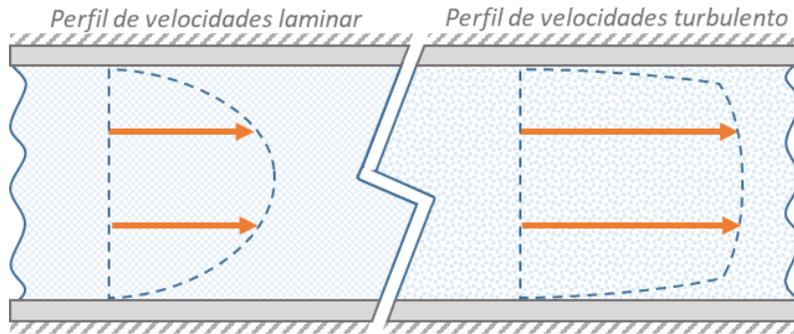


Figura II.6: Perfil de velocidades en función del régimen.

Fuente: Tesis “Algoritmos evolutivos como herramienta para la optimización de los sistemas de bombeo en redes de suministro de agua. Caso estudio de Curicó” R. Silva.

El Número de Reynolds (Re) determina cuantitativamente el tipo de régimen. Si su valor es menor a 2000, se encuentra en un régimen laminar. Si es mayor de 4000, el flujo es turbulento. También puede encontrarse entre los dos, llamándose flujo transitorio. Para obtenerlo, es necesario el producto de la velocidad media (v) con el diámetro del conducto (D) sobre la viscosidad cinemática, expresado como:

$$Re = \frac{v \cdot D}{\nu} \quad (\text{Ec. II.4})$$

2.2.1.2. Ecuaciones fundamentales

Ecuación de continuidad: Es la relación que existe entre la velocidad que tiene un fluido no compresible y un conducto de sección variable, que sigue el principio de la conservación de la masa, por ende, el caudal de entrada debe ser igual al caudal de salida. Por lo cual, la variación de masa en el volumen de control contenido entre estos dos puntos es la diferencia del flujo másico que entra menos el que sale en dicho volumen de control (Ver Figura II.7).

$$\frac{dm}{dt} = G_e - G_s = \rho Q_e - \rho Q_s \quad (\text{Ec. II.5})$$

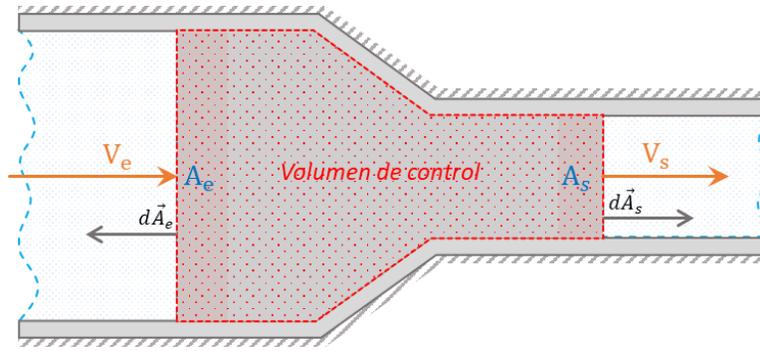


Figura II.7: Volumen de control.

Fuente: Tesis “Algoritmos evolutivos como herramienta para la optimización de los sistemas de bombeo en redes de suministro de agua. Caso estudio de Curicó” R. Silva.

Si el flujo es laminar y las propiedades del fluido no se ven afectadas dentro del volumen de control, se obtiene:

$$\sum V_e A_e = \sum V_s A_s \quad (\text{Ec. II.6})$$

Ecuación de la energía: Referido del Principio de Bernoulli y de la ecuación de Euler, en redes de abastecimiento de agua, considerando un fluido incompresible, la energía específica medida en metros de columna de fluido viaja de un lado de mayor energía a uno menor. Esta se representa:

$$B = z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{Ec. II.7})$$

Donde:

- z : La cota geométrica del fluido, representando la energía potencial respecto a la referencia establecida
- P/γ : La altura piezométrica
- $v^2/2g$: La energía cinemática específica del fluido en movimiento. Su valor en redes de abastecimiento tiende a ser despreciable con respecto a la altura piezométrica.

Entonces, Según la conservación de la energía entre dos puntos de un mismo conducto debe ser igual entre ellos. No hace falta mencionar que en el trayecto del flujo de un punto a otro se está expuesto a perder cierta cantidad de energía, esto debido a la resistencia producto de la forma y rugosidad de las paredes del conducto. Estas pérdidas de carga pueden ser por fricción (h_f) o menores (h_m). Por otra parte, en ocasiones existen aportes de energía si se requiere aumentar la presión, las cuales pueden

ser obtenidas a través de las máquinas hidráulicas (H_{bomba}). Así, la forma en que se relacionan dos puntos dentro de un conducto es:

$$z_i + \frac{P_i}{\gamma} + \frac{v_i^2}{2g} + h_b = z_f + \frac{P_f}{\gamma} + \frac{v_f^2}{2g} + h_f + h_m \quad (\text{Ec. II.8})$$

Donde:

- h_b : Aportes de energía hidráulica (Bombas)
- h_f : Pérdidas de cargas por fricción, producidas por el rozamiento de las capas del fluido entre sí y la pared del conducto.
- h_m : Pérdidas localizadas, producidas en cambios de las condiciones de flujo, son bastante menores que las pérdidas por fricción.

Pérdidas de carga continua: Existe ciertos parámetros a considerar, tales como geométricos, cinéticos y de relación a propiedades del agua. En primera instancia, las pérdidas de carga son proporcionales a la rugosidad (ε) e inversamente proporcional al diámetro (D) del conducto; se considera que, a mayor velocidad de flujo, mayor lo será la pérdida de carga; en el caso de la viscosidad del fluido, cuanto más sea, también lo hará la pérdida de carga. Para representar el valor de la pérdida de carga unitaria, se han establecido diferentes modelos, entre ellos:

- i. Fórmula de Darcy-Weisbach, postulado por Weisbach (1855) y modificado por Darcy (1785), la pendiente hidráulica se expresa como:

$$j = \frac{f v^2}{D 2g} = \frac{8f}{\pi^2 D^5 g} Q^2 \quad (\text{Ec. II.9})$$

- ii. La fórmula de Hazen-Williams, fechada en 1903:

$$j = 10,61 \frac{1}{C_H^{1,85}} \frac{1}{D^{4,87}} Q^{1,85} \quad (\text{Ec. II.10})$$

En las expresiones anteriores el coeficiente C_H (coeficiente de Hazen-Williams) representa la influencia que la rugosidad de la conducción tiene en las pérdidas de carga.

- iii. La expresión de Manning-Strickler-Gaulke, más comúnmente conocida como fórmula de Manning.

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} J^{1/2} \quad (\text{Ec. II.11})$$

En la expresión anterior R_h es el radio hidráulico, relación entre la sección de conducción llena de fluido y el perímetro mojado de la misma. En el caso de conductos de sección circular completamente llenos, el valor del radio hidráulico es igual a $D/4$. Por tanto, la expresión de la pérdida de carga unitaria es:

$$j = 10,29 \cdot \frac{n^2}{D^{16/3}} Q^2 \quad \text{(Ec. II.12)}$$

De las expresiones anteriores, sin ninguna duda la más empleada es la de Darcy, si bien su manejo supone determinar el valor del factor de fricción f que es función de dos parámetros adimensionales:

- El número de Reynolds, anteriormente descrito, que expresa la relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas viscosas.
- La rugosidad relativa, que relaciona la rugosidad del material y el diámetro del conducto.

$$\varepsilon_r = \frac{\varepsilon}{D} \quad \text{(Ec. II.13)}$$

Tradicionalmente, se ha calculado el factor de fricción mediante la ecuación de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log \left(\frac{\varepsilon_r}{3,7} + \frac{2,51}{Re\sqrt{f}} \right) \quad \text{(Ec. II.14)}$$

Ecuación que la podemos considerar la más completa y exacta de cuantas se han formulado para obtener el factor de fricción f . Esta ecuación, sin embargo, tiene la desventaja de que se requiere de un cálculo iterativo para la determinación del factor de fricción, lo cual puede dar lugar a tiempos de cálculo excesivos.

Existen otras formas de obtener el factor de fricción, una de ellas es por medio del Ábaco de Moody (Anexo 1) que, por medio de la ecuación anterior, se presenta una solución gráfica. Por otro lado, el factor de fricción también se puede obtener de forma explícita, como lo indica la fórmula de Swamee y Jain (1976):

$$f = \frac{0,25}{\left[\log \left(\frac{\varepsilon_r}{3,7} + \frac{5,74}{Re^{0,9}} \right) \right]^2} \quad \text{(Ec. II.15)}$$

Esta ecuación es válida para valores de $Re > 4000$, para $Re < 2000$ se utiliza la de Hagen – Poiseuille $f = 64/Re$. En el intermedio se ocupa la interpolación del Diagrama de Moody.

En la Tabla II.1 se dan valores orientativos de la rugosidad en tuberías, para distintos materiales. Sin embargo, merece la pena tomar valores algo mayores que permitan tener en cuenta las pérdidas de

carga localizadas en elementos que pueden ser difíciles de evaluar, como juntas, bridas y codos. Adicionalmente coeficientes de Manning y coeficientes de Hazen-Williams:

Tabla II.1 Valores típicos de coeficientes de rugosidad.

Fuente: Computer applications in hydraulic engineering, 5th Edition, Haestad methods

<i>Material</i>	Coeficiente de Manning n	Coef. Hazen-Williams C_H	Coef. Rugosidad Absoluta e (mm)
<i>Asbesto cemento</i>	0.011	140	0.0015
<i>Latón</i>	0.011	135	0.0015
<i>Fierro fundido (nuevo)</i>	0.012	130	0.26
<i>Concreto (cimbra metálica)</i>	0.011	140	0.18
<i>Concreto (cimbra madera)</i>	0.015	120	0.6
<i>Concreto simple</i>	0.013	135	0.36
<i>Cobre</i>	0.011	135	0.0015
<i>Acero corrugado</i>	0.022	--	45
<i>Acero galvanizado</i>	0.016	120	0.15
<i>Acero (esmaltado)</i>	0.010	148	0.0048
<i>Acero (nuevo, sin recubrimiento)</i>	0.011	145	0.045
<i>Acero (remachado)</i>	0.019	110	0.9
<i>Plomo</i>	0.011	135	0.0015
<i>Plástico (PVC)</i>	0.009	150	0.0015
<i>Madera (duelas)</i>	0.012	120	0.18
<i>Vidrio (laboratorio)</i>	0.011	140	0.0015

Pérdidas de cargas localizadas: Las tuberías pueden incluir también como dato, las pérdidas localizadas en puntos concretos de la conducción. Este tipo de pérdidas, denominadas también pérdidas menores, se expresan proporcionalmente a la altura de velocidad. Generalmente esta relación se refiere a la altura de velocidad a diámetro nominal (caso de válvulas y codos) aunque en el caso de secciones de diámetro variable (estrechamientos y ensanchamientos) casi siempre viene especificado el diámetro al que está referida dicha proporcionalidad. Su expresión general es, por tanto:

$$h_m = k \frac{v^2}{2g} \quad \text{(Ec. II.16)}$$

Siendo h_i la pérdida, v la velocidad aguas abajo de la zona de alteración del flujo (salvo indicación en contra) y k_i un coeficiente adimensional, que depende en general del Re y de otros parámetros en función del tipo de elemento de que se trate.

Las pérdidas localizadas también pueden expresarse como una función de la longitud del tubo equivalente L_e , que es la longitud de tubería para la cual se produciría la misma pérdida con el mismo caudal, esto es, igualando la expresión de Darcy y la expresión anterior:

$$h_m = f \frac{L_e v^2}{D 2g} = k \frac{v^2}{2g} \quad (\text{Ec. II.17})$$

De donde:

$$L_e = k \frac{D}{f} \quad (\text{Ec. II.18})$$

La ecuación de pérdidas completa para un tramo de conducción se expresaría ahora como:

$$h_{12} = \left(f \frac{L}{D} + \sum_i k_i \right) \frac{v^2}{2g} = \frac{8 \left(f \frac{L}{D} + \sum_i k_i \right)}{\pi^2 D^4 g} Q^2 \quad (\text{Ec. II.19})$$

Estando el sumatorio extendido a todas las singularidades existentes en dicho tramo, o también:

$$h_{12} = \frac{8f(L + \sum_i L_{e_i})}{\pi^2 D^5 g} Q^2 \quad (\text{Ec. II.20})$$

A modo conocer los coeficientes de pérdida (k) más comunes, se presenta la Tabla II.2 según los accesorios:

Tabla II.2: Coeficientes de pérdidas para accesorios más comunes.
Fuente: Ingeniería hidráulica en los abastecimientos de agua, 2003.

Accesorio	k
Válvula de globo abierta	10,0
Válvula de ángulo abierta	5,0
Válvula de retención de clapeta	2,5
Válvula de compuerta abierta	0,2
Codo de radio pequeño	0,9
Codo de radio medio	0,8
Codo de radio grande	0,6
Codo a 45°	0,4
Codo cerrado: inversión de flujo	2,2
T estándar – dirección de paso	0,6
T estándar – dirección desvió	1,8
Entrada recta	0,5
Salida brusca	1,0

2.2.2. Componentes de redes de distribución de agua

Del manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento (Comisión Nacional del Agua, 2018), describe que una red de distribución es el conjunto de tubos, accesorios y estructuras que conducen el agua desde tanques de servicio o de distribución hasta la toma domiciliaria o hidrantes públicos (Ver Figura II.8). Su finalidad es proporcionar agua a los usuarios para consumo doméstico, público, comercial, industrial y para condiciones extraordinarias como extinguir incendios. La red debe proporcionar este servicio todo el tiempo, en cantidad suficiente, con la calidad requerida y a una presión adecuada.

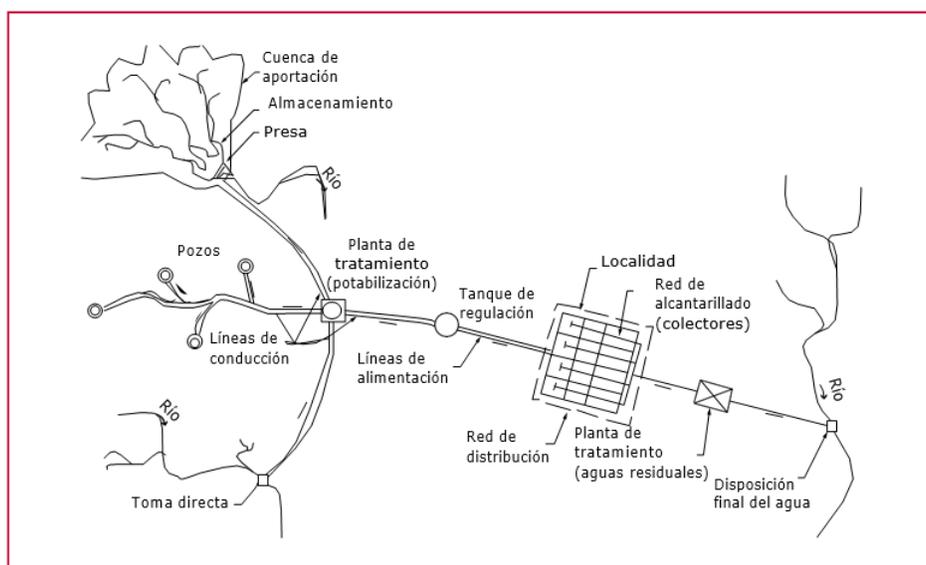


Figura II.8: Configuración típica de un sistema de abastecimiento de agua en localidades urbanas. Fuente: Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento, diseño de redes de distribución de agua potable.

Una red de distribución de agua potable se compone generalmente de:

2.2.2.1. Tubería.

Se le llama así, al conjunto formado por los tubos (conductos de sección circular) y su sistema de unión o ensamble. Para fines de análisis, se denomina tubería al conducto comprendido entre dos secciones transversales del mismo. La red de distribución está formada por un conjunto de tubos que se unen en diversos puntos denominados nodos o uniones. De acuerdo con su función, la red de distribución puede dividirse en red primaria y red secundaria. A la tubería que conduce el agua desde

el tanque de regulación hasta el punto donde inicia su distribución se le conoce como línea de alimentación y se considera parte de la red primaria

La división de la red de distribución en red primaria o secundaria dependerá del tamaño de la red y de los diámetros de las tuberías. La red primaria está constituida por los tubos de mayor diámetro; la secundaria, por la tubería de menor diámetro, la cual abarca la mayoría de las calles de la localidad. Así, una red primaria puede ser una sola tubería de alimentación o cierto conjunto de tubos de mayor diámetro que abarcan a toda la localidad.

2.2.2.2. Piezas especiales.

Son todos aquellos accesorios que se emplean para llevar a cabo ramificaciones, intersecciones, cambios de dirección, modificaciones de diámetro, uniones de tubería de diferente material o diámetro y terminales de los conductos, entre otros. Se les llama cruceros a las piezas o conjuntos de accesorios especiales que, conectados a la tubería, forman deflexiones pronunciadas, cambios de diámetro, derivaciones y ramificaciones. También permiten el control del flujo cuando se colocan válvulas (Ver Figura II.9).

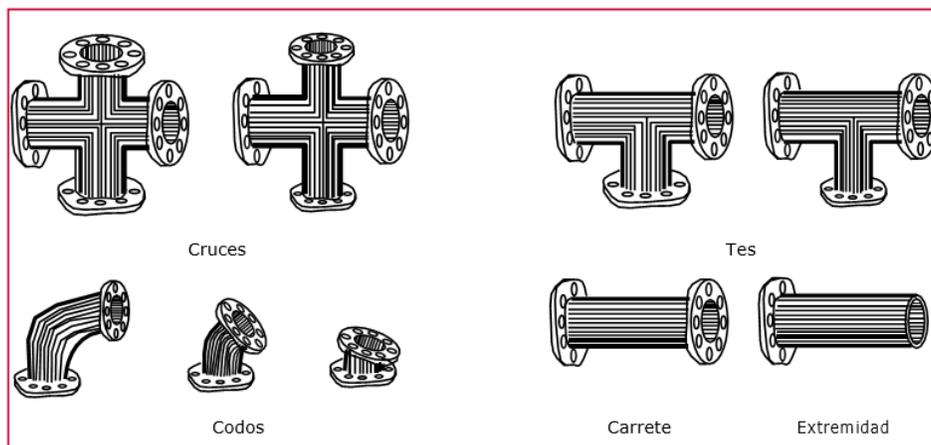


Figura II.9: Piezas especiales de hierro fundido con extremos bridados.

Fuente: Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento, diseño de redes de distribución de agua potable.

2.2.2.3. Válvulas.

Son accesorios que se utilizan para disminuir o evitar el flujo en la tubería. Pueden ser clasificadas de acuerdo con su función en dos categorías:

- Aislamiento o seccionamiento. Son utilizadas para separar o cortar el flujo del resto del sistema de abastecimiento en ciertos tramos de tubería, bombas y dispositivos de control con el fin de revisarlos o repararlos.
- Control. Usadas para regular el gasto o la presión, facilitar la entrada de aire o la salida de sedimentos o aire atrapados en el sistema.

2.2.2.4. Hidrantes.

Se le llama así, a una toma o conexión especial instalada en ciertos puntos de la red, con el propósito de abastecer de agua a varias familias (hidrante público) o también, conectar una manguera o una bomba destinados a proveer agua para combatir el fuego (hidrante contra incendio).

Los hidrantes públicos, son tomas compuestas usualmente por un pedestal y una o varias llaves comunes, que se ubican a cierta distancia en las calles, para dar servicio a varias familias. El agua obtenida del hidrante público es llevada a las casas en contenedores, tales como cubetas u otros recipientes. Se utilizan en poblaciones pequeñas en los casos donde las condiciones económicas no permiten que el servicio de agua potable se instale hasta los predios de los usuarios.

2.2.2.5. Tanques de distribución.

Es un depósito situado generalmente entre la captación y la red de distribución, que tiene por objeto almacenar el agua proveniente de la fuente. El almacenamiento permite regular la distribución o simplemente prever fallas en el suministro, aunque algunos tanques suelen realizar ambas funciones.

Se le llama tanque de regulación, cuando guarda cierto volumen adicional de agua para aquellas horas del día en las cuales la demanda en la red sobrepasa el volumen suministrado por la fuente. La mayor parte de los tanques existentes son de este tipo. Algunos tanques disponen de un volumen de almacenamiento para emergencias, como en el caso de falla de la fuente. Este caso es usualmente previsto por el usuario, quien dispone de cisternas o tinacos, por lo cual en las redes normalmente se utilizan tanques de regulación únicamente.

Una red de distribución puede ser alimentada por varios tanques correspondientes al mismo número de fuentes o tener tanques adicionales de regulación dentro de la misma zona de la red con el fin de abastecer solo a una parte de la red.

2.2.2.6. Tomas domiciliarias.

Es el conjunto de piezas y tubos que permite el abastecimiento desde una tubería de la red de distribución hasta el predio del usuario, así como la instalación de un medidor. Es la parte de la red que demuestra la eficiencia y calidad del sistema de distribución, pues es la que abastece de agua directamente al consumidor.

2.2.2.7. Estaciones de bombeo.

Consiste en instalaciones de bombeo que se ubican generalmente en puntos intermedios de una línea de conducción y excepcionalmente dentro de la red de distribución. Tienen el objetivo de elevar la carga hidráulica en el punto de su ubicación para mantener la circulación del agua en la tubería. En el apartado 2.4 se habla en extensión sobre las estaciones de bombeo, debido a que son fundamentales para el desarrollo de esta memoria.

2.2.2.8. Cajas rompedoras de presión.

Son depósitos con superficie libre del agua y volumen relativamente pequeño, cuya función es permitir que el flujo de la tubería se descargue en esta, eliminando de esta forma la presión hidrostática y estableciendo un nuevo nivel estático aguas abajo.

2.2.3. Clasificación de redes de distribución de agua potable

2.2.3.1. Redes ramificadas:

Consiste en una serie de ramificaciones, iniciando de una tubería principal que se divide en tuberías secundarias y estas se subdividen en otras más, semejante al comportamiento de las ramas de los árboles. Entonces, para llegar a un punto de consumo, solo hay disponible un único camino, por tanto, las tuberías antecesoras requerirán mayores diámetros con tal de soportar la demanda.

La principal desventaja, es el uso de un solo camino para transportar el agua, pues en caso de averiarse, toda la red que lo prosigue queda sin suministro. Además, si la red sigue creciendo,

expandiéndose hacia los puntos más lejanos de la red principal, los usuarios sufrirían pérdidas de caudal y presión, en tal caso se deberán ampliar las tuberías predecesoras, donde los costos por ampliar estas se elevarían. Cabe destacar que si se aumenta el diámetro la velocidad del flujo disminuye y puede ocasionar un estancamiento y pérdida de calidad de las aguas.

2.2.3.2. Redes Malladas:

La red reticulada, a diferencia de la anterior, posee una forma de malla o retículo, donde el agua puede llegar a un punto de consumo por varios caminos. Una ventaja es que en caso de averiarse una de las líneas, el agua puede desviarse e igualmente llegar al resto de la red, de esta manera disminuyen las interrupciones de servicio. El sistema permite una mejor distribución de las presiones y caudales, admitiendo que en toda la red se pueda llegar a las mismas condiciones de servicio. Su desventaja es el costo en instalación, dado que se necesita mayor longitud de red.

2.2.3.3. Redes mixtas:

En estas se pueden observar las características de las dos redes previamente señaladas, su combinación en la mayoría de los casos comienza con el patrón de la red mallada para luego en algunos puntos terminales convertirse en redes ramificadas. Al poseer características de las dos redes se entiende que también heredan sus ventajas y desventajas, por ello, para lograr una mejor combinación se utiliza generalmente una red tipo mallada en donde se concentren las mayores demandas de consumo, y redes tipo ramificadas en las periferias. Por tanto, estas redes son las más utilizadas en las ciudades, debido a las grandes dimensiones abarcadas, se debe tener el sistema a una presión que permita la llegada de agua todos los lugares de la red, y en las terminales se ramifica para la entrega de agua hacia los puntos de consumo. (Ver Figura II.10)

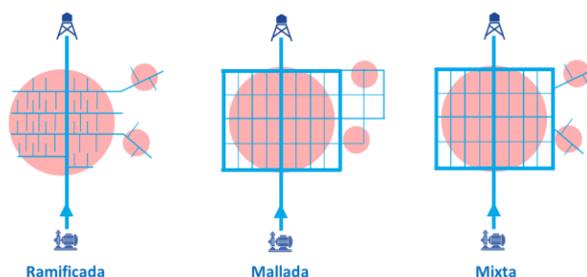


Figura II.10: Tipos de Redes atendiendo su topología

Fuente: Tesis “Algoritmos evolutivos como herramienta para la optimización de los sistemas de bombeo en redes de suministro de agua. Caso estudio de Curicó” R. Silva.

2.2.4. Formas de distribución

El agua se distribuye a los usuarios en función de las condiciones locales, de varias maneras:

2.2.4.1. Por gravedad

Este es el método más confiable y se debe utilizar siempre que se dispone de cotas de terreno suficientemente altas para la ubicación del tanque, para asegurar así las presiones requeridas en la red (Ver Figura II.11). La tubería que abastece de agua al tanque (línea de conducción) se diseña para el gasto máximo diario Q_{md} y la tubería que inicia del tanque hacia el poblado (línea de alimentación) para el gasto máximo horario Q_{mh} en el día de máxima demanda.

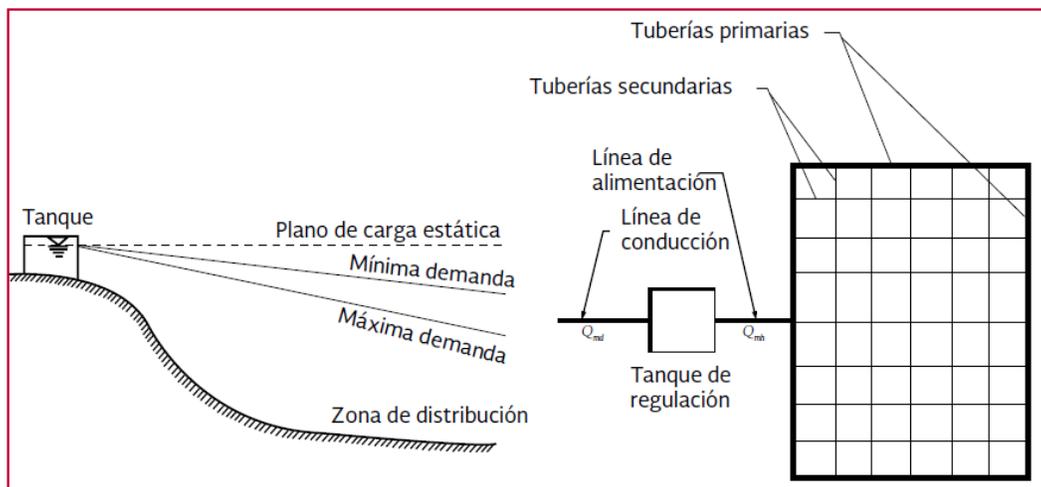


Figura II.11: Distribución por gravedad.

Fuente: Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento, diseño de redes de distribución de agua potable.

2.2.4.2. Por Bombeo

El bombeo puede ser de dos formas:

- i. Bombeo directo a la red, sin almacenamiento: Las bombas abastecen directamente a la red y la línea de alimentación se diseña para el gasto máximo horario Q_{mh} en el día de máxima demanda. Este es el sistema menos deseable, puesto que una falla en el suministro eléctrico significa una interrupción completa del servicio de agua; al variar el consumo en la red, la presión en la misma cambia también. Así, al considerar esta variación, se requieren varias bombas para proporcionar el agua cuando sea necesario. Las variaciones de la presión

suministrada por las bombas se transmiten directamente a la red, lo que puede aumentar el gasto perdido por las fugas.

- ii. Bombeo directo a la red, con excedencias a tanques de regulación: En esta forma de distribución, el tanque se ubica después de la red en un punto opuesto a la entrada del agua por bombeo y la tubería principal se conecta directamente con la tubería que une las bombas con el tanque. El exceso de agua bombeada a la red durante periodos de bajo consumo se almacena en el tanque y durante periodos de alto consumo, el agua del tanque se envía hacia la red, para complementar la distribuida por bombeo. Esta forma, sin embargo, no resulta ser muy adecuada.

2.2.4.3. Distribución mixta:

En este caso, parte del consumo de la red se suministra por bombeo con excedencias a un tanque, del cual a su vez abastece el resto de la red por gravedad (Figura II.11). Conviene ubicar el tanque en el centro de gravedad de la zona de consumo de agua. Esta forma de distribución tampoco se recomienda debido a que una parte de la red se abastece por bombeo directo. Una opción que puede resultar apropiada en poblaciones asentadas en terrenos planos consiste en modificar el esquema mostrado en la Figura II.12, para que el rebombeo alimente directamente un tanque elevado. La regulación se asegura con un tanque superficial de capacidad suficiente en el sitio del rebombeo, del cual se bombea al tanque elevado que puede ser de volumen regular. Para evitar el bombeo directo a la red no se permitirán conexiones o bifurcaciones de la tubería de alimentación que une el rebombeo con el tanque elevado.

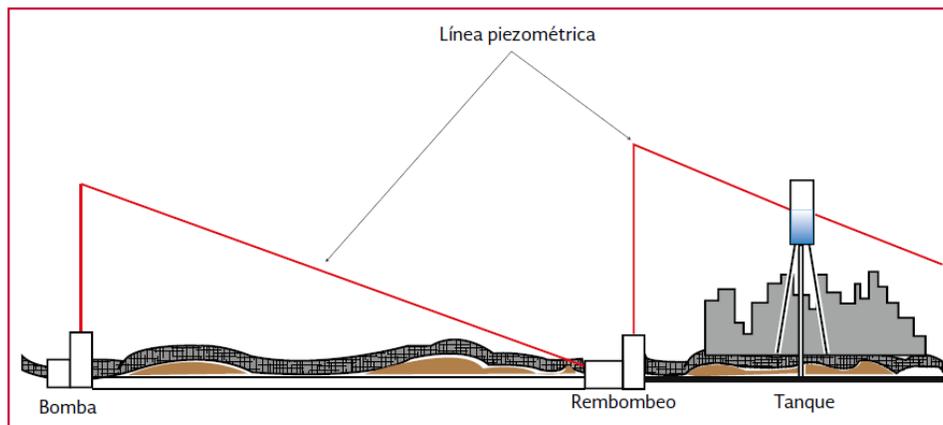


Figura II.12: Distribución mixta.

Fuente: Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento, diseño de redes de distribución de agua potable.

2.3. Bombas y su funcionamiento

De las bombas en los abastecimientos de agua (López Jiménez et al., 2003)

2.3.1. Tipos de bombas

Las bombas se clasifican en dos grupos, según el tipo de funcionamiento, bombas volumétricas y rotodinámicas.

2.3.1.1. Bombas volumétricas o de desplazamiento positivo

Guían el fluido a lo largo de todo el recorrido comprendido entre el elemento impulsor y la carcasa, mediante volúmenes confinados. De esta manera, el fluido contenido en su interior pasa de una cámara de mayor volumen (que se encuentra en la parte de succión de la bomba) y a medida que se acerca al punto de salida (impulsión) el volumen de la cámara se reduce, aumentando la presión de este. Las características de estas bombas son que pueden lograr altas presiones, pero un limitado caudal.

Dentro de este grupo se pueden clasificar las bombas alternativas o de émbolo y las roto-estáticas.

- a. Alternativas o de émbolo: Estas bombas poseen un émbolo o pistón, que con su movimiento de vaivén succionan el agua, aumentando la presión. Su uso es principalmente para pequeñas bombas de mano, bombas de trasiego, etc.
- b. Roto-estáticas: Se componen de anillos rotativos que modifican su volumen, con el fin de mover el agua y sacarla a una cierta presión. El mismo sistema se usa en medidores volumétricos.

2.3.1.2. Bombas rotodinámicas (Turbomáquina)

Este tipo de bombas, están basadas en el movimiento de un rodete, impulsor o hélice, dado que en estos no existen cambios de volumen, generan la presión y el caudal del fluido por medio de la velocidad con la que trabaja la máquina. Sus principales ventajas, aluden a su bajo costo de inversión y mantenimiento, además producen un alto caudal. Por el contrario, las presiones generadas por estas bombas no son tan altas.

Según la forma en que transmite la energía al fluido, pueden clasificarse como:

- a. Bombas radiales: Dentro de estas, están las de centrífuga de eje horizontal y vertical, su modo de operación está basado en la velocidad de rotación que ejerce la máquina por medio de un

elemento móvil, llamado rodete o impulsor, produciendo una fuerza centrífuga, permitiendo que las partículas de agua (fluido) adquieran velocidad y presión. Adecuado para presiones medias-altas y caudales moderados.

- b. Bombas axiales: Están formadas por paletas (hélice), y se basa en que el giro de estas produce una fuerza superficial que transmite al fluido para que se mueva, pero no generan demasiada altura. Es utilizada para presiones bajas y altos caudales.
- c. Bombas semi-axiales: Estas se basan en la combinación de bombas radiales y axiales (centrifugas y superficiales). Su aplicación es para altos caudales y poca altura.

2.3.2. Funcionamiento: Curvas características

Las curvas características de las bombas representan su funcionamiento, en donde se trazan en función del caudal y en una velocidad de giro constante.

Curva de Altura v/s caudal: Llamada también como curva característica, donde en ella se representan todas las combinaciones de caudal (Q) y presión (H), de cierta bomba. La curva teórica se representa por ser una recta. Pero, realmente en una bomba existen pérdidas por fricción y choque que hacen que la curva adopte una forma parabólica. Hay varias maneras de representar la curva matemáticamente, siendo las más frecuentes:

- a. Modelación de polinomios de segundo grado:

$$H = A + BQ - CQ^2 \quad (\text{Ec. II.21})$$

$$H = A - BQ^2 \quad (\text{Ec. II.22})$$

Donde A, B y C son coeficientes de ajuste de la curva de la bomba.

- b. Modelación mediante función tipo potencial:

$$H = A - BQ^C \quad (\text{Ec. II.23})$$

Donde A es la altura de la bomba a caudal nulo; B y C son coeficientes de ajuste, de los cuales C debe estar próximo a 2.

Se puede destacar que, la modelación de tipo potencial es más utilizada en modelos computacionales.

2.3.3. Punto de funcionamiento

El punto de funcionamiento es determinado por el caudal y altura que proporcionan las bombas utilizadas, en función de sus características propias y de la red de abastecimiento a suministrar. Estas particularidades, dependen de la curva característica y de rendimiento para las máquinas hidráulicas, y también, de la elevación y pérdidas que deba sufrir el flujo de agua en la red, denominada curva resistente.

Para obtener el punto de funcionamiento, se debe interceptar la curva motriz con la resistente, tal como se observa gráficamente en la Figura II.13 a continuación de este párrafo. La curva motriz es determinada por el fabricante; en caso de no existir, se puede tomar una serie de puntos e interpolarla. Por otro lado, la curva resistente, es propia de la instalación, su forma es semejante a una parábola creciente, iniciando a la altura geométrica de elevación y su característica resistente (pérdidas de carga).

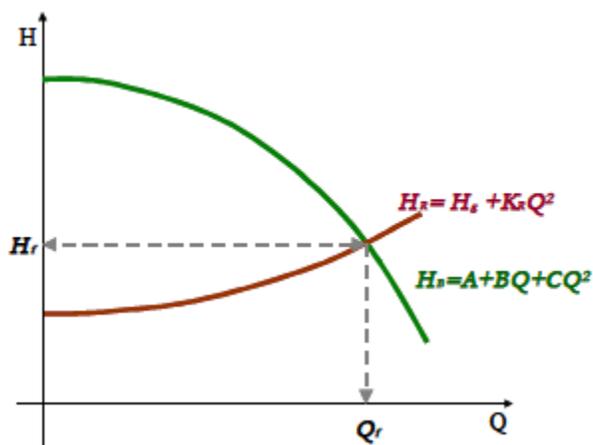


Figura II.13: Punto de funcionamiento en una instalación.
Fuente: Ingeniería hidráulica en los abastecimientos de agua.

2.3.4. Patrones de bombeo

Generalmente, en los patrones de bombeo, para un mejor funcionamiento referido a calidad del servicio, se dispone de un conjunto de bombas situadas en cierto patrón, con tal de lograr un mayor caudal y/o presión del flujo que circula dentro de ellas. Para esto, se identifican dos formas de funcionamiento.

2.3.4.1. Bombeo en paralelo

Es la combinación de dos o más bombas que captan y transportan agua, cada una individualmente y convergen en un punto posterior, con tal de aumentar el caudal del sistema, no así la presión, que se mantiene. Para este sistema, no es necesario que las bombas sean idénticas, pero se recomienda que sean de similares características, para que ninguna trabaje fuera de su rango de funcionamiento según curva característica. Además, para lograr un óptimo trabajo, no todas deben operar al mismo tiempo, pues, debe existir al menos una que cumpla el rol de repuesto, en caso de imprevistos e inactividad durante el mantenimiento y reparación. Este sistema, se utiliza donde las demandas de caudal son demasiado altas para que una bomba por si sola pueda satisfacer dicho caudal y en el caso que exista tal bomba, el costo se elevaría en comparación al uso de este método.

De esta manera y considerando 3 bombas idénticas se obtiene que la presión total del sistema es igual, mientras que el caudal total es la suma de todos los caudales producidos por las bombas (ver Figura II.14)

$$H_{total} = H_1 = H_2 = H_3$$

$$Q_{Total} = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

(Ec. II.24)

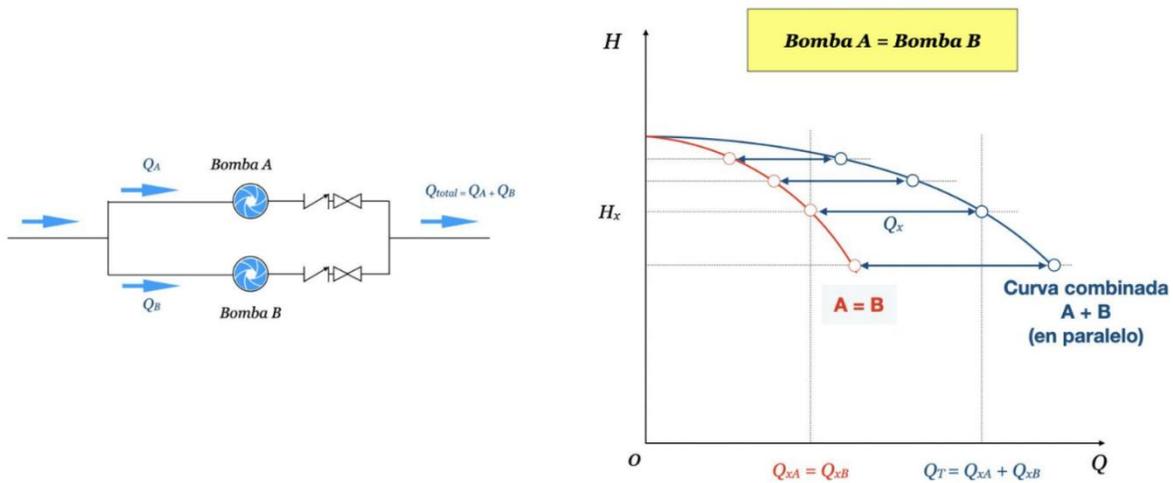


Figura II.14: Dibujo esquemático de bombas en paralelo y curvas características.
Fuente: <https://pumpsbombas.com/tutorial-bombas-centrifugas-en-paralelo/>. J. Jiménez

2.3.4.2. Bombeo en serie

En este sistema, las bombas están conectadas una detrás de la otra. Al estar posicionado de esta forma se logran proporcionar mayores cargas de las que puedan generar las bombas por separado. Por tanto,

las alturas de las bombas individuales se suman, mientras que el caudal sigue siendo el mismo. Este sistema es usado principalmente cuando se requieren presiones altas que una bomba por sí sola no puede alcanzar (o tiene un costo demasiado elevado), también en el caso de que las tuberías sean extensas (donde se sabe que existen pérdidas de presión).

De esta manera, considerando 3 bombas en serie se obtiene (ver Figura II.15):

$$Q_{total} = Q_1 = Q_2 = Q_3$$

$$H_{Total} = H_1 + H_2 + H_3$$

(Ec. II.25)

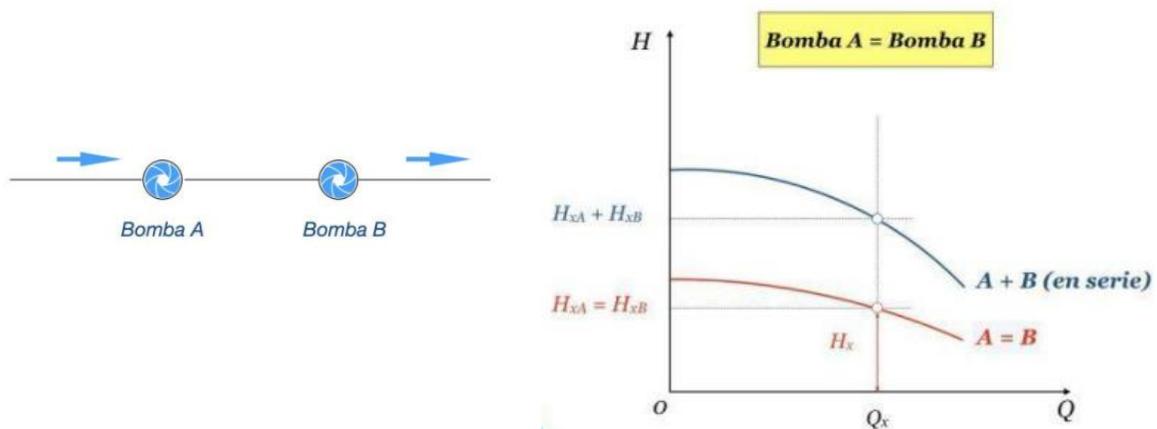


Figura II.15: Dibujo esquemático de bombas en serie y curvas características.

Fuente: <https://pumpsbombas.com/cursos/cursos-nociones-practicas-flujo-fluidos/leccion/10-bombas-en-serie-paralelo/>. J. Jiménez

2.4. Estaciones de bombeo

La estación de bombeo consta de una o varias bombas, con sus correspondientes pozos de bombeo, tuberías de succión y descarga. La finalidad es, la de proporcionar al líquido, la energía suficiente para poder ser transportado mediante un conducto a presión, desde un punto de menor cota a uno de mayor cota. (Martínez Solano et al., 2003)

2.4.1. Tipología de las estaciones de bombeo en los abastecimientos

Dentro de los abastecimientos de agua, se pueden destacar, entre otros, las siguientes instalaciones de bombeo:

2.4.1.1. Captaciones desde pozo

Captaciones desde pozo. En una gran parte de los abastecimientos, la captación de agua bruta, se realiza desde pozos que extraen el agua del subsuelo. Este tipo de instalaciones se caracteriza por disponer de bombas multicelulares de eje vertical. Como se explicó en el tema anterior, una bomba multicelular es una bomba que consta de múltiples rodets colocados en serie, es decir, uno a continuación del otro. Existen dos configuraciones distintas para las instalaciones de captación desde pozo: la primera consiste en disponer la bomba propiamente dicha, sumergida en el pozo, dejando el motor en la superficie y uniendo ambas partes mediante un eje concéntrico con la tubería de impulsión. La otra configuración consiste en utilizar equipos motobomba sumergibles, de tal forma que el motor también debe introducirse en el pozo.

2.4.1.2. Impulsiones desde depósito.

Otro tipo de instalaciones de bombeo, también muy presentes en los abastecimientos, son las impulsiones que toman agua de un depósito intermedio para elevarla ya sea, a otro segundo depósito más elevado, o bien directamente a zonas de la red que por su cota necesitan un aporte adicional de energía. En estos casos es habitual que la estación de bombeo esté formada por varias bombas acopladas entre sí en paralelo (es decir, con colectores de aspiración y de impulsión comunes). De esta forma, es posible mediante una adecuada regulación de dicha estación de bombeo, ajustar el caudal aportado por ésta a las necesidades del consumo.

2.4.1.3. Grupos hidropresores en viviendas.

Otro tipo de instalaciones de bombeo, muy comunes en el ámbito urbano, son los grupos hidropresores. Estos pueden estar instalados en algún punto intermedio de la red, pero lo más habitual, es que se encuentren en el interior de edificios que, por su altura, requieren un incremento de la presión en acometida a fin de alcanzar los pisos más altos.

2.4.2. Aspectos técnicos en la selección de los equipos

2.4.2.1. Tipo de fluido

El primer aspecto que ha de tenerse en cuenta durante el proceso de selección de una bomba para una aplicación concreta es la caracterización del fluido que va a ser trasegado.

Aunque en el ámbito de esta memoria, el fluido va a ser exclusivamente agua, sí que pueden presentarse ciertas variaciones en sus propiedades.

Así, a la hora de determinar qué bomba será la más adecuada, deben tenerse en cuenta propiedades tales como la estabilidad química, la temperatura de trabajo y, sobre todo, la presencia de sólidos en suspensión. Las propiedades químicas del fluido decidirán qué materiales han de ser los utilizados en la fabricación de la bomba, especialmente si nos encontramos con la posibilidad de que el fluido contenga compuestos corrosivos.

La temperatura puede influir tanto en la selección del material como en las propias condiciones de trabajo. En general, los Catálogos utilizados para la selección de bombas han sido creados para ser utilizados con agua en condiciones normales. Por tanto, un cambio en el tipo de fluido o simplemente en sus características principales, como es el caso de la densidad y la viscosidad, hará necesaria la utilización de ciertas correcciones para los valores iniciales de caudal a impulsar y altura a vencer.

2.4.2.2. Características hidráulicas del sistema

Antes de elegir la bomba que ha de ser instalada, se ha de tener un conocimiento perfecto de la instalación a través de la cual va a funcionar la bomba. Así, antes de su selección, debe obtener lo que se conoce como la curva resistente de la instalación, es decir, una relación entre los caudales posibles que serían impulsados por la misma y la altura que la bomba debería aportar para vencer simultáneamente la resistencia ofrecida por la fricción con las tuberías y el posible desnivel existente entre el punto de aspiración de la bomba y el destino final de la misma.

Para la determinación de esta curva resistente, es necesario conocer las características de la instalación en cuanto a diámetro y material de las conducciones, accesorios instalados y características hidráulicas de los mismos, así como el rango de caudales que se van a impulsar. Puntualmente puede ser suficiente con conocer un caudal promedio y basar la selección de la bomba en la altura manométrica necesaria para impulsar dicho caudal, pero habrá que tener en cuenta que, por las

características de la bomba, el punto de funcionamiento final se desplazará un poco del previsto inicialmente.

También ha de prestarse una especial atención a las características hidráulicas en la zona de aspiración de la bomba, sobre todo si el eje de ésta va a estar situado por encima del nivel que tiene el agua en el punto donde va a ser tomada. Estas condiciones, como se verá más adelante, van a determinar el funcionamiento óptimo de la bomba frente al fenómeno de la cavitación.

2.4.2.3. Modo de operación

Para una selección adecuada de las bombas, otro aspecto a tener en cuenta será el modo de operación de estas. El modo de operación viene condicionado por circunstancias tales como:

- Trabajo en continuo o trabajo intermitente.
- Caudales y presiones constantes o variables.
- Variaciones ligeras del caudal o curvas de modulación muy acusadas.
- Importancia que se le asigna a la interrumpibilidad del suministro.

Estas y otras consideraciones van a tener un papel fundamental en la toma de decisiones, tales como; el número de bombas que han de ser instaladas, si estas han de ser iguales o no, necesidad o no de una bomba de apoyo para pequeños caudales, etc. Además, dependiendo de la importancia que se le dé a la interrupción del servicio por una avería, también habrá que decidir cuántas bombas de repuesto han de tenerse y qué características han de tener.

2.4.2.4. Márgenes de maniobra

Entre los requisitos del sistema, sobre todo en campos con tanta variabilidad como son el abastecimiento urbano y el riego agrícola, en la evaluación de los requisitos del sistema, han de tenerse en cuenta ciertos márgenes de maniobra, o rangos de trabajo de las máquinas. Es necesario cifrar, en la medida de lo posible, cuáles serán las exigencias extremas a las que se verán sometidas las máquinas, tanto por defecto como por exceso.

Por otro lado, si se piensa utilizar los equipos durante un período de tiempo largo, hay que incluir en el estudio del sistema, las necesidades futuras. La demanda de agua suele ser un parámetro cambiante que dependerá de factores demográficos y socioeconómicos. Esto hace necesaria una previsión de la evolución del sistema a lo largo de toda la vida útil de la máquina.

2.5. Aspectos económicos en la selección de los equipos. Planteamiento general de un problema de optimización.

Una vez se han caracterizado perfectamente los requisitos del sistema donde ha de instalarse la estación de bombeo, se puede optar por una solución, mediante la cual, las bombas se elijan para cumplir las especificaciones fijadas (en general, dar un caudal y una altura manométrica determinados).

Sin embargo, existe una alternativa a esta selección directa, que es recurrir a un sistema de optimización que evalúe económicamente las ventajas y los inconvenientes de cada solución. Este planteamiento sólo sería válido cuando se disponga de cierta flexibilidad en el funcionamiento.

Entonces para un planteamiento general de un problema de optimización, es necesario definir una función objetivo. Dicha función parametrizará los aspectos relevantes a considerar en una ecuación, de la cual podremos reducir costos globales de funcionamiento para la estación de bombeo. (Martínez Solano et al., 2003)

2.5.1. Problema de optimización

Si bien, existen diversos problemas de optimización, en esta memoria nos enfocaremos en el problema de diseño de estaciones de bombeo en redes de distribución de agua, considerando la distribución óptima del caudal entre fuentes y costos de capital y operación propuesto por Gutiérrez (2021), en la cual define su metodología de la siguiente forma:

Se puede plantear como un modelo de optimización matemática, donde las variables de decisión están relacionadas con la distribución de caudales entre las diferentes fuentes y la configuración de cada Estación de bombeo (EB). Por un lado, x_{ij} define el porcentaje del caudal suministrado desde EB_i en cada paso de tiempo j . Los parámetros j y i representan el número total de pasos de tiempo y el número total de EB, respectivamente; m_i indica el número de bombas de velocidad fija (BVF); y b_i corresponde al identificador del modelo de bomba a instalar en EB_i .

Una vez conocidos estos valores, es posible calcular el caudal máximo para cada EB, el número de bombas totales m_i , el número de BVF y las dimensiones de cada tubería (L_p). En resumen, es posible definir completamente el diseño de EB.

El problema de optimización busca minimizar los gastos de capital (CAPEX) y los gastos de operación (OPEX) del sistema. La función objetivo se detalla en (Ec. II.26) y (Ec. II.27):

$$F = F_a \cdot CAPEX + OPEX \quad (\text{Ec. II.26})$$

$$F_a = \frac{r \cdot (1 + r)^{Np}}{(1 + r)^{Np} - 1} \quad (\text{Ec. II.27})$$

donde F representa el costo total anualizado del proyecto. Para calcular la pérdida de valor de los activos a lo largo de la vida útil del proyecto, el CAPEX se amortiza mediante el factor F_a aplicando un tipo de interés r durante los períodos Np . OPEX representa los gastos operativos totales a lo largo de la vida del proyecto.

Obviamente, el modelo de optimización está restringido por ecuaciones de continuidad y momento y por requisitos mínimos de cabeza en los nodos de demanda. Además, el modelo está limitado por las ecuaciones (Ec. II.28) y (Ec. II.29). Estas ecuaciones garantizan que el flujo total suministrado por la EB es igual al flujo demandado durante cada período.

$$x_{i,j} \geq 0 \quad \forall i, j \quad (\text{Ec. II.28})$$

$$\sum_{i=1}^{N_{EB}} x_{i,j} = 1 \quad \forall j \quad (\text{Ec. II.29})$$

El modelo de optimización calcula el CAPEX y el OPEX a partir de los valores de las variables de decisión en cada iteración del algoritmo. La Figura II.16 muestra un diagrama de flujo del modelo completo.

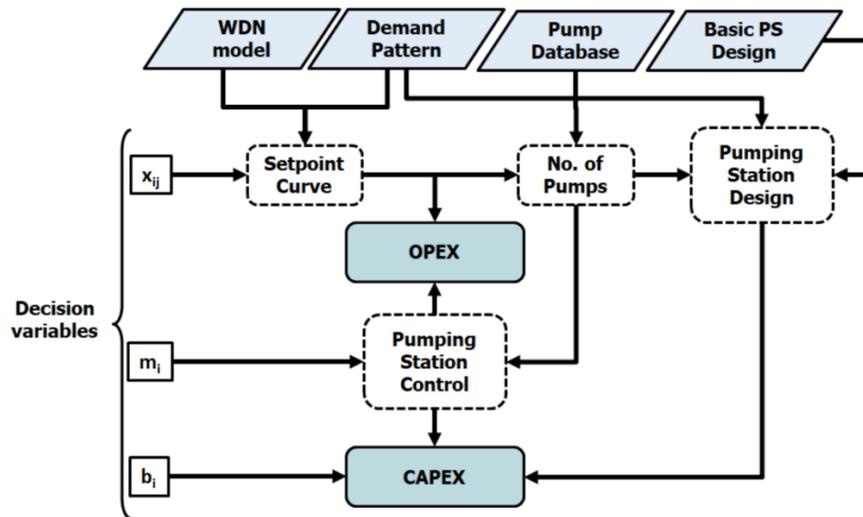


Figura II.16: Cálculo de OPEX y CAPEX.

Fuente: Pumping Station Design in Water Distribution Networks Considering the Optimal Flow Distribution between Sources and Capital and Operating Costs. (J. Gutiérrez, 2021).

La Figura II.16, muestra la relación entre variables de decisión y requisitos de entrada del modelo. Las líneas discontinuas representan cuatro pasos intermedios necesarios para calcular el CAPEX y el OPEX. Después de resolver el modelo matemático, es posible determinar la curva de punto de consigna para cada EB , el diseño completo de EB , las dimensiones de todas las tuberías, el número de bombas, los modelos respectivos y los sistemas de control de EB .

Esta metodología se puede describir a través de tres pasos. El primer paso determina la curva de consigna utilizando la metodología propuesta por León-Celi (2018). La curva de punto de consigna representa la cabeza mínima requerida en cada EB para una determinada distribución de flujo. A partir de la distribución de flujos x_{ij} (León Celi, 2018), considerando el modelo matemático de la red y el patrón de demanda, es posible calcular los vectores de la cabecera H_{Sij} y el flujo Q_{Sij} que deben ser suministrados por EB_i en el paso de tiempo j . Luego, el sistema de control se ajusta de tal manera que la salida de los EB_s es siempre igual a los valores H_{Sij} y Q_{Sij} de la curva de punto de consigna. Por lo tanto, es posible garantizar el cumplimiento de las restricciones de presión mínimas para todos los nodos de la red.

El segundo paso calcula el número total de bombas $N_{B,i}$ para cada EB_i . Primero, la cabeza máxima $H_{i,max}$ y el flujo $Q_{i,max}$ se determinan a partir de la curva de punto de consigna. Luego, la (Ec. II.30) se utiliza para calcular el caudal $Q_{1,b}$ suministrado por una sola bomba para la cabeza $H_{i,max}$.

$$H_{b_i} = H_{0,b_i} - A_{b_i} \cdot Q^2 \rightarrow Q_{1,b} = \sqrt{\frac{H_{0,b_i} - H_{i,max}}{A_{b_i}}} \quad \text{(Ec. II.30)}$$

En la ecuación anterior, nótese que los parámetros H_{0,b_i} y A_{b_i} se determinan a partir de la curva característica de b_i . El número de bombas en EB_i se obtiene mediante la (Ec. II.31).

$$N_{B,i} = \left(\frac{Q_{i,max}}{Q_{1,b}} \right) \quad \text{(Ec. II.31)}$$

donde el resultado $N_{B,i}$ se redondea al siguiente entero. Finalmente, el número de bombas de velocidad variable (BVV) se puede determinar usando la (Ec. II.32). Siempre debe haber al menos un $BVV(n_i)$

$$n_i = N_{B,i} - m_i \quad \text{(Ec. II.32)}$$

El tercer paso define el diseño de EB. Un EB se define completamente cuando se conoce la demanda máxima del EB, el número de bombas y el modelo de bomba seleccionado en la base de datos. Luego, es posible calcular tanto el CAPEX como el OPEX.

El CAPEX se calcula de acuerdo con la (Ec. II.33), que representa los costos totales de inversión para cada EB.

$$C_{CAPEX} = N_B \cdot C_{bomba} + n \cdot C_{inv} + C_{facility} + C_{control} \quad (\text{Ec. II.33})$$

Según Arango Gil (2018) estos valores se pueden calcular de la siguiente manera. El primer término (C_{bomba}) representa el costo de una bomba según la (Ec. II.34), donde CP_0 y CP_1 dependen del caso de estudio.

$$C_{bomba} = CP_0 \cdot (Q \cdot H)^{CP_1} \quad (\text{Ec. II.34})$$

El segundo término de la (Ec. II.33) constituye el costo del variador de frecuencia (C_{inv}) para cada BVV. El tercer término ($C_{facility}$) se explica en la (Ec. II.35), que considera tuberías y accesorios.

$$C_{facility} = (2N_B + 2) \cdot C_{SV} + N_B \cdot C_{CV} + \sum_{i=1}^{n_T} C_T + \sum_{i=1}^{n_e} C_{codos} + \sum_{i=1}^{n_p} C_{tuberia,i} \cdot I_i \quad (\text{Ec. II.35})$$

donde para cada EB, N_B es el número de bombas, n_T es el número de T de unión, n_e es el número de codos, n_p es el número de tuberías y I_i es la longitud de la tubería i .

En concreto, la ecuación anterior considera los costes de las válvulas de aislamiento (C_{SV}) válvulas de retención (C_{CV}) tuberías ($C_{tuberia,i}$), codos (C_{codos}) y T de unión (C_T).

Finalmente, el cuarto término representa todos los componentes de control ($C_{control}$) según la (Ec. II.36). Entre estos componentes, se incluyen un transductor de presión ($C_{presión}$), caudalímetro (C_{caudal}) y controlador lógico programable (C_{PLC}).

$$C_{control} = C_{presión} + C_{caudal} + C_{PLC} \quad (\text{Ec. II.36})$$

Donde la $C_{presión}$ y el C_{PLC} corresponden a los precios de adquisición del presostato y del controlador lógico programable, respectivamente.

Los valores de la instalación (C_{inv}) y C se pueden expresar comocurvas polinómicas de segundo grado como funciones de la potencia de la bomba P (kW). Del mismo modo, C_{SV} , C_{CV} , $C_{tuberia}$, C_{codo} , C_T y C_{caudal} son funciones del ND y se ajustan a curvas polinómicas de segundo grado. Todos los coeficientes de los polinomios incorporados en las ecuaciones anteriores dependen del estudio de caso.

Finalmente, para calcular el OPEX, el costo de la energía eléctrica total consumida por todas las bombas que funcionan en la RDA durante el paso de tiempo N_t se determina utilizando la (Ec. II.37).

$$OPEX = \sum_{j=1}^{N_t} \left\{ \sum_{i=1}^{N_{EB}} \left[\left(\sum_{k=1}^{m_{i,j}} \frac{\gamma \cdot (H_{0,i} - A_i \cdot Q_{i,j,k}^2)}{(E_i - F_i \cdot Q_{i,j,k})} + \sum_{k=1}^{n_{i,j}} \frac{\gamma \cdot (H_{0,i} \alpha^2_{i,j,k} - A_j \cdot Q_{i,j,k}^2)}{(\frac{E_i}{\alpha_{i,j,k}} - \frac{F_i}{\alpha^2_{i,j,k}} \cdot Q_{i,j,k})} \right) \cdot p_{i,j} \right] \cdot \Delta t_j \right\} \quad \text{(Ec. II.37)}$$

donde para cada EB_i , los parámetros $H_{0,i}$, A_i , E_i y F_i son los coeficientes característicos del cabezal de la bomba y la curva de rendimiento y se extraen de una base de datos existente en función del modelo de bomba; $Q_{i,j,k}$ representa la descarga de la bomba k durante el paso de tiempo j en EB_i ; $p_{i,j}$ es el coste energético; γ es la gravedad específica del agua; Δt_j es el intervalo de discretización del período de optimización; y los números de BVF y BVV que se ejecutan en el paso de tiempo j están representados por $m_{i,j}$ y $n_{i,j}$, respectivamente. Estos valores dependen del modelo de bomba seleccionado y del sistema seleccionado para controlar el punto de operación. En este trabajo, las bombas se controlan ajustando sus cabezales a la curva de punto de consigna $HS_{i,j}$. Para lograr esto, el parámetro α se calcula de acuerdo con la (Ec. II.38).

$$\alpha = \sqrt{\frac{HS_{i,j} + A_i \left(\frac{Q_{i,j,k}}{N_{B,i}}\right)^2}{H_{0,i}}} \quad \text{(Ec. II.38)}$$

2.6. Técnicas de optimización

La optimización puede definirse como la ciencia que busca determinar las mejores soluciones a problemas matemáticos que, generalmente modelan una realidad física, con tal de maximizar o minimizar ciertos recursos a un coste computacional razonable. Para esto, se utilizan ciertas técnicas de optimización, donde se pueden distinguir dos grandes bloques; los métodos de búsqueda local y las técnicas de búsqueda global.

Los métodos locales o tradicionales son aquellos que obtienen las mejores soluciones en las inmediaciones del punto inicial, atribuyéndose una gran dependencia asociado al punto de arranque del algoritmo, en estos, podemos encontrar la programación lineal y la no lineal. Mientras que las técnicas de optimización global o metaheurísticas poseen una amplia independencia con respecto al espacio de búsqueda, diferenciándose de las búsquedas locales, pues pueden abarcar múltiples mínimos o máximos locales y alcanzar una solución global.

Un espacio de búsqueda es una región (Ver Figura II.17), donde se encuentran todas las posibles soluciones a un problema, los algoritmos se encargan de inspeccionar en esta área un óptimo local o global de acuerdo con la programación (Algoritmo: “sucesión finita de pasos no ambiguos que se pueden ejecutar en un tiempo finito”), el cual realiza una serie de iteraciones, dando como resultado una solución aproximada y no necesariamente óptima. Mientras más exacta se quiera que sea ésta, el programa suele demorar más tiempo y consumir más recursos de la computadora.

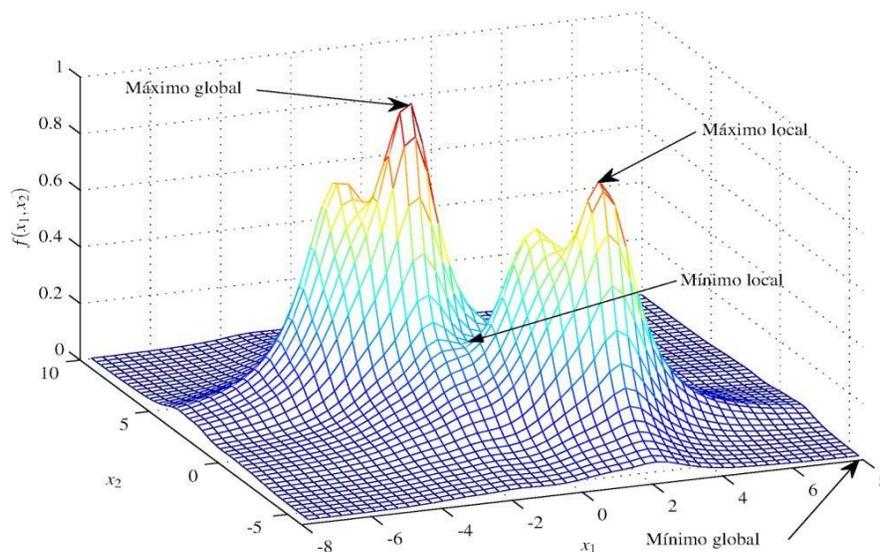


Figura II.17: Espacio no convexo de solución de un algoritmo.
Fuente: wilsonmongwe.co.za.

2.6.1. Técnicas tradicionales

Uno de los métodos tradicionales, es la programación lineal (PL), su principal distinción radica en el comportamiento lineal que poseen las variables de decisión, tanto en la función objetivo, como en sus

restricciones, donde encontramos: método Simplex, formulado por George Dantzig (1947); método de Gradiente de Programación Lineal (GLP), propuesta originalmente por Alperovis y Shamir (1977). También existen técnicas de programación no lineal (PNL), que tratan de resolver un problema de desigualdades sujetas a un conjunto de restricciones, y estas tanto como la función objetivo pueden ser cuadráticas. Su principal característica es que no constan de un único algoritmo aplicado para su resolución, por tanto, dependiendo del problema, es el uso de uno u otro. Se pueden señalar algunos algoritmos utilizados en hidráulica en relación con el diseño óptimo de redes malladas y no así de bombas tales como MINOS (Murtagh y Saunders, 1987), GINO (Liebman et al, 1986) y GAMS (Brook et al, 1988).

Antes de comenzar a describir las técnicas heurísticas y/o metaheurísticas, debemos mencionar que los métodos tradicionales son utilizados cuando el espacio de búsqueda es reducido y las variables cumplen ciertas condiciones (lineales y no lineales), pues como se ha mencionado anteriormente, estos tienden a arrojar óptimos locales cerca de la región de inicio, mientras que los metaheurísticos, en especial los algoritmos evolutivos, son capaces de mantener a una población de posibles candidatos potenciales que cubren una amplia región, evitando caer en óptimos locales.

2.6.2. Algoritmos heurísticos y metaheurísticos

Heurísticas

El término heurística deriva del griego *heuriskein* que significa encontrar, descubrir o hallar. Desde punto de vista científico, este término proviene del matemático George Polya en su libro *How to solve it*, quien lo emplea por primera vez, para referirse a las reglas con las que los humanos gestionan el conocimiento común.

Los algoritmos heurísticos, son utilizados para solucionar problemas complejos de optimización multidimensionales, no lineales y altamente multimodales. Se basan en procedimientos simples para encontrar soluciones mediante ensayos, pruebas y reensayos (no de forma directa), con el fin de arrojar una solución relativamente óptima de forma rápida y sencilla. Reed (año 1967) proporciona una definición más precisa y adecuada:

“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 estas. En algunos casos, ni siquiera puede determinar qué tan cerca del óptimo se encuentra una solución factible en particular”

El inconveniente de estas técnicas es la incapacidad que poseen para escapar de los óptimos locales, pues, no utilizan ningún mecanismo que posibilite la búsqueda de una solución óptima una vez ya atrapado en un óptimo local. Con el fin de remediar esta desventaja se crean otros algoritmos de búsqueda más inteligentes, denominados metaheurísticos, que tienen como objetivo guiar a los métodos heurísticos conocidos, evitando que queden atrapados en óptimos locales.

Metaheurísticas

Para entender el significado de los métodos metaheurísticos, debemos comenzar por examinar el significado de los métodos heurísticos; una buena definición es la siguiente:

“Un método heurístico, es un procedimiento para resolver un problema de optimización bien definido mediante una aproximación intuitiva, en la que la estructura del problema se utiliza de forma inteligente para obtener una buena solución” (Díaz, y otros, 1996)

Los métodos metaheurísticos a diferencia de los métodos exactos no encuentran una solución óptima del problema; por el contrario, se limitan a proporcionar una buena solución, aunque no necesariamente sea óptima. En un problema catalogable como difícil, el tiempo invertido por un método exacto puede ser enorme, por lo que puede ser inaplicable. Un método heurístico puede simplificar la solución del problema acercándose al óptimo en forma razonable.

Dentro del desarrollo de los algoritmos de aproximación, Fred Glover en el año 1986, acuña el término Metaheurísticas, para aquellos métodos que sofistican y generalizan los algoritmos empleando las heurísticas existentes, ubicándose por encima de los métodos heurísticos en el sentido que guían el diseño de estos. Una definición apropiada la encontramos en (Osman, 1996):

“Los procedimientos metaheurísticos son una clase de métodos aproximados que están diseñados para resolver problemas difíciles de optimización combinatoria, en los que los heurísticos clásicos no son efectivos. Los metaheurísticos proporcionan un marco general para crear nuevos algoritmos híbridos combinando diferentes conceptos derivados de la inteligencia artificial, la evolución biológica y los mecanismos estadísticos.”

Entre los metaheurísticos más exitosos, se encuentran el recocido simulado (simulated annealing), la búsqueda tabú (tabu search), las redes neuronales artificiales (artificial neural networks), optimización por colonias de hormigas (ant colony optimization), la búsqueda local iterativa (iterated local search), la computación evolutiva (evolutionary computing) y los algoritmos genéticos (genetic algorithms).

2.6.2.1. Algoritmos Evolutivos

Los Algoritmos Evolutivos (EA) o Computación Evolutiva (EC) trata de aprender y usar los procesos aprendidos de la Naturaleza para aplicarlos a la resolución de diversos problemas de optimización. Es por esto, que los EA, son un conjunto de técnicas de optimización metaheurísticas de tipo poblacional y de propósito general, cuyo funcionamiento se basa en los procesos biológicos evolutivos (Back, Fogel, & Michakewicz, 1997). Alrededor de los años 60, algunos investigadores coincidieron (de forma independiente) en la idea de implementar algoritmos basados en el modelo de evolución biológica, con el objetivo de resolver tareas de optimización duras mediante el uso de computadores; inicialmente, las ideas de estos científicos pioneros en este campo eran estrictamente académicas, tratando de ampliar el horizonte de la Inteligencia Artificial (AI) hacia nuevas áreas, pero a partir de los años 80's los EA, comienzan a aplicarse en problemas de diversos ámbitos, como la ingeniería, la medicina o la economía. Aunque los EA utilizan las ideas de la Teoría de la Evolución de las Especies, no pretenden seguir un proceso estricto de simulación de esta, sino, por el contrario, en la actualidad incorporan ideas innovadoras en aras de mejorar la eficiencia y eficacia de estos.

Los EA esencialmente, deben tener los siguientes elementos:

- Una representación de las soluciones: El dominio del problema debe codificar las soluciones de manera adecuada al problema. Cada solución es considerada un individuo.
- Una o varias poblaciones: Conjunto de soluciones candidatas que representan la población de individuos del problema.
- Una función de aptitud o fitness: Determina el puntaje o la calidad de las soluciones candidatas.
- Procedimientos u operadores de selección y reemplazo: Basados en la función de aptitud.
- Mecanismo u operador de transformación: Convierte soluciones candidatas en otras nuevas, es decir, procedimiento que construye nuevas soluciones a partir de las existentes.

Del cual se puede representar en el siguiente diagrama (Ver Figura II.18):

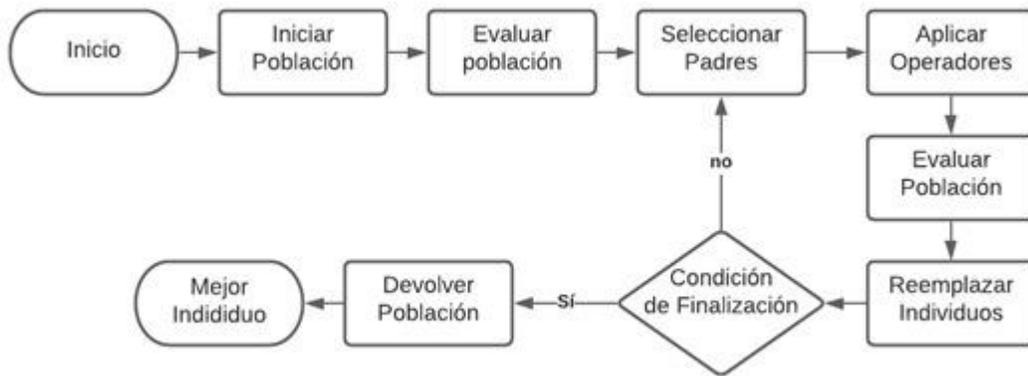


Figura II.18: Diagrama de flujo de un algoritmo evolutivo.
Fuente: Elaboración propia.

2.6.3. Falencias actuales del problema de optimización

El esquema general de un problema de optimización consiste en generar una población de soluciones iniciales y combinar hasta que se cumpla el criterio de parada. Las soluciones, son evaluadas mientras se recorren y se propone la mejor solución encontrada del problema.

En el proceso de iteración, se debe tener en cuenta que, mientras más iteraciones, se supone un enriquecimiento de las soluciones, con lo que se puede acercarse al óptimo, aunque, sin embargo, se corre el riesgo de perjudicar la eficiencia del algoritmo, al tener que contemplar un número mayor de movimientos posibles en el proceso de selección, sobre todo si el espacio de búsqueda es grande.

En cuanto a los métodos de reducción del espacio de búsqueda, una pregunta abierta es: ¿cómo realizarlo sin comprometer la fidelidad del modelo de optimización y la simplificación indebida del sistema real? (Mala-jetmarova et al., 2017)

Otra característica importante de las combinaciones de soluciones es la factibilidad. Las soluciones factibles, son aquellas que tienen sentido en el problema, ya que satisfacen todas las restricciones. En caso contrario se dice que son soluciones infactibles.

Esto puede estar ligado o no al hecho de que se aplique sólo a soluciones factibles. En muchos casos, aplicar movimientos más simples, pero no necesariamente factibles, y descartar las soluciones producidas que no sean factibles, es menos eficiente que adaptar el diseño de los movimientos para que sean factibles, sobre todo cuando dicha comprobación es costosa o cuando la probabilidad de que resulte factible es baja.

CAPÍTULO III: HIPÓTESIS

Como es mencionado en capítulos anteriores, los costos computacionales son cruciales al momento de realizar la optimización de una red de distribución de agua potable (RDA). Estos escalan a medida que la red aumenta de tamaño.

La hipótesis principal de esta memoria es que es posible realizar un preprocesamiento de datos que permita calibrar la red, simplificando así el proceso de optimización posterior. Por ejemplo, en un análisis de optimización de estaciones de bombeo, saber previamente el rango operacional de caudal que va a entregar cada estación de bombeo, acotaría enormemente el espacio de soluciones, ya que permitiría dejar fuera del espacio de búsqueda del algoritmo las soluciones infactibles, donde las soluciones infactibles, son aquellas que no cumplen con los requisitos mínimos de funcionamiento de la red, como la presión mínima para los nodos o que la presión máxima en las estaciones de bombeo este dada por la máxima presión otorgada por la bomba encontrada dentro de un catálogo seleccionado.

Para esto, principalmente observaremos las variables de decisión (variables independientes), que, para la optimización en el diseño de estaciones de bombeo en una RDA con inyección directa, corresponden principalmente al rango operacional de las estaciones de bombeo, donde observaremos los posibles flujos que se entregan por estaciones, donde será el principal espacio muestral donde buscar soluciones.

Por otra parte, las variables dependientes corresponden a la cantidad de iteraciones de la función objetivo, la cual optimiza la problemática del diseño de estaciones de bombeo en RDA, donde la función estará definida, la que se encuentra analizada en el punto 2.5.1 Problema de optimización.

Entonces, de acuerdo a los parámetros desarrollados con anterioridad, se pueden determinar rangos operacionales de las estaciones de bombeo, las cuales al reducir su espacio muestral (máximos y mínimos caudales que puede otorgar cada estación) se logra una menor cantidad de usos de la función objetivo reduciendo así el costo computacional y sin perder la calidad de las soluciones óptimas.

CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA

Consecuentemente, la propuesta, es determinar el rango operacional de cada estación de bombeo antes de comenzar el proceso de optimización. Para ello, este trabajo propone una metodología que realiza un preprocesamiento automático de datos. Como resultado, se define un caudal máximo y mínimo a entregar por cada estación, permitiendo a los algoritmos de optimización converger de manera más rápida a las soluciones deseadas, disminuyendo así, el número de iteraciones realizadas hasta converger al resultado final.

Este capítulo, por consiguiente, se divide en tres grandes secciones (Ver Figura IV.1): La selección y calibración de los casos de estudio, el algoritmo de preprocesamiento propuesto y se expondrán los casos de estudio a analizar.

Posteriormente, para los datos obtenidos, se observará principalmente la reducción del espacio de búsqueda, determinando la cantidad de soluciones infactibles eliminadas.

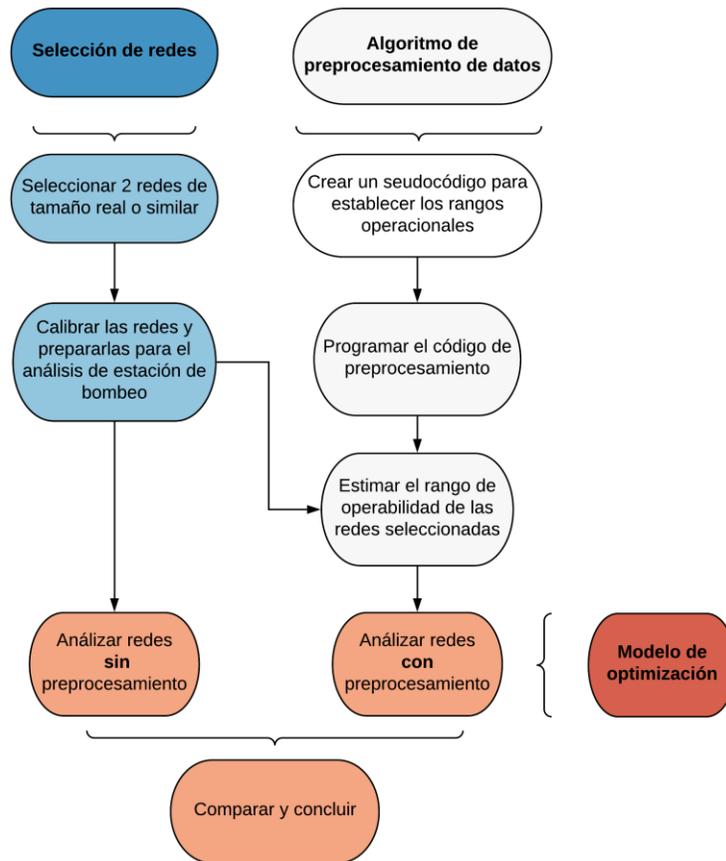


Figura IV.1: Diagrama de flujo de metodología a implementar.
Fuente: Elaboración propia.

4.1. Parámetros para la selección y calibración de los casos de estudio

En la mayoría de los casos, las redes han representado redes hipotéticas o versiones altamente esqueletizadas de sistemas reales más grandes. Desafortunadamente, la comparación de diferentes algoritmos sobre la base de un solo sistema, puede llevar a conclusiones erróneas, ya que existe la posibilidad de que cualquier algoritmo propuesto pueda ser capaz de aprovechar el espacio de estado único del problema particular sin ser tan robusto para otros problemas (Maier et al., 2003).

Es por esta razón que, para la metodología, se realizará el análisis en RDA a partir de varios sistemas reales, donde se clasificará el tamaño de la red en cuanto a la cantidad de nodos de la red y la cantidad de demanda base que posea la red.

Una vez seleccionadas las redes, el análisis solo considerará bombeo por inyección directa. Se realizarán las modificaciones mínimas a la red para que la red no posea depósitos, además de tener en cuenta lo siguiente, a efectos de evitar problemas con el código:

- a) Al menos debe existir una fuente de agua (embalse) en la RDA. Esta fuente/s serán las encargadas de suministrar el consumo de la red.
- b) En Epanet, los nodos que simulan estaciones de bombeo tienen una demanda negativa. Esto permite simular un aporte de caudal para la RDA.
- c) Todos los nodos de la red siguen el mismo patrón de demanda. Este es predeterminado en las opciones generales de Epanet antes del análisis.

El output, una vez realizado el preprocesamiento, es un archivo Excel que entrega los caudales máximos y mínimos para cada estación de bombeo.

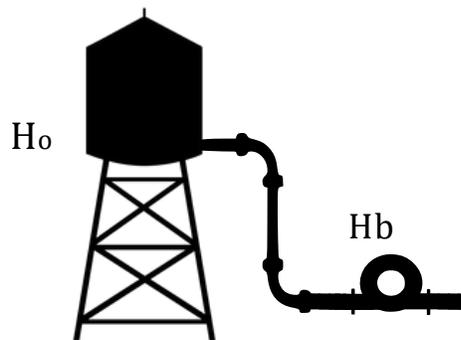
4.2. Algoritmo de preprocesamiento de datos (caudales máximos y mínimos por estación).

El objetivo del algoritmo de preprocesamiento propuesto busca acotar el rango operacional de las estaciones de bombeo, definiendo de modo automático el caudal mínimo y máximo que puede suministrar.

El modelo requiere de datos conocidos acerca de ciertas variables independientes para cada caso de estudio, como por ejemplo el número de EB, los patrones de consumo de la red, la presión mínima de trabajo (P_{\min}), la presión máxima que puede suministrar una bomba según catalogo (Hb_{\max}) y el número de puntos que utilizará para formar la curva (Np). Todos los datos referentes a topología y consumo de nudos y líneas también serán conocidos.

Para el análisis, se define un parámetro que será crucial para definir finalmente que será la altura de cabecera de diseño ($H_{\text{diseño}}$), la cual corresponderá a la altura inicial del embalse (H_o) más la altura de la bomba (H_b), la cual variará desde 0 hasta $H_{b_{\text{max}}}$ (ver Figura IV.2)

Esta $H_{\text{diseño}}$, corresponderá a la altura del embalse con la que se fijará el análisis, de la cual no se ha definido un parámetro determinante, se aconseja considerar la estación con mayor H_o .



$$H_{\text{diseño}} = H_o + H_b$$

Figura IV.2: Esquema de altura de cabecera de diseño.
Fuente: Elaboración propia.

Las variables dependientes, serán el caudal máximo y mínimo que puede suministrar cada estación de bombeo.

Además, la RDA deberá cumplir con las siguientes restricciones:

- La suma de los caudales aportados por las estaciones de bombeo debe ser la demanda del sistema

$$Q_B \rightarrow \sum_i^n f_i \cdot Q_{b_i} \quad (\text{Ec. IV.1})$$

Donde:

Q_B : Caudal aportante de la RDA.

n : Cantidad de nodos de la red, con demanda mayor o igual a cero.

f_i : factor de demanda, extraído del patrón de consumo, para el nodo i .

Q_b : Caudal de demanda base para el nodo i .

- La presión máxima suministrada por una estación de bombeo no debe superar la máxima presión que puede dar la bomba por catálogo:

$$P_{EBi} < Hb_{Máx} \quad (\text{Ec. IV.2})$$

Donde:

P_{EBi} : Presión suministrada en la estación de bombeo i.

$Hb_{Máx}$: Presión máxima de la bomba por catálogo.

- La presión en el nodo crítico no debe tender a la presión mínima de funcionamiento de la red:

$$P_{Alcanzado} \rightarrow P_{mín} \quad (\text{Ec. IV.3})$$

Donde:

$P_{Alcanzado}$: Presión del nodo crítico.

$P_{mín}$: Presión mínima de funcionamiento de la red.

Una vez definidas las restricciones, se realizará un análisis independiente para cada estación de bombeo. El caudal mínimo ($Q_{mín}$) que puede suministrar una estación de bombeo comienza en cero. Las diferentes etapas del modelo propuesto se muestran en la Figura IV.3:

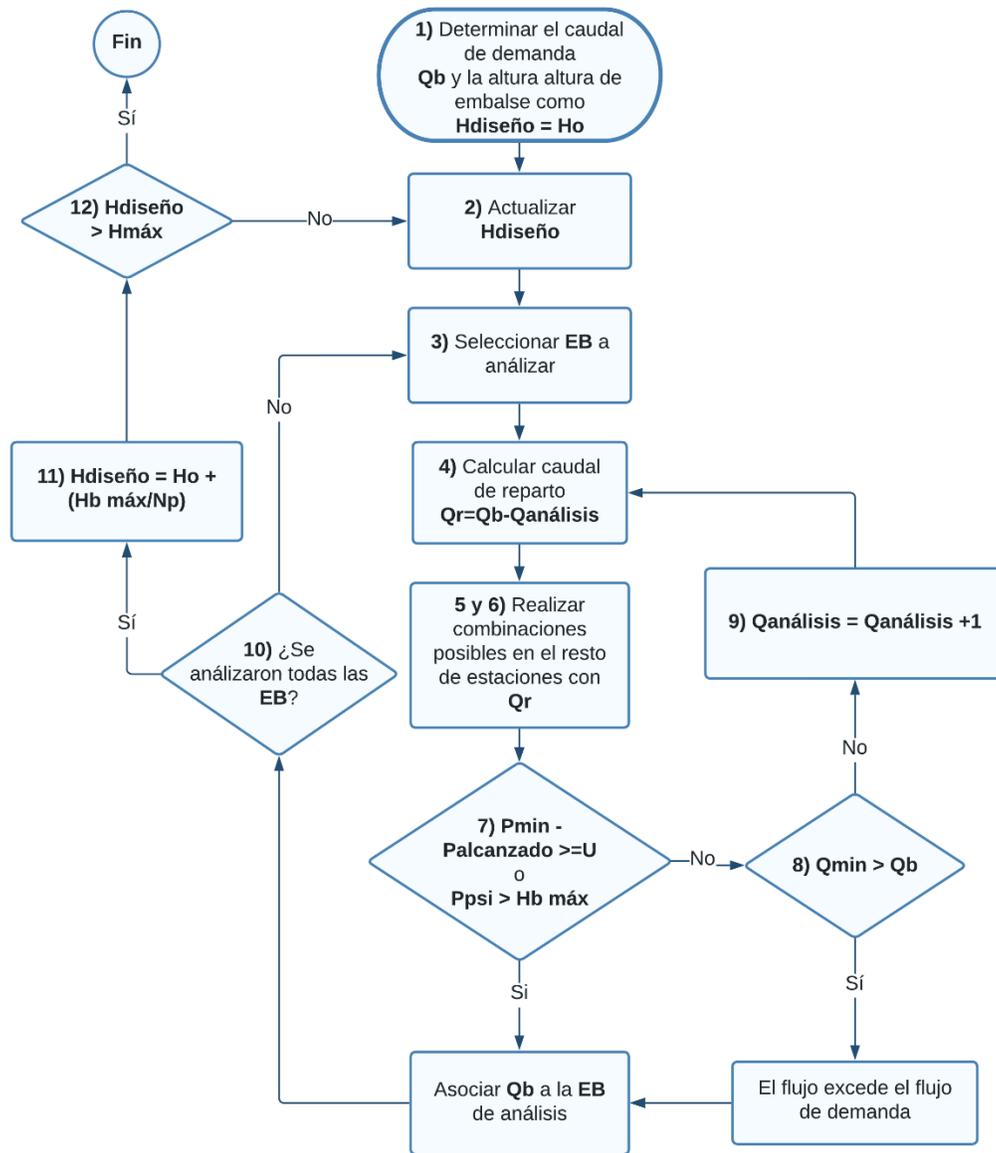


Figura IV.3: Diagrama de algoritmo de preprocesamiento de datos.

Fuente: Elaboración propia.

- 1) Determinar la suma del producto de las demandas bases de los nodos con el factor de demanda extraído del patrón de consumo (Q_B), correspondiente al menor consumo en todos los periodos del análisis.
- 2) Determinar el límite de la altura piezométrica del embalse. El valor mínimo será la altura piezométrica inicial de la red (H_o). El valor máximo será la altura inicial más la máxima presión otorgada por el catálogo de bombas ($H_{máx} = H_o + Hb_{Máx}$). Asignar la altura al embalse ($H_{diseño}$) correspondiente.

- 3) Se selecciona una de las estaciones de bombeo, y se le asigna $Q_{mín}$.
- 4) Luego, se considerará un caudal de reparto (Q_r), el cual corresponde a la diferencia de Q_B con $Q_{mín}$.
- 5) Se debe realizar un reparto del Q_r con todas las posibles combinaciones de las estaciones de bombeo restantes. Estas pueden variar desde 0 % hasta 100%.
- 6) Inicializar el análisis hidráulico, asignando y probando las posibles combinaciones del Q_r en las estaciones restantes.
- 7) Si la diferencia de $P_{mín}$ con $P_{Alcanzado}$ es menor o igual al U o la presión de EB_i mayor a $H_{Máx}$, el caudal mínimo que puede otorgar la estación es $Q_{mín}$ y se comienza con otra estación de bombeo desde el paso 3).
- 8) Si $Q_{mín}$ es mayor a Q_B se acaba el análisis, dejando $Q_{mín}$ considerado, ya que se necesitaría producir mayor caudal del solicitado y se estaría ocupando energía potencial extra que no se utilizaría, por lo que debe indicar que el caudal otorgado por la estación supera el caudal demandado por la RDA.
- 9) De no cumplir con los requisitos del paso 7), hay que aumentar $Q_{mín}$ en 1 l/s. y repetir en paso 4).
- 10) De no haberse analizado todas las estaciones de bombeo de la RDA, continuar con la siguiente estación desde el paso 3).
- 11) De haberse analizado todas las estaciones de bombeo, se procede a aumentar la altura del embalse en un $Hb_{Máx}/Np$. Queda a criterio del operador el número de puntos para crear una curva que envuelva los máximos y mínimos caudales
- 12) Si la $H_{diseño}$ es mayor a $H_{máx}$ el análisis concluye, caso contrario continuar el análisis desde el paso 2).

Posteriormente se realiza el análisis para los caudales máximos de modo similar, reemplazando en el paso 1) el periodo de menor demanda por el de mayor demanda de la red y en el paso 7) se elimina la condición de que la diferencia de presión alcanzada con la presión mínima de la red sea mayor a $P_{mín}$.

Se puede observar la programación del algoritmo de preprocesamiento de datos en el Anexo I.

Después de haber obtenido los caudales máximos y mínimos de cada estación, para las distintas alturas, se procede a hacer una tendencia entre los puntos obtenidos con tal de crear una función y así saber qué pasa con los caudales dentro de las alturas interpoladas. Esta propuesta se puede observar en el Anexo II.

Como las estaciones pueden tener distintos rangos de operación, y así también distintas reducciones de sus dominios, para parametrizar la reducción, se utilizará una medida ponderada media como indicador para ver los resultados de la red, este indicador también se asignará a cada altura del embalse, para saber cómo se comporta la reducción, respecto a la situación inicial.

4.3. Casos de estudio

4.3.1. Selección y calibración de casos de estudio

La metodología propuesta se aplica sobre distintos casos de estudio. El primero de ellos corresponde a la red TF, utilizada en el problema de diseño de estaciones de bombeo propuesto por J. Gutiérrez (2021). También se seleccionaron redes de la base de datos “Research Database of Water Distribution System Models” (Jolly et al., 2014), que pone a disposición de la comunidad investigadora distintas redes. En particular, se seleccionaron 5 de estas redes, de nombre KY3, KY4, KY6, KY8 y KY13. Finalmente, también se ocupa la RDA real de la ciudad de Curicó (Chile). El modelo utilizado para la red fue propuesto por M. Negrete (2021). (ver Anexo IX)

4.3.1.1. Red de distribución de agua TF

La red de abastecimiento de TF, tiene 15 nodos de demanda. Además, cuenta con 24 líneas de forma mixta con diámetros entre 100 mm y 300 mm. Las longitudes varían desde 52 m hasta los 1.500 m. Finalmente, la demanda base de la red es aproximadamente 100 litros por segundo.

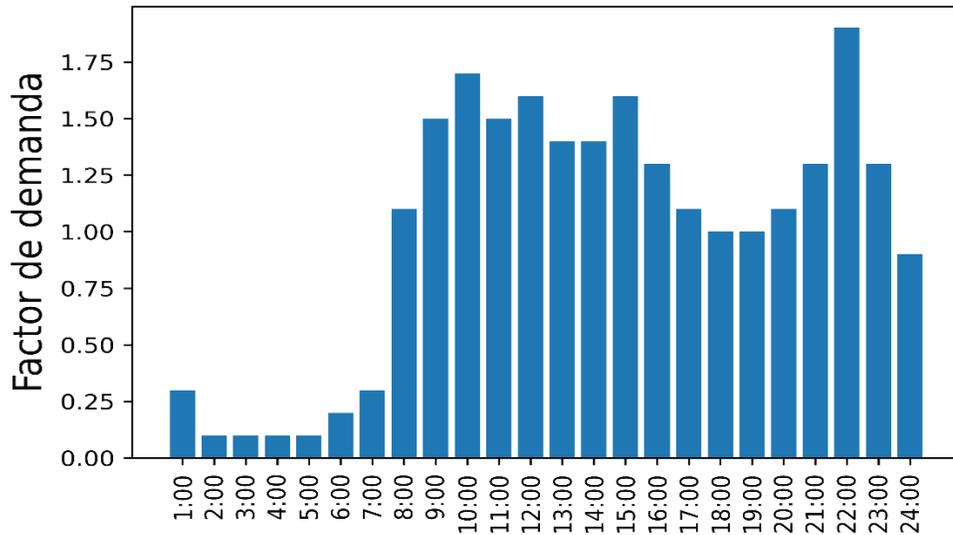


Figura IV.4: Patrón de consumo para la red de TF.
Fuente: Elaboración propia.

El patrón de consumo, que simula el comportamiento de la demanda en TF, es agrupado en intervalos de una hora, en un rango de 24 horas (ver Figura IV.4). El horario de menor consumo, según se observa, está entre las 2:00 y las 5:00 horas, el cual corresponde a 0,1 (figura del patrón) (adimensional). El horario de mayor consumo, por el contrario, ocurre entre las 21:00 y las 22:00 horas, correspondiente a 1,9.

TF cuenta con 3 estaciones de bombeo (ver Figura IV.5)

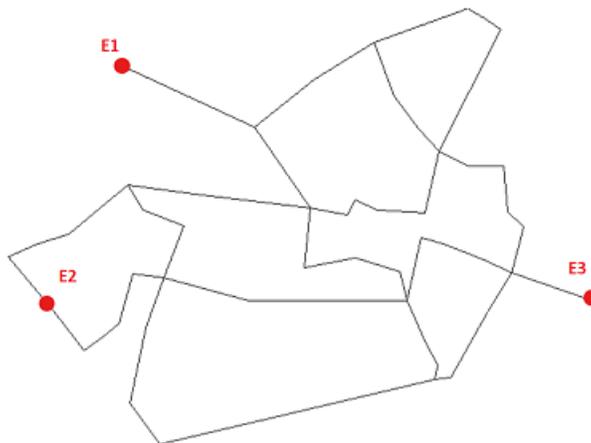


Figura IV.5: Ubicación de las estaciones de bombeo de TF.
Fuente: Elaboración propia.

El nodo de menor cota tiene 0 m y el nodo de mayor cota es de 23 m.

4.3.1.2. Red de distribución de agua KY3

La red de abastecimiento KY3 (Anexo IV) tiene 266 nodos de demanda. Además, cuenta con 361 líneas de forma mixta con diámetros entre 50 mm y 457 mm. Las longitudes varían desde 1 m hasta los 7.212 m. Finalmente la demanda base de la red es aproximadamente 88 litros por segundos.

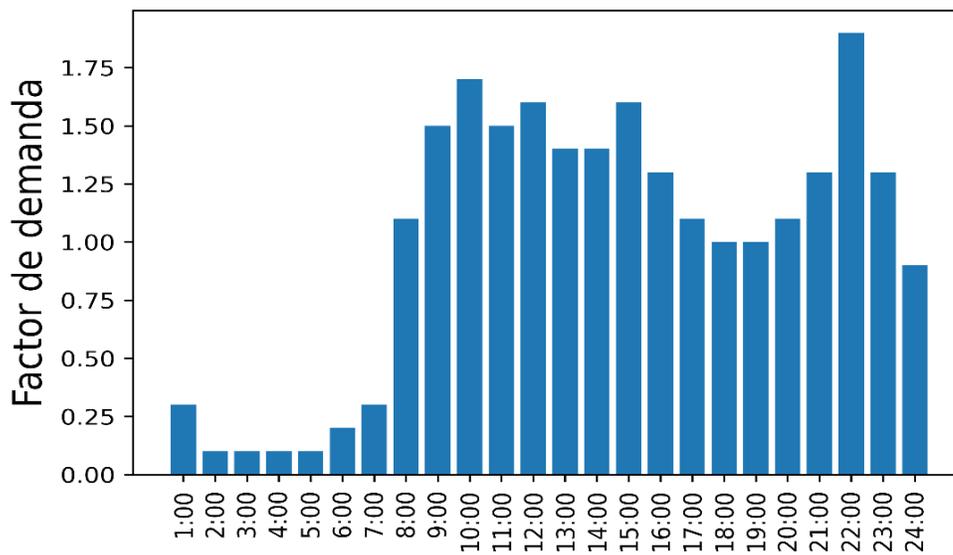


Figura IV.6: Patrón de consumo para las redes KY

Fuente: “Research Database of Water Distribution System Models”, (Jolly et al., 2014).

El patrón de consumo, para todas las redes de la base de datos de Kentucky, es evidenciado en la Figura IV.6. Por consiguiente, el horario de menor consumo ocurre desde las 2:00 hasta las 4:00 horas, con un factor de demanda de 0,209 (figura del patrón). En tanto que el horario de mayor consumo, por el contrario, ocurre entre las 20:00 y las 21:00 horas, con un factor de demanda de 1,75.

KY3 realmente cuenta con solo 3 estaciones de bombeo. El problema de optimización se ha preparado para instalar una nueva estación de bombeo (E4), reemplazando uno de los depósitos de la RDA. (Ver Figura IV.7)

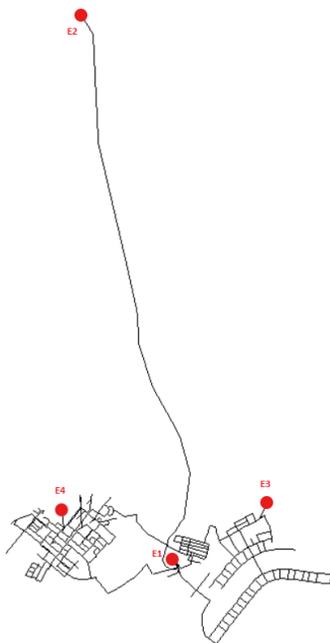


Figura IV.7: Ubicación de las estaciones de bombeo de KY3.
Fuente: Elaboración propia.

El nodo de menor cota tiene 105 m y el nodo de mayor cota es de 234 m.

4.3.1.3. Red de distribución de agua KY4

La red de abastecimiento KY4 (Anexo V) tiene 957 nodos de demanda. Además, cuenta con 1.156 líneas de forma mixta con diámetros entre 76 mm y 406 mm. Las longitudes varían 0,6 m hasta los 1.641 m. Finalmente, podemos señalar que la demanda base de la red es aproximadamente 66 litros por segundo.

KY4 realmente cuenta con 5 estaciones de bombeo, después de la calibración (ver Figura IV.8).

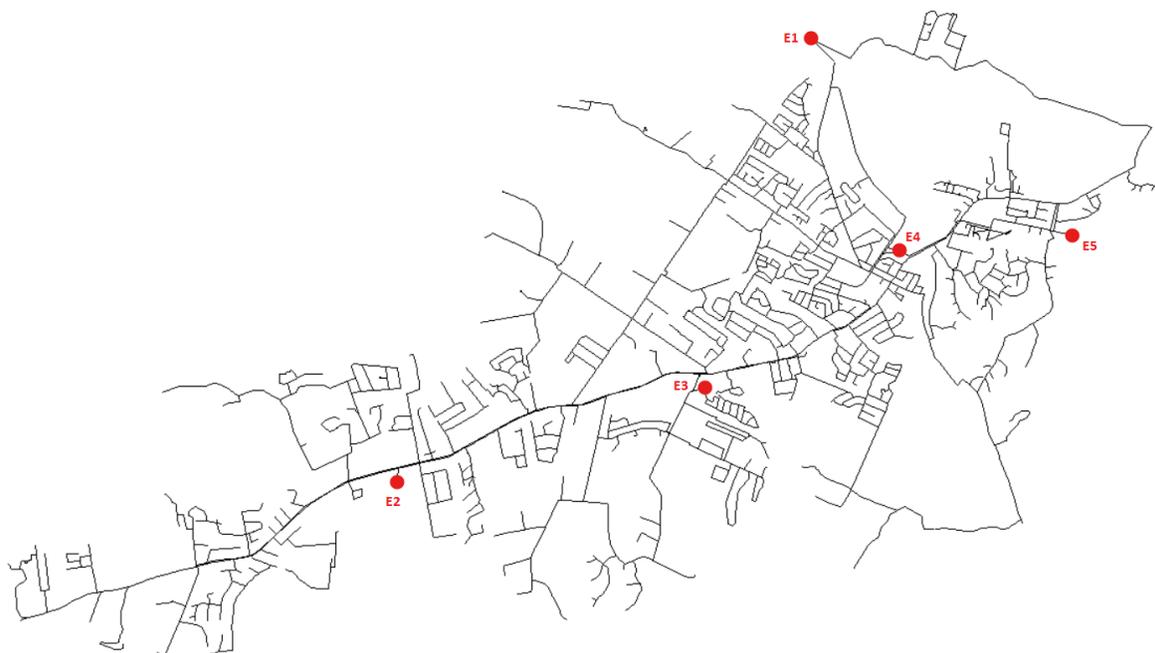


Figura IV.8: Ubicación de las estaciones de bombeo de KY4.
Fuente: Elaboración propia.

Las cotas de los nodos que cuentan con una menor altura rondan dentro de los 144,6 m y la cota del nodo mayor son aproximadamente 219,5 m.

4.3.1.4. Red de distribución de agua KY6

La red de abastecimiento KY6 (ver Anexo VI) tiene 538 nodos de demanda. Además, cuenta con 638 líneas de forma mixta con diámetros entre 19 mm y 406 mm. Las longitudes varían desde 0,3 m hasta los 4.448 m. Finalmente la demanda base de la red son aproximadamente 72 litros por segundos.

KY6 cuenta con 4 estaciones de bombeo (ver Figura IV.9)



Figura IV.9: Ubicación de las estaciones de bombeo de KY6.
Fuente: Elaboración propia.

Las cotas de los nodos menores, ronda dentro de los 170,9 m de altura y la cota del nodo mayor son aproximadamente 246,4 m.

4.3.1.5. Red de distribución de agua KY8

La red de abastecimiento KY8 (ver Anexo VII), tiene 1.319 nodos de demanda. Además, cuenta con 1.611 líneas de forma mixta con diámetros entre 25 mm hasta los 457 mm. Las longitudes varían desde los 0,1 m hasta los 2.984 m. Finalmente, la demanda base de la red, es aproximadamente 108 litros por segundo.

KY8 cuenta con 5 estaciones de bombeo (ver Figura IV.10)

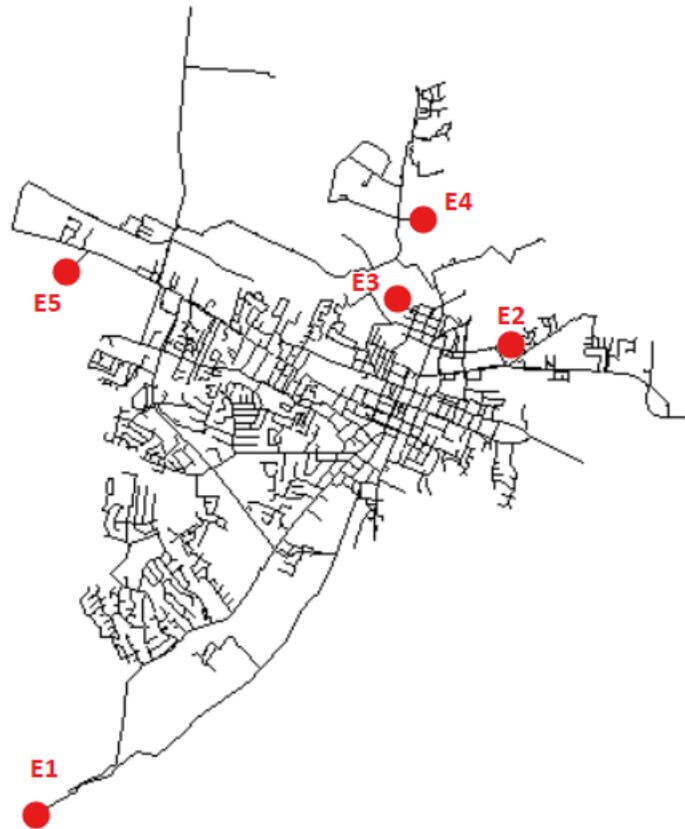


Figura IV.10: Ubicación de las estaciones de bombeo de KY8.
Fuente: Elaboración propia.

4.3.1.6. Red de distribución de agua KY13

La red de abastecimiento KY13 (ver Anexo VIII) tiene 771 nodos de demanda. Además, cuenta con 936 líneas de forma mixta, con diámetros entre 19 mm hasta los 610 mm. Las longitudes varían entre 0,1 m hasta los 2.857,6 m. Finalmente la demanda base de la red, es de aproximadamente 103,3 litros por segundo.

KY13 cuenta con 6 estaciones de bombeo (ver Figura IV.11)



Figura IV.11: Ubicación de las estaciones de bombeo de KY13.
Fuente: Elaboración propia.

4.3.1.7. Red de distribución de agua Curicó

La red de abastecimiento de Curicó tiene 7.630 nodos de demanda. Además, cuenta con 8.359 líneas de forma mixta con diámetros entre 50 mm y 560 mm. Las longitudes, por consiguiente, varían desde los 0,1 m hasta los 2.243 m. Finalmente, la demanda base de la red es aproximadamente 171,8 litros por segundo.

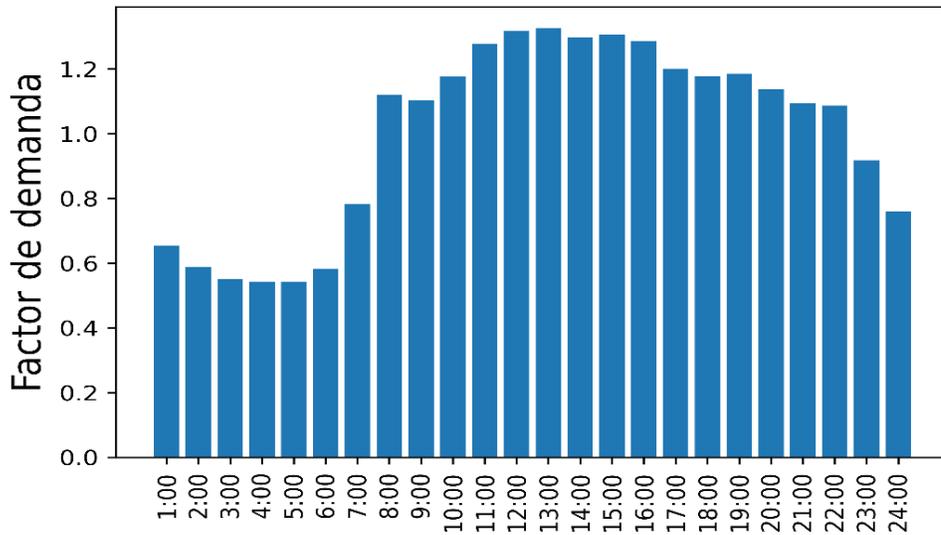


Figura IV.12: Patrón de consumo para la red de Curicó
Fuente: Elaboración propia.

El patrón de consumo, que simula el comportamiento de la demanda en la ciudad de Curicó, es agrupado en intervalos de una hora, en un rango de 24 horas. (ver Figura IV.12). El horario de menor consumo se suscita entre las 3:00 y las 5:00 horas, el que corresponde a 0,542 (adimensional). El horario de mayor consumo, por el contrario, ocurre entre las 12:00 y las 13:00 horas, correspondiente a 1,325. Es necesario precisar que, para establecer los patrones de consumo, se utilizan diferentes tipos de técnicas, entre ellas, recurrir a la información entregada directamente por la empresa encargada de prestar el servicio (Nuevosur en este caso) (Negrete Flores, 2021).

En la actualidad, Curicó realmente cuenta con solo 2 estaciones de bombeo, sin embargo, el caso en estudio propone la instalación de una nueva estación de bombeo (E3), debido al importante crecimiento de la ciudad. Por otra parte, la Figura IV.5 muestra la ubicación de cada estación de bombeo, en la que (E3) es la estación propuesta y, las estaciones E1 y E2 son las estaciones con ubicaciones reales.

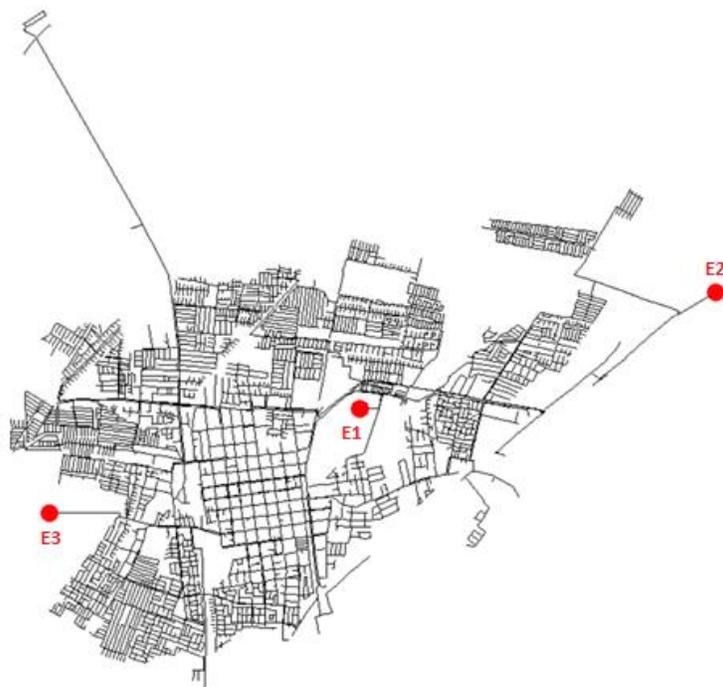


Figura IV.13: Ubicación de las estaciones de bombeo de Curicó.
Fuente: Elaboración propia.

Además, la forma de distribución de la cota de los nodos (ver Anexo X) donde se aprecia que las cotas van preferentemente de orden ascendente de izquierda a derecha de la red, dentro de las cuales el nodo con menor cota ronda dentro de los 190 m y la cota del nodo mayor es aproximadamente 295 m.

CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

5.1. Clasificación de las redes

Para clasificar las redes, lo más predominante será el número de nodos que posea la red, esto debido a que es la principal causa de ralentización de cálculos computacionales, debido a que el programa calcula cada nodo en cada iteración. En la siguiente tabla se puede observar un resumen con las características principales de las redes a analizar:

Tabla V.1: Clasificación de las redes seleccionadas, por demanda base y la cantidad de nodos.
Fuente: Elaboración propia.

Nombre de la red de agua potable	N° Estaciones de bombeo	N° nodos	N° tuberías	Demanda Base (l/s)
TF	3	18	24	100
KY3	4	266	361	88
KY6	4	538	638	71,8
KY13	6	771	936	103,3
KY4	5	957	1156	66
KY8	5	1319	1611	108,0
Curicó	3	7630	8359	171,8

De la Tabla V.1 se desprende que el caso de estudio de Curicó es el más grande, con 7.630 nodos.

Si bien Curicó es la red de mayor tamaño, también es la que junto a la red TF, cuenta con la menor cantidad de estaciones de bombeo, de lo cual se infiere que, estas estaciones deberán trabajar de forma más requerida e intensa, producto de la cantidad de demanda de la red y la cantidad de estaciones de bombeo.

Dado las características de la red, se realizará el análisis del problema de optimización con las redes TF y Curicó.

5.2. Aplicación del algoritmo de preprocesamiento

Una vez realizada la calibración, se aplicó el algoritmo de preprocesamiento de datos propuesto para cada red.

Para el análisis, se trabajó en base a los siguientes supuestos:

- ✓ La presión máxima otorgada por las bombas corresponde a 100 mca.
- ✓ Se hizo una discretización del caudal de reparto con 0, 20, 40, 60, 80 y 100%.
- ✓ Para el número de puntos simulados, se realizó con una diferencia de 20 mca entre puntos, hasta completar la altura inicial del embalse, más los 100 mca de la presión máxima considerada de la bomba por catálogo.
- ✓ Con los puntos obtenidos, se realizó una interpolación mediante spline cubica, debido a sus condiciones de continuidad con los efectos de primer y segundo orden, además de ser interpolación por tramos.

Inicialmente, el problema de optimización considera un espacio de búsqueda correspondiente solo al máximo otorgado por cada estación de bombeo, en su situación inicial, vale decir, con solo la altura inicial del embalse. Teniendo en cuenta esto, se considera el total del espacio de búsqueda con el máximo caudal otorgado por cada estación, considerando este caso como el 100% del espacio de búsqueda antes del preprocesamiento.

Para descartar las soluciones infactibles, se realizan integraciones numéricas mediante la regla de Simpson, creando una razón de cuánto fue el espacio reducido y el total del espacio de búsqueda.

Así mismo, cuando se posean distintas reducciones del espacio de búsqueda para las diferentes estaciones, se realizará una media ponderada, con el fin de parametrizar la reducción total por red y establecer un único indicador.

Cabe destacar finalmente, que el preprocesamiento realizado, genera una curva por cada factor de demanda en el patrón de consumo. Para englobar los resultados, se realiza una envolvente para las redes KY, pero para las redes TF y Curicó se utilizarán las 24 curvas independientes para realizar la comparación en relación con el problema de optimización propuesto por J. Gutiérrez, 2021. Es posible ver un ejemplo en el Anexo XI de la red TF y de cómo se realiza la envolvente.

5.2.1.Preprocesamiento red TF

Según lo dicho anteriormente, TF contará con 3 estaciones, de las cuales podemos indicar que los resultados del preprocesamiento que más adelante se explica; fueron:

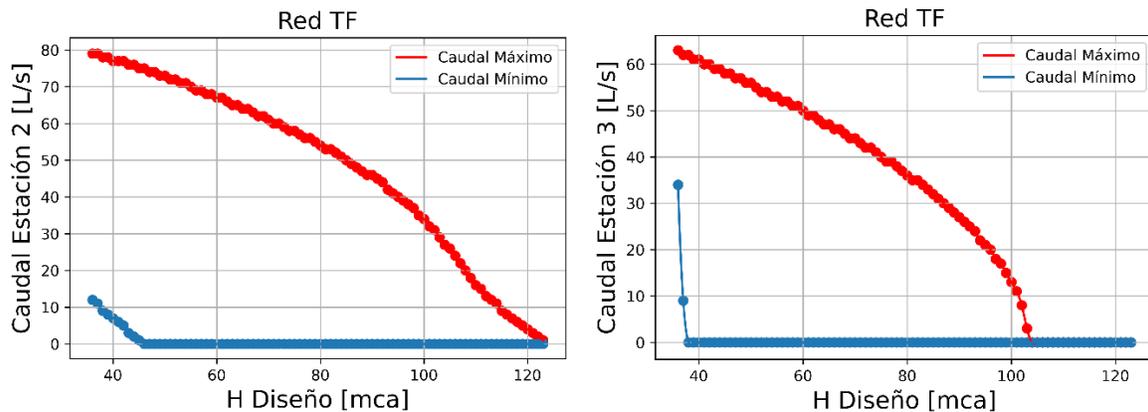


Gráfico V.1: Caudales máximos y mínimos para la EB 2 y EB3 de TF_3S_v08, con sus respectivas $H_{diseño}$.

Fuente: Elaboración propia.

Del Gráfico V.1, es posible evidenciar las distintas formas de operar de las EB, en su caso, la red de TF, permite observar claramente que la EB2 tiene una mayor participación, lo que en su sentido se debe a que el máximo caudal permitido ronda los 79 l/s a los 36 mca $H_{diseño}$ para el embalse; sin embargo, por el contrario, se puede observar que, para la EB3, son 63 l/s para los 36 mca de $H_{diseño}$. Ahora bien, se desprende que a medida que aumentamos la $H_{diseño}$, podemos darnos cuenta que el caudal máximo de la EB2 decrece, situación por la cual, tiene una relación más directa con el embalse que con el resto de estaciones.

Se observa, así mismo que para la EB2, cuando el embalse presenta una $H_{diseño}$ de 46 mca, existen soluciones factibles, de modo que cuando el embalse tiene un $H_{diseño}$ de 123 mca, dicha estación no puede estar operativa.

Finalmente, en relación con la EB3, de igual modo que la EB2, existen soluciones factibles, cuando no éste trabajando, es decir cuando el embalse tenga 38 mca, en tanto que cuando posea 104 mca $H_{diseño}$, esta estación no puede estar operativa.

Con respecto a la región acotada del espacio de búsqueda se obtiene lo siguiente:

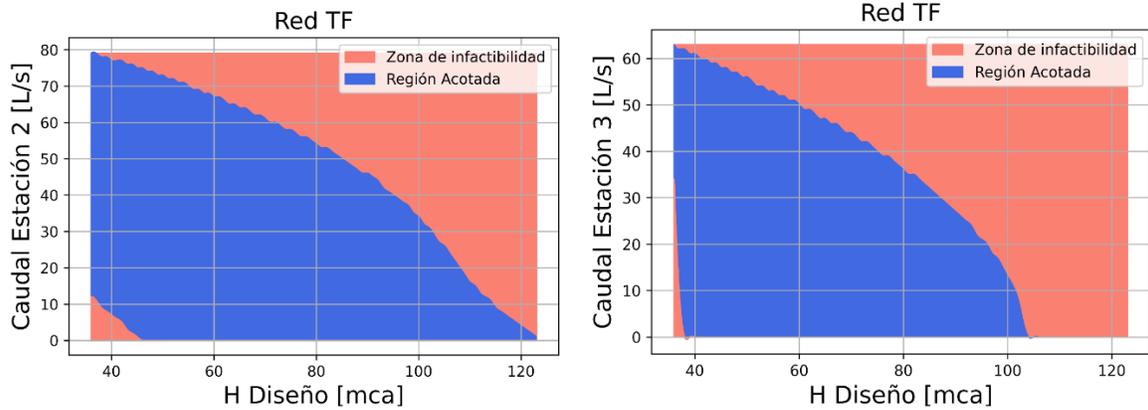


Gráfico V.2: Región acotada del espacio de soluciones de EB 2 y EB3 de TF_3S_v08, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$.

Fuente: Elaboración propia.

Del Gráfico V.2, se desprende que para la EB2 y EB3 el espacio reducido corresponde a un 39,1% y 49,7% respectivamente. De lo anterior podemos notar entonces, que si bien, la red posee un menor tamaño, la reducción del espacio de soluciones es bastante elevado, pudiendo determinar que ambas estaciones tienen una relación directa con $H_{\text{diseño}}$.

Finalmente, de acuerdo a una mixtura de los resultados obtenidos en relación con la reducción de la red, se evidencia que es posible eliminar un 43.81% del espacio total de soluciones en las que buscará el algoritmo, favoreciendo de esta forma el proceso de optimización, dejando un total de 56,19% de la región acotada del espacio de soluciones para la red TF.

5.2.2.Preprocesamiento red KY3

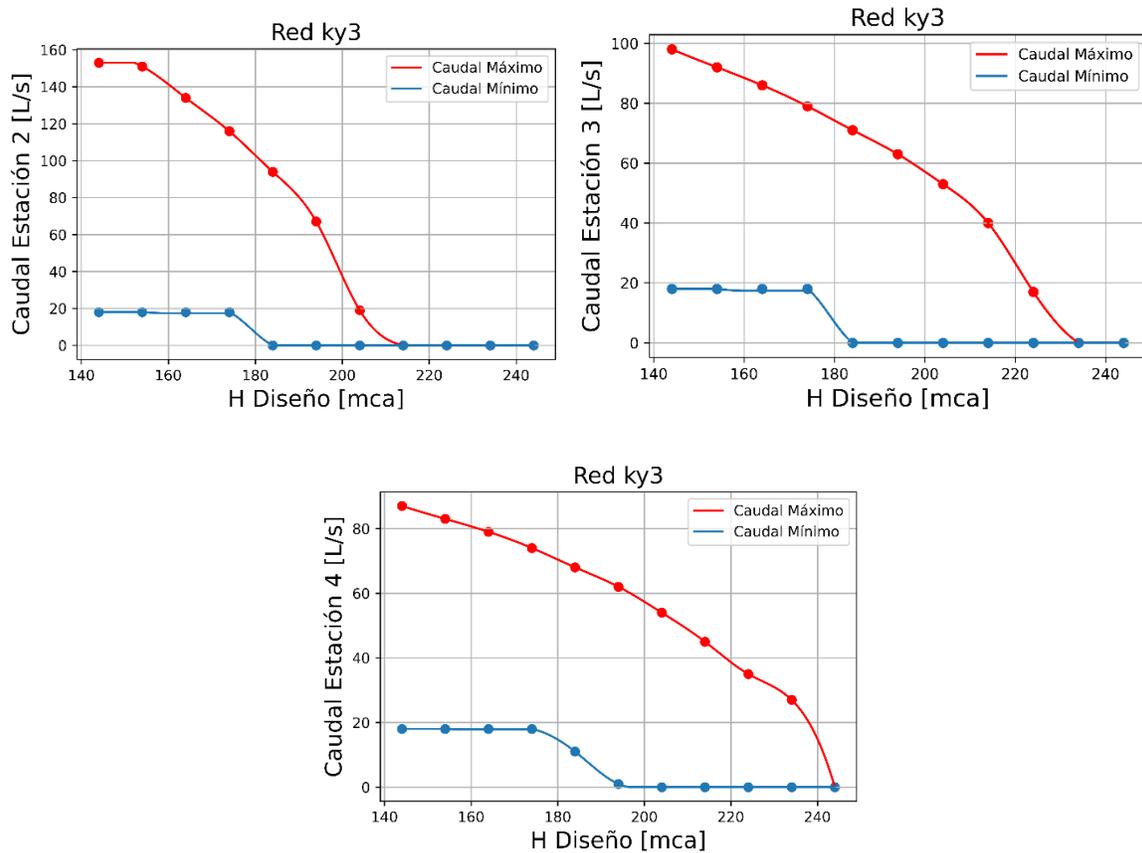


Gráfico V.3: Caudales máximos y mínimos para la EB 2, EB3 y EB4 de KY3, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$.
Fuente: Elaboración propia.

Del Gráfico V.3, podemos observar las distintas formas de operar de las EB para la red KY3, pudiendo destacar que la EB2 tiene una mayor participación, esto debido a que, el máximo caudal permitido ronda los 153 l/s a los 144 mca del $H_{\text{diseño}}$ para el embalse, no obstante, en cambio, para la EB3 y EB4, son 98 y 87 l/s respectivamente a los 144 mca de $H_{\text{diseño}}$. Sin embargo, podemos concluir que a medida que aumentamos la $H_{\text{diseño}}$, podemos notar que el caudal máximo de la EB2 decrece de manera más rápida, por lo que tiene una relación más directa con el embalse que con el resto de las estaciones.

Para la EB2, cuando el embalse presenta una $H_{\text{diseño}}$ 184,1 mca, existen soluciones factibles, principalmente cuando esta estación no esté trabajando, a contrario, cuando el embalse tiene una $H_{\text{diseño}}$ de 214,1 mca esta estación por consiguiente no puede estar operativa, al no tener soluciones factibles a esa altura.

En el caso de la EB3, de la misma forma que la EB2, existen soluciones factibles, cuando la estación no esté trabajando, es decir cuando el embalse tenga 184,1 mca y posea 234 mca de $H_{\text{diseño}}$, no puede estar operativa producto de la ausencia de soluciones factibles a dicha altura.

Finalmente, para la EB4, no podría operar bajo ningún respecto desde los 244 mca de $H_{\text{diseño}}$.

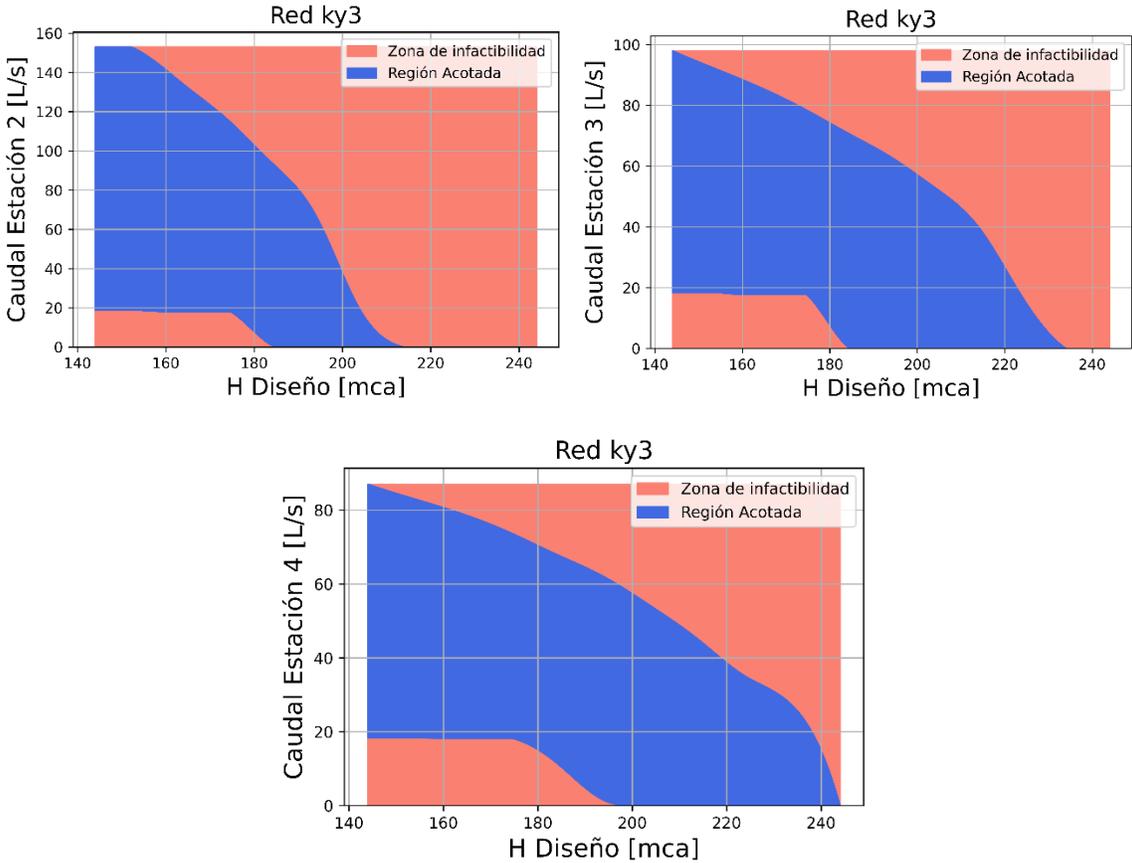


Gráfico V.4: Región acotada del espacio de soluciones de EB 2, EB3 y EB4 de KY3, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$.
Fuente: Elaboración propia.

Del Gráfico V.4, se observa que, para la EB2, EB3 y EB4 el espacio reducido corresponde a un 61,1%; 50,2% y 42,6% respectivamente. Podemos notar que, si bien la red posee un menor tamaño, la reducción de espacio de soluciones factibles son bastantes elevadas, aunque sin embargo, se puede determinar que la EB2, tiene una relación directa con la $H_{\text{diseño}}$, en relación con las demás EB, lo que se observa producto de la fuerte disminución del caudal máximo que puede otorgar, cuando aumenta la $H_{\text{diseño}}$, comparado con el resto de las EB, ya que si bien, las restantes entregan una menor cantidad de caudal máximo, sobre los 200 mca de la $H_{\text{diseño}}$, estos tiene un rango de operabilidad mucho más grande que la EB2.

Finalmente, se ejecuta una media ponderada de la reducción de la red, dejando un total de 46,85% de la región acotada del espacio de soluciones factibles para la red KY3, dejando un 53,15% de zona con solución infactible.

5.2.3. Preprocesamiento red KY4

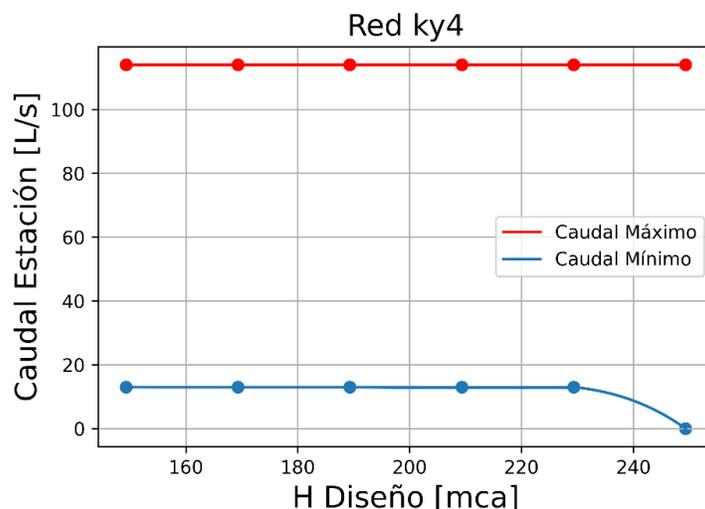


Gráfico V.5 Caudales máximos y mínimos para la EB 2, EB3 y EB4 de KY4, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$.

Fuente: Elaboración propia.

Del Gráfico V.5 anterior, se puede observar que todas las estaciones tienen la misma envolvente. El motivo puede radicar en dos casos: por una parte, ninguna estación de bombeo tiene una posición más privilegiada por sobre las otras (una H_0) o también, que la demanda de la red es muy baja, por lo que con una estación se puede abastecer toda la red, con el catálogo de bombas seleccionado.

Por otra parte, las estaciones tienen un mínimo de caudal para evitar problemas de funcionamiento en la red, el que ronda en los 13 l/s, el cual empieza a descender cuando el embalse tiene una $H_{\text{diseño}}$ mayor a los 230 mca. El máximo caudal que puede otorgar cada EB de modo independiente es de 114 l/s.

Finalmente, la región acotada del espacio de soluciones para la red KY4 es de solo un 89,4% en total, pudiendo eliminar tan solo un 10,6% del proceso de optimización posterior (Gráfico V.6).

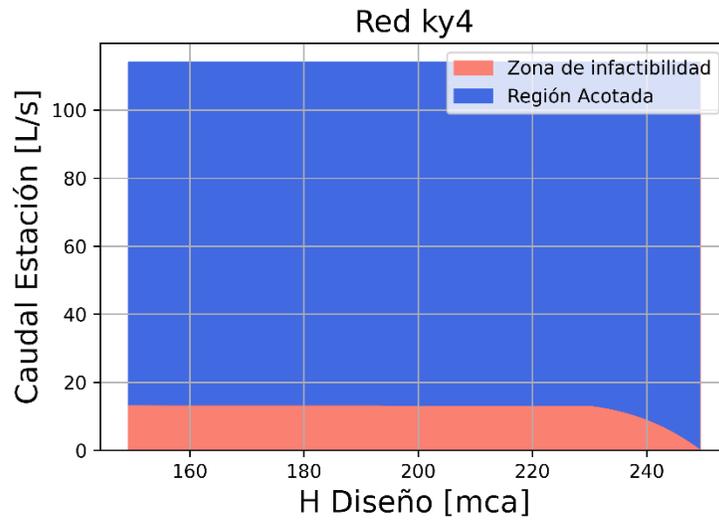


Gráfico V.6: Región acotada del espacio de soluciones de EB de KY4, con respecto a la $H_{\text{diseño}}$.
Fuente: Elaboración propia.

5.2.4. Preprocesamiento red KY6

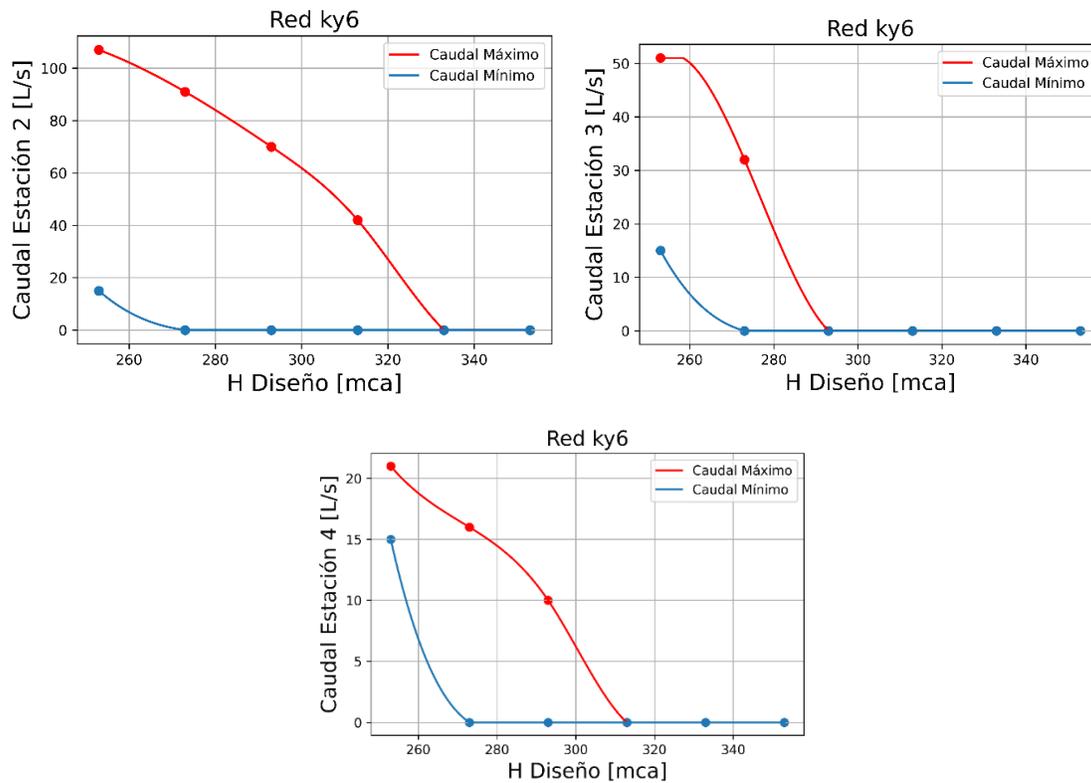


Gráfico V.7: Caudales máximos y mínimos para la EB 2, EB3 y EB4 de KY6, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$.
Fuente: Elaboración propia.

Los resultados del análisis en la red KY6, se pueden observar en el Gráfico V.7, del cual se desprende que para EB2, el máximo caudal que puede entregar son 107 l/s cuando el embalse posee un $H_{\text{diseño}}$ de 253 mca. Cuando el embalse en tanto posee una $H_{\text{diseño}}$ de 273 mca existen soluciones factibles cuando la EB2 no entrega caudal. Cuando el embalse posee una $H_{\text{diseño}}$ de 333 mca, no existen soluciones factibles si EB2 entrega caudal a la red.

Con respecto a EB3, el máximo caudal que puede inyectar a la red son 51 l/s, cuando el embalse tiene una $H_{\text{diseño}}$ de 253 mca. Cuando el embalse tiene una $H_{\text{diseño}}$ de 273 mca existen soluciones factibles si EB3 no inyecta caudal a la red. Cuando el embalse tiene una $H_{\text{diseño}}$ de 293 mca o superior, ya no existen soluciones factibles si EB3 inyecta caudal a la red.

Para EB4, el máximo caudal que se puede inyectar son 21 l/s, a los 253 mca de $H_{\text{diseño}}$ del embalse. Existen soluciones factibles cuando la estación deja de operar y el embalse tiene una $H_{\text{diseño}}$ de 273 mca. Finalmente, cuando el embalse tiene una $H_{\text{diseño}}$ de 313 mca o superior, no existen soluciones factibles si EB4 inyecta caudal a la red.

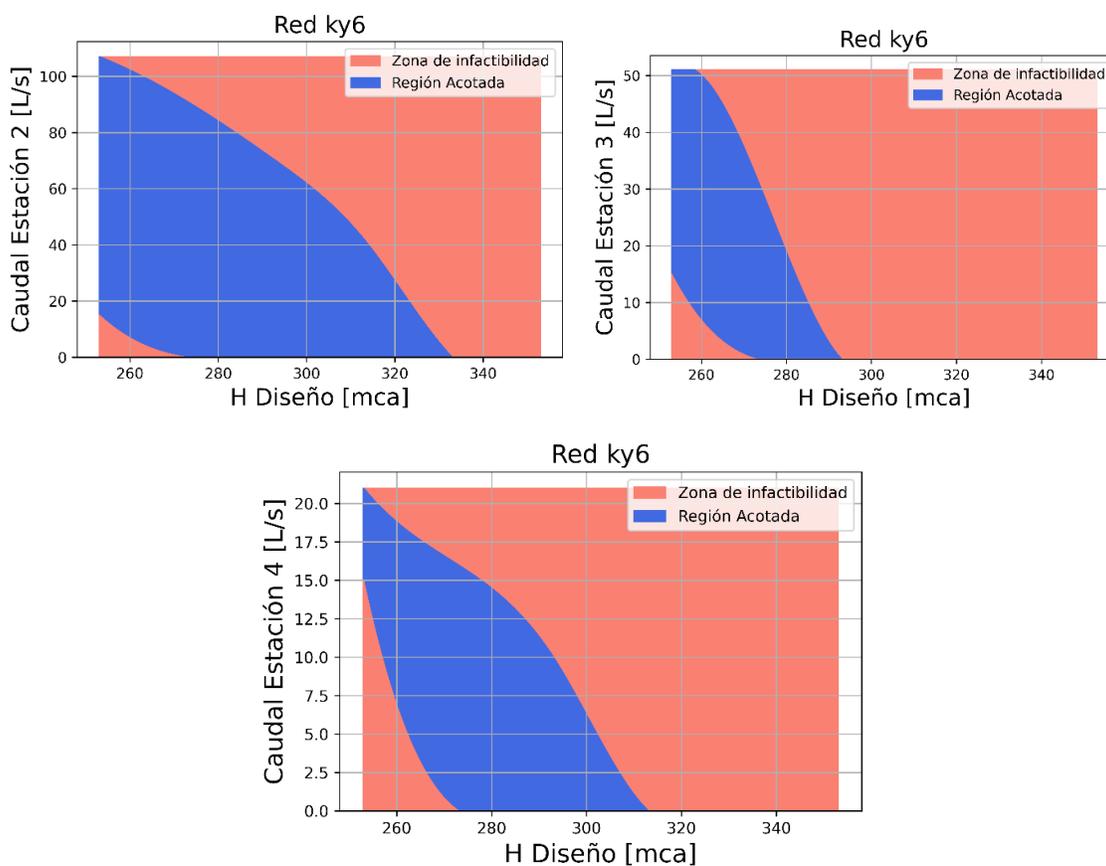


Gráfico V.8: Región acotada del espacio de soluciones de EB2, EB3 y EB4 de KY6, con respecto a la $H_{\text{diseño}}$.

Fuente: Elaboración propia.

Con respecto a la reducción del espacio de búsqueda en la red KY6 (Gráfico V.8), tenemos que, para las EB2, EB3 y EB4, es posible reducir el espacio de búsqueda en un 52,75%, 78,79% y 70,57% respectivamente. Sin embargo, la estación EB2 posee una mayor incidencia que EB3 y EB4, esto debido al rango de caudal que puede otorgar a la red. Es por esta razón que la región acotada total del espacio de soluciones de KY6 es de 37,74%, siendo posible eliminar un 62,26% de zona infactible en un proceso de optimización posterior.

5.2.5.Preprocesamiento red KY8

Los resultados de acuerdo al análisis del preprocesamiento en la red KY8, fueron:

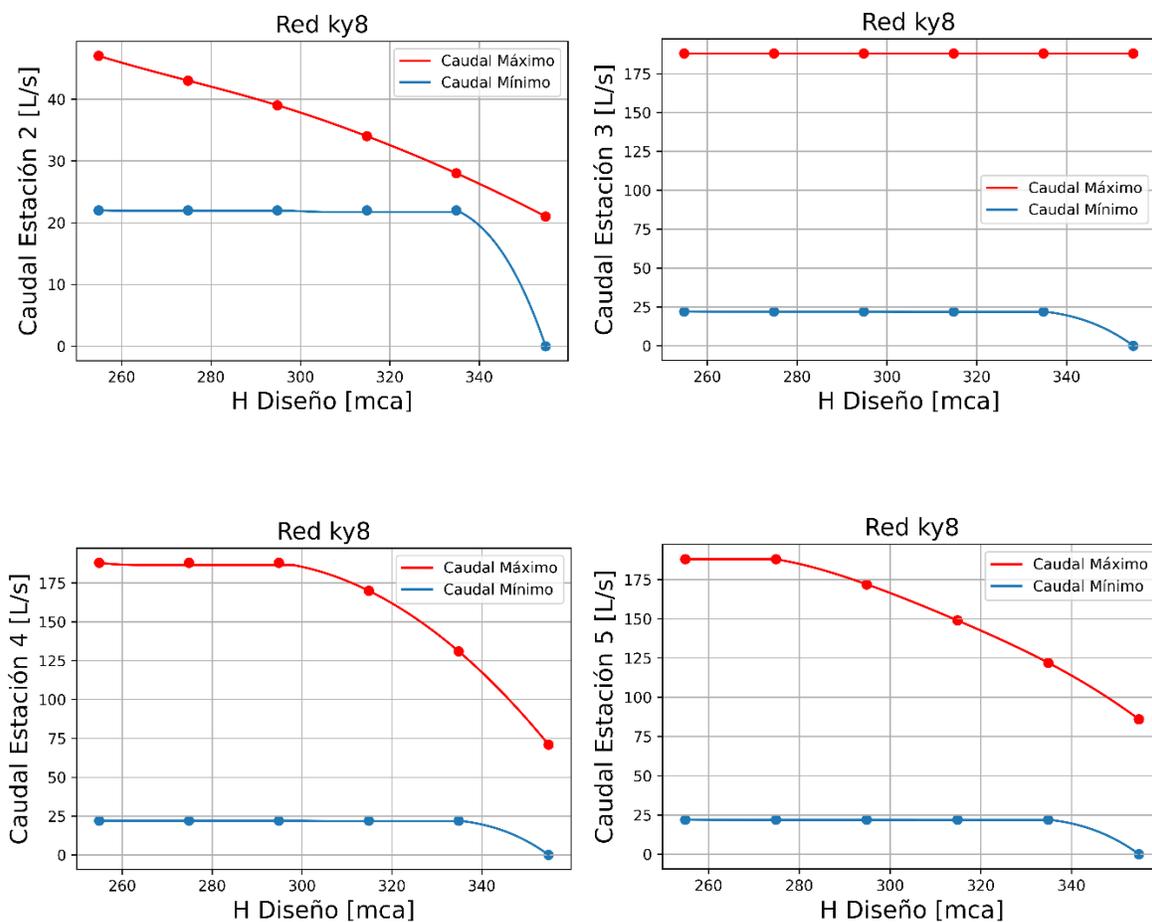


Gráfico V.9: Caudales máximos y mínimos para la EB 2, EB3, EB4 y EB5 de KY8, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$.

Fuente: Elaboración propia.

Del Gráfico V.9, podemos extraer las distintas formas de operar de las EB para la red de KY8, de la cual se desprende que la EB3, EB4 y EB5 tienen participación similar en el reparto de caudal hasta los 270 mca en la $H_{\text{diseño}}$, lo cual se atribuye a los caudales máximos que pueden otorgar cuando tenemos $H_{\text{diseño}}$ con muy poco aumento respecto al inicial. Si bien, la EB3 es la más independiente, ya que a medida que aumenta la $H_{\text{diseño}}$, esta no varía mucho en el caudal máximo que puede otorgar la estación.

Para la EB2, el máximo caudal que puede inyectar a la red corresponde a 47 l/s, lo que ocurre cuando el embalse tiene una $H_{\text{diseño}}$ de 255 mca. El caudal mínimo que puede otorgar EB2 es de 22 l/s los que se obtienen cuando el embalse tiene 255 mca, pudiendo llegar hasta 235 mca de $H_{\text{diseño}}$, desde ahí empieza a descender hasta que la estación deje de operar.

En la misma línea, podemos notar que la EB3, tiene un comportamiento similar a la EB2 respecto al mínimo caudal que puede otorgar, el cual corresponde a 22 l/s desde los 255 mca hasta los 235 mca de $H_{\text{diseño}}$ aproximadamente, donde el mínimo comienza a reducir hasta que no opere la estación. El máximo caudal que puede otorgar es de 188 l/s.

Con respecto a la EB4, el mínimo caudal que puede inyectar corresponde a los 22 l/s. Ahora bien, el máximo caudal que puede otorgar también es de 188 l/s.

Con respecto a la región acotada del espacio de búsqueda se obtiene lo siguiente (Gráfico V.10):

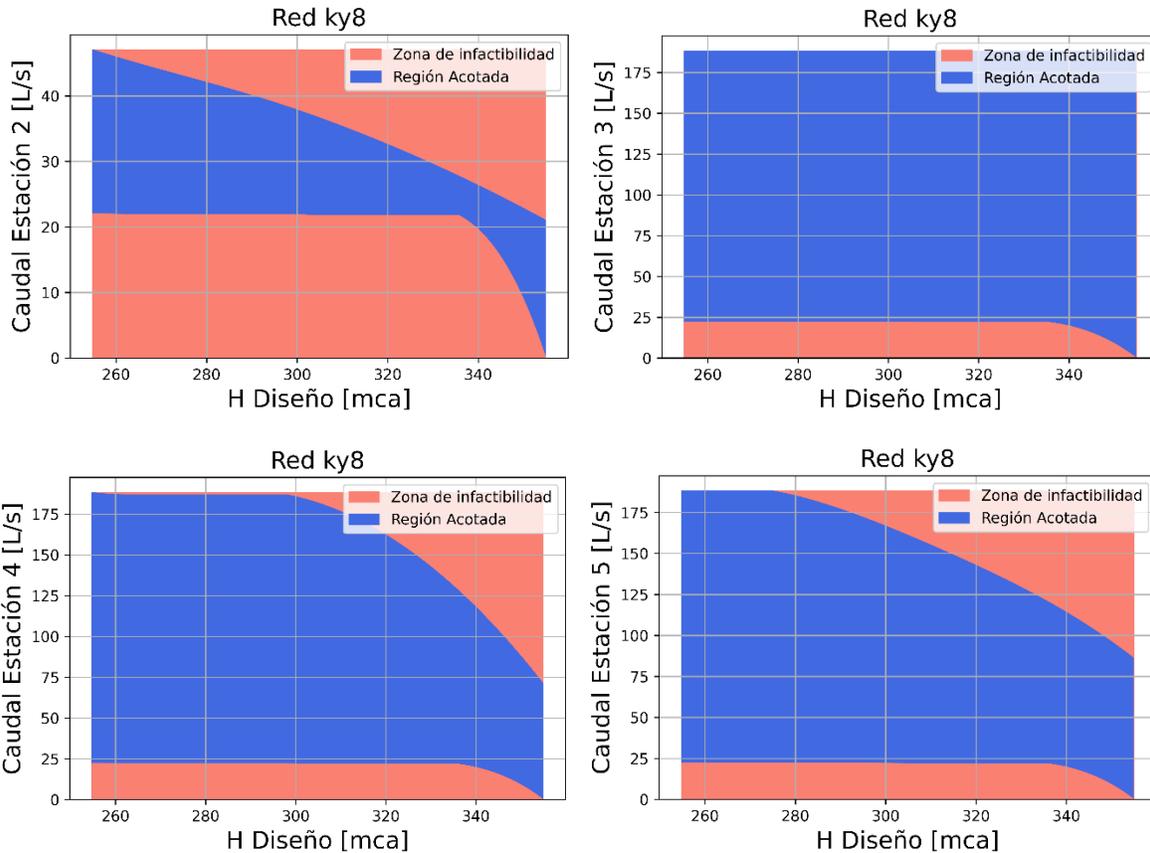


Gráfico V.10: Región acotada del espacio de soluciones de EB 2, EB3, EB4 y EB5 de KY8, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$.
Fuente: Elaboración propia.

De los diversos escenarios independientes, tenemos que el mayor espacio reducido, corresponde a la EB2, debido a su relación directa con el embalse, atribuido a un 67,3% de reducción respecto del total, aunque es el de menor incidencia por el rango de caudal que inyecta a la red. El resto de las estaciones muestran una relación mucho más independiente, lo cual se observa en que sus espacios reducidos presentan valores muy bajos en comparación a la EB2, los cuales corresponden a 10,88%; 24,74% y 28,83% para las estaciones EB3, EB4 y EB5 respectivamente.

Finalmente, como casos anteriores, debido a los distintos porcentajes de reducción e incidencia en el rango operacional de las estaciones, al realizar la media ponderada, se obtuvo que la región acotada total del espacio de soluciones corresponde a un 75% del total, dejando una zona sin soluciones factibles del 25% para la red KY8.

5.2.6.Preprocesamiento red KY13

Con respecto a esta red se obtuvo (Gráfico V.11):

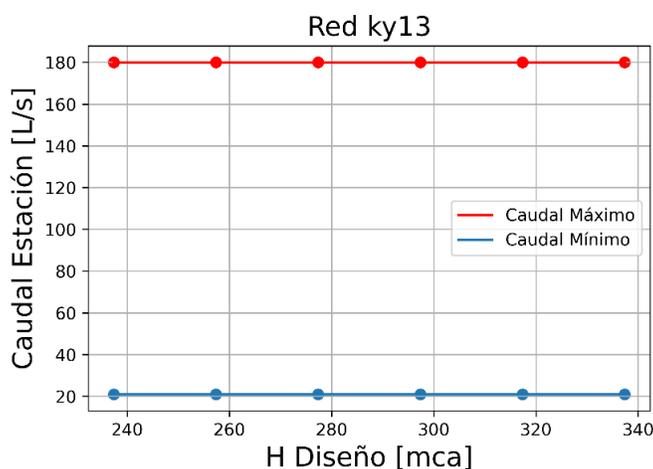


Gráfico V.11: Caudales máximos y mínimos para la EB 2, EB3, EB4, EB5 y EB6 de KY13, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$.

Fuente: Elaboración propia.

De la misma forma que la red KY4, todas las EB de KY13 tienen la misma envolvente. Esto puede atribuirse exactamente a los mismos motivos planteados con anterioridad: por una parte, ninguna estación de bombeo tiene una posición privilegiada por sobre la otras (una H_o superior) o que la demanda de la red es muy baja, por lo que con una estación se puede abastecer toda la red con el catálogo de bombas seleccionado.

Por otra parte, las estaciones tienen un mínimo de caudal para evitar problemas de funcionamiento en la red, que ronda en los 21 l/s, el cual se mantiene estable a lo largo de todas las alturas posibles para el caso. El máximo caudal que puede otorgar cada EB independiente es de 180 l/s.

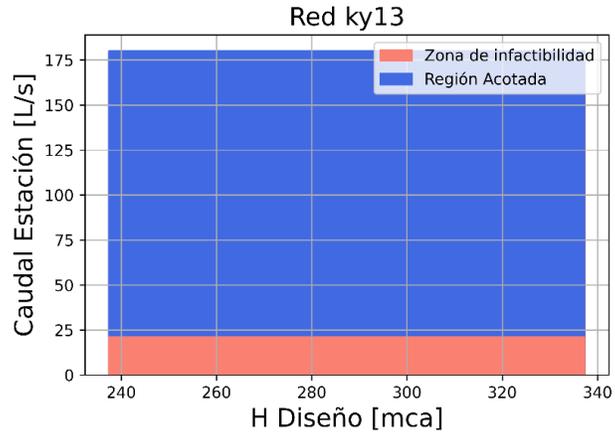


Gráfico V.12: Región acotada del espacio de soluciones de EB 2, EB3, EB4, EB5 y EB6 de KY13, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$.

Fuente: Elaboración propia.

Con respecto a la región acostada del espacio de soluciones reducido, solo llego a un 88,25% del total, dejando fuera un 11,75% de zona sin soluciones factibles (ver Gráfico V.12)

5.2.7.Preprocesamiento red Curicó

Según lo descrito anteriormente, Curicó contará con 3 estaciones, de las cuales los resultados del preprocesamiento fueron (Ver Gráfico V.13):

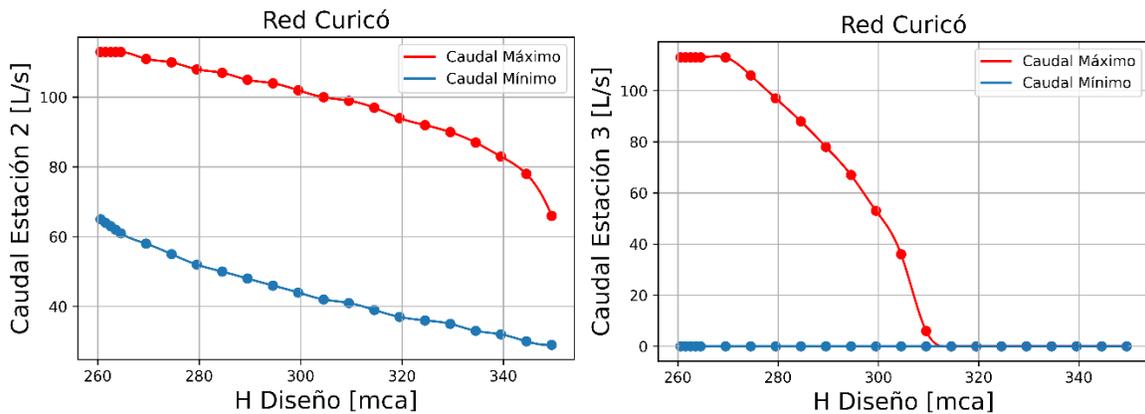


Gráfico V.13: Caudales máximos y mínimos para la EB 2 y EB3 de Curicó, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$.

Fuente: Elaboración propia.

Del Gráfico V.13 en análisis, se puede apreciar que a medida que aumenta la $H_{\text{diseño}}$, los caudales, sean máximos y mínimos, disminuyen; lo que implica directamente un menor trabajo de la EB2 y EB3 con el aumento de $H_{\text{diseño}}$.

La curva de caudal mínimo refleja el caudal que la estación debe suministrar para cumplir las presiones mínimas en la red (15 mca para el caso). En cambio, la curva de caudal máximo refleja el caudal límite que puede entregar la estación, ocupando del catálogo disponible la bomba que entrega mayor presión (100 mca para el caso).

Dentro de ciertos rangos, como cuando el embalse posee una $H_{\text{diseño}}$ de 260 mca tanto para EB2 y EB3, no existen soluciones factibles, ya que deberían aportar un caudal mínimo superior de 113 l/s, pero para tales casos, se requeriría una presión por sobre los 100 mca, que es una presión no disponible para suministrar para el caso.

Así, en este caso particular, las soluciones factibles para EB2, ocurren desde que el embalse posee una $H_{\text{diseño}}$ 260 mca. Esto corresponde con un caudal máximo de 113 l/s, y el mínimo caudal que puede suministrar es de 30 l/s, cuando el embalse tiene $H_{\text{diseño}}$ de 344,5 mca.

Para la estación EB3, las soluciones factibles partirán a los 260 mca de $H_{\text{diseño}}$, en la cual tendrá un caudal máximo de 113 l/s y para el mínimo serán 0 l/s desde los 260 mca de $H_{\text{diseño}}$ del embalse.

El Gráfico V.14 en tanto, muestra las regiones de soluciones factibles e infactibles para las EB2 y EB3 en el caso de estudio de Curicó.

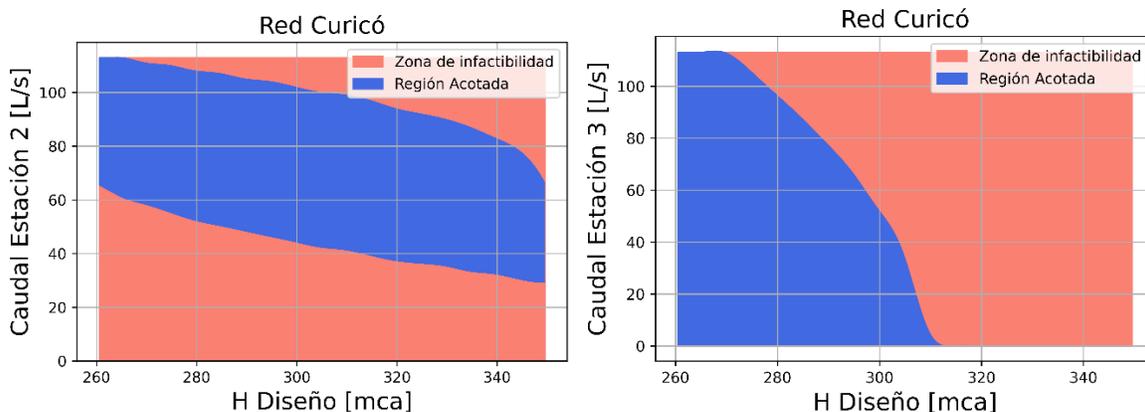


Gráfico V.14: Región acotada del espacio de soluciones de EB 2 y EB3 de Curicó, con sus respectivas $H_{\text{diseño}}$.
Fuente: Elaboración propia.

Del Gráfico V.14, anteriormente observado, se desprende que para EB2, la zona de infactibilidad corresponde a un 51,5% del área total aproximadamente, mientras que, para la EB3, la infactibilidad

corresponde a un 60,7%. La zona de infactibilidad está representada mediante el color cálido (Rosado), mientras que la región acotada del espacio de soluciones se puede observar a través del color frío (Azul).

Se denominará región acotada de espacio de soluciones, producto de que aún existen soluciones infactibles. Lo anterior se explica, ya que las EB trabajan en conjunto, y caben posibilidades de que a una $H_{\text{diseño}}$ existan soluciones infactibles para una EB mientras que para otra no. Un ejemplo claro es que, si se posee una $H_{\text{diseño}}$ de 320 mca, se observa que existen soluciones para EB2 mientras que para EB3 no.

El gráfico muestra como la EB2, tiene un espacio reducido de soluciones factibles, debido a la cantidad de caudal mínimo que tiene que suministrar a la red para que esta funcione con los requerimientos mínimos establecidos. En el caso de la EB3, los resultados también permiten observar una considerable reducción del espacio de soluciones. Esto deja en evidencia que la red, al ser muy grande y por la cantidad de estaciones de bombeo que tiene, tiene un rango de operabilidad bien acotado.

Finalmente, se realizó una media ponderada de la reducción de la red, dejando un total de 43,9% de región acotada para la red de Curicó, quitando un 56,1% de zona infactible.

5.2.8. Resumen del preprocesamiento de las redes.

Finalmente, el resultado del preprocesamiento de todas las redes se muestra en la (Tabla V.2):

Tabla V.2: Resumen del preprocesamiento de las redes.
Fuente: Elaboración propia.

Nombre Red	N° Estaciones de bombeo	N° Nodos	Espacio de soluciones reducido
TF	3	18	43,8%
KY3	4	266	53,1%
KY6	4	538	62,3%
KY4	5	957	10,6%
KY8	5	1319	25,0%
KY13	6	771	11,7%
Curicó	3	7630	56,1%

Del resumen de preprocesamiento de las redes, tenemos que éstas, se agruparon por la cantidad de estaciones de bombeo en orden ascendente, salvo la estación Curicó, que es la que cuenta con la mayor cantidad de nodos y por ende se analiza de manera apartada, esto fundamentalmente con el fin de poder comparar las redes con los otros tópicos claves, expuestos en la sección 5.1 con respecto a la clasificación de las redes.

Para las redes KY3 y KY6 que poseen 4 EB, la red KY6 tiene una mayor cantidad de nodos y logró una mayor reducción del espacio de búsqueda que KY3 con una diferencia de 9,2% del espacio acotado. La diferencia puede ser considerada mínima, ya que dicha disparidad de los nodos es de 272, casi el doble; sin embargo, es necesario dar cuenta que, a mayor complejidad de la red, se genera una mayor reducción del espacio de soluciones factibles.

Dicho lo anterior entonces, los resultados evidencian, que, en la totalidad de los casos, a igualdad de bombas, la reducción del espacio de soluciones es mayor, cuando al mismo tiempo es mayor el número de nodos, por consiguiente, esto demuestra que la metodología es mucho más efectiva cuanto más grande es la red, lo que en definitiva puede ayudar al análisis de los casos reales que, de acuerdo al estudio, es lo que realmente se persigue.

Para las redes KY8 y KY4 que poseen 5 EB, ocurre una situación similar a la antes descrita, aunque los márgenes son un poco más grandes, ya que se observa que la red KY8 presentó una reducción de 14,4% por sobre la red KY4, teniendo 362 nodos más.

Cabe destacar que la estación KY13, que es la red con más EB, es la que presenta menos reducción del espacio de soluciones. El motivo de esto se debe a que, para el análisis, no se utilizó como referencia la EB con mayor H_o , lo cual deja una mayor variabilidad de los datos obtenidos. El motivo fundamental para considerar la EB con mayor H_o es que esas EB, son las que tienen mayor predominio en la red, por ende, presentan un rango más acotado operacionalmente hablando, de modo que, cuando ocurre lo anteriormente señalado, se establece significativamente el rango de H diseño, en el cual la red presentará soluciones factibles.

Finalmente, la metodología se aplicó sobre la red de abastecimiento de Curicó. Al ser un caso real de estudio, esta es la red con mayor cantidad de nodos. Los resultados, por consiguiente, dan cuenta que un 54,1% de soluciones infactibles pueden eliminarse del espacio de búsqueda.

En términos generales, es importante destacar que no es posible establecer una relación matemática directa entre la cantidad de nodos y una mayor reducción del espacio de soluciones. Esto porque las redes dependen a su vez de otros aspectos como el caudal circulante, la longitud y diámetro de las

tuberías, o la distribución altimétrica (cotas). Todas estas variables tienen relación directa con la cantidad de pérdidas que tiene la red.

En todo caso, los resultados demuestran la existencia de una proporción en cuanto a la tendencia a reducir un mayor espacio de soluciones infactibles, cuanto mayor es el número de nodos.

Por otra parte, se observa también, una tendencia que, a mayor cantidad de EB en la red, menor será la cantidad de espacio reducido. Esto se atribuye principalmente a que los rangos de caudales de trabajo que posee la red, son mayores, porque en caso de que una EB no trabaje, tiene más opciones de suplir su aporte con otras EB.

5.3. Análisis con respecto al modelo de optimización

Una vez finalizado el preprocesamiento, se realizó el análisis del modelo de optimización, donde fue utilizado el algoritmo pseudo genético (PGA) propuesto en la sección 2.5.1, con y sin la reducción de espacio de soluciones.

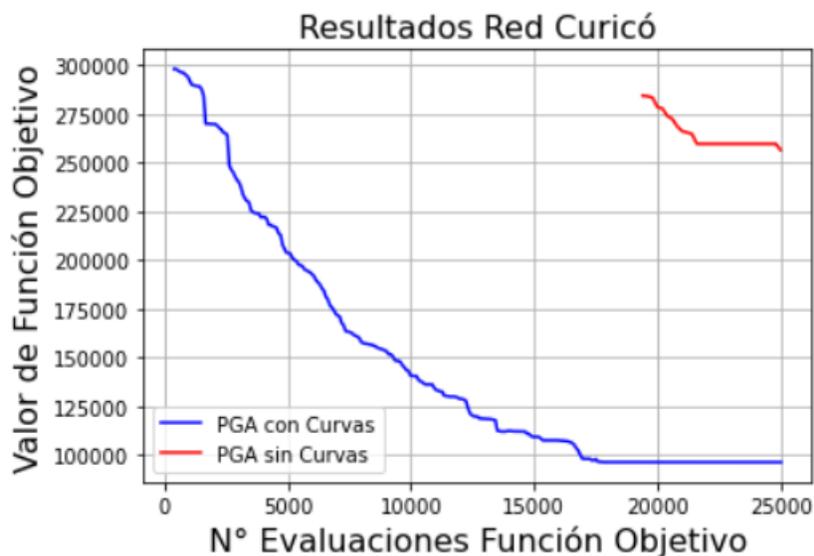


Gráfico V.15: Comparación del rendimiento de PGA.
Fuente: Elaboración propia.

El Gráfico V.15, que a continuación se presenta, muestra la evolución de los valores de la función objetivo durante 25.000 evaluaciones para el problema de la red de Curicó.

Los resultados aquí evidenciados, muestran una mejora significativa en el rendimiento del algoritmo de optimización. El algoritmo guiado por las curvas encuentra soluciones factibles muy rápidamente,

convergiendo a su solución final en aproximadamente 16.000 evaluaciones de la función objetivo. Por el contrario, el algoritmo no guiado necesita casi 18.000 evaluaciones para encontrar una primera solución. Por consiguiente, el proceso de convergencia es más lento, ya que evalúa muchas soluciones inviables, hasta que encuentra una mejor solución. Adicionalmente, el coste final de la función objetivo es mucho menor, por lo que es posible concluir que la solución es de mucha mejor calidad.

Es importante destacar, que en el trabajo presentado en 2.5.1, se recurre a una herramienta llamada curva de consigna, para determinar el punto de energía mínimo que deben proporcionar las bombas. Este es un procedimiento iterativo, donde cada iteración del bucle realiza una simulación computacional. En este trabajo no se utiliza la curva de punto de consigna, sino una curva de mínimos calculados, que permite aproximar en una sola iteración el valor de la altura de la EB principal. Este procedimiento es particularmente ventajoso en grandes redes, que es el objetivo del trabajo.

Finalmente, es dable mencionar que, en este estudio de caso, los resultados son significativamente mejores. Sin embargo, el nuevo método presentado, supone un esfuerzo computacional antes de la implementación del algoritmo evolutivo. Por lo tanto, es necesario sumar todas las evaluaciones que se realizaron para obtener las curvas. En concreto, en el caso en estudio, estas evaluaciones son aproximadamente el 10% de todas las evaluaciones realizadas. Es un procedimiento iterativo que, permite mapear zonas de inviabilidad que solo se realizan una vez y pueden ser utilizadas por cualquier algoritmo evolutivo para agilizar la búsqueda de soluciones. Es probable que en estudios de caso donde el número de nodos y tuberías no represente un problema, no sea necesaria la implementación de este cálculo previo.

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES

6.1. Conclusiones

El objetivo general de esta memoria es desarrollar una metodología para la adaptación de redes de distribución de agua con inyección directa, que permitiera reducir el espacio de búsqueda de los algoritmos de optimización, automatizando el proceso y preparando las redes de distribución de agua potable para su optimización posterior.

La metodología se presenta en el capítulo 3. Esta se basó en cumplir requisitos básicos para el funcionamiento de las redes, por ejemplo: que la red debe contemplar una presión mínima de funcionamiento en toda la red, que la máxima presión que podamos administrar en una estación es una variable discreta de las bombas que podamos adquirir de un catálogo y que finalmente, la producción de agua potable se ajuste a la demanda solicitada por la red. Esta metodología, si bien busca reducir la mayor cantidad de soluciones infactibles, no logra reducir por completo las soluciones no factibles, dada su discretización no continua.

Al aplicar la metodología, se realizaron análisis independientes por cada estación de bombeo en cada red examinada, aumentando gradualmente el caudal inyectado en dicha estación, repartiendo la diferencia de la demanda de la red con el caudal inyectado en la estación a analizar, donde con la diferencia repartida, se simulan diversas combinaciones entre todas las estaciones restantes, en las cuales, la suma contemple el 100% del caudal a repartir. Se trabajó bajo el concepto de que si se encuentra al menos una opción que cumpla con los requisitos establecidos, se aprueba la factibilidad y se asocia el caudal a la estación.

En cuanto a los objetivos específicos para poder validar esta metodología desarrollada, en primera instancia se propuso documentar y programar la metodología. El objetivo se considera cumplido, ya que se presenta un desarrollo paso a paso, con todas las variables definidas y las que quedan a criterio de cada caso, como los valores de las restricciones utilizadas. Estas irán variando caso a caso.

Por otra parte, inicialmente se proponía seleccionar y calibrar al menos dos casos de estudio de sistemas de bombeo. Finalmente, se analizaron un total de 7 redes, combinando redes de benchmarking de la literatura y redes reales. Todas ellas, fueron adaptadas para transformarse en redes de inyección directa cuando fue necesario.

En relación con los casos analizados, se pudo observar situaciones en que las estaciones de bombeo, presentaron diversas reducciones de espacio de búsqueda, mientras que, por otra parte, se expusieron dos casos en que la reducción de las soluciones fue la misma para todas las estaciones. Además de lo anterior, dichas estaciones, presentaron diversos rangos operacionales, para aquellos casos en que la reducción fue distinta, razón por la cual, se propuso realizar una medida ponderada, con la finalidad de parametrizar la reducción total de las redes, lo cual resultó ser una herramienta muy útil, a efectos de parametrizar las redes y de esta forma, posteriormente, compararlas.

Los resultados demuestran que la aplicación de esta nueva metodología puede reducir considerablemente el número de evaluaciones de la función objetivo, necesarias para encontrar soluciones factibles en una red de tamaño real. Sin embargo, como se discute en el documento, el trabajo presentado tiene algunas limitaciones. En el caso de redes pequeñas, el esfuerzo computacional para encontrar las zonas de inviabilidad puede generar un exceso de evaluaciones de la función objetivo para lograr el mismo resultado.

En esta misma línea, destacar que el cumplimiento de los objetivos específicos nos lleva a cumplir satisfactoriamente el objetivo principal de esta memoria, validando la metodología desarrollada. Además, se valida conjuntamente, la hipótesis planteada, ya que es posible generar rangos operacionales de las estaciones de bombeo que permiten reducir enormemente las soluciones infactibles con las que luego trabajará el algoritmo de optimización.

Finalmente, como valor agregado, esta metodología servirá enormemente a los investigadores, ya que preparará las redes para el análisis de optimización, ayudándolos a converger a soluciones deseadas con un menor costo computacional, llevando sus problemas de optimización a probarse con redes de tamaño real.

6.2. Trabajo Futuro

En la actualidad las estrategias de optimización son fuertemente estudiadas, incluso, pese a que muchas de ellas están basadas en redes de pequeña escala. Para continuar con esta metodología, es necesario analizar mayores redes de grandes envergaduras, que cuenten con diversos problemas de optimización o, al menos, con los más comunes, haciendo alusión a los más conocidos de los algoritmos evolutivos, a saber, por ejemplo; NSGA-II, SPEA2, MOMGA-II, PSMO, entre otros.

A continuación, se presentan algunas líneas de trabajo futuro:

6.2.1. Algoritmo

- Es necesario establecer que la búsqueda de los máximos y mínimos caudales permitidos atiendan una búsqueda de solución como los principios de Newton Raphson para converger de manera más rápida.
- Proponer criterios de selección y preparación, con el fin de poder automatizar la calibración expuesta en la sección 4.1.

6.3. Proyectos Futuros

- Realizar el análisis con una mayor cantidad de redes de tamaño real, para poder establecer patrones de comportamiento de reducción de espacios de búsqueda.
- Realizar análisis de sensibilidad para las redes, aumentando y disminuyendo la cantidad de EB, con tal de observar el comportamiento de la reducción de los espacios de búsqueda.
- Analizar con diversos problemas de optimización la metodología propuesta.
- Realizar el análisis de las redes agregando coeficientes emisores, con el fin de poder determinar cómo se comportará la reducción del espacio de búsqueda cuando las redes poseen pérdidas dependientes de la presión.

BIBLIOGRAFÍA

- Amparo López Jiménez, P., Iglesias, P. L., Javier Martínez, R. F., Joaquín, S., & Sebastián, I. (2003). Capítulo 3: Fundamentos de hidráulica aplicada a los abastecimientos de agua. In *Ingeniería hidráulica en los abastecimientos de agua* . (p. 821).
- Arango Gil, F. A., Iglesias-Rey, P. L., Martínez-Solano, F. J., Lozano Cortes, J. V., & Mora-Meliá, D. (2018). Metodología Para Proyectos De Estaciones De Bombeo Directo a La Red Considerando La Estrategia De Regulación. *22nd International Congress on Project Management and Engineering*, July, 551–563. <http://dspace.aepro.com/xmlui/handle/123456789/1728>
- Arujo, L. (2009). *Algoritmos evolutivos: un enfoque práctico*. Madrid: RA - MA.
- Back, T., Fogel, D., & Michakewicz, Z. (1997). *Handbook of Evolutionary Computation*. Oxford: University Press.
- Bernal Peña, Y. C. (2017). *Algoritmo memético autoadaptativo para solución de problemas combinatorios*. Bogotá.
- Brady, R. (1985). *Optimization strategies gleaned from biological evolution*.
- Castilla Ruiz, A., & Galvis Castaño, G. (1993). *Bombas y estaciones de bombeo*. Cali, Colombia.: Ultragraf Editores.
- Chile/SISS. (2001). *Informe de gestión del sector sanitario 2000*. Santiago.
- Chile/SISS. (2002). *Informe de gestión del sector sanitario 2001*. Santiago.
- Chile/SISS. (2004). *Informe de gestión del sector sanitario 2003*. Santiago.
- Chile/SISS. (2005). *Informe de gestión del sector sanitario 2004*. Santiago.
- Chile/SISS. (2006). *Historia del sector*. Santiago.
- Comisión Nacional del Agua. (2018). *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Diseño de redes de distribución de agua potable*. www.conagua.gob.mx
- Cotta, C. (2007). *Una visión general de los algoritmos meméticos*. Málaga.
- Dawkins, R. (1976). *The selfish gene* . Oxford: Clarendon Press.

- Díaz, A., Glover, F., Ghaziri, H., Gonzalez, J., Laguna, M., Moscato, P., & Tseng, F. (1996). *Optimización Heurística y Redes Neuronales*. Madrid: Paraninfo.
- Eiben, A., Hinterding, R., & Michalewicz, Z. (1999). Parameter control in evolutionary algorithms. *IEEE Trans Evol Comput* 3 , 124-141.
- Fogel, L., & Angeline, P. (1995). A preliminary investigation on extending evolutionary programming to include self-adaptation on finite state machines. *Informatica 18*, 387-398.
- Fundamentos de hidráulica aplicada a los abastecimientos de agua. (2003). En A. López, P. Iglesias, F. Martínez, & J. Izquierdo, *Ingeniería hidráulica en los abastecimientos de agua* (págs. 81-109). Valencia, España.
- Gutiérrez Bahamondes, J. H., Mora-meliá, D., Iglesias-rey, P. L., Martínez-Solano, F. J., & Salgueiro, Y. (2021). *Pumping Station Design in Water Distribution Networks Considering the Optimal Flow Distribution between Sources and Capital and Operating Costs*.
- Instalaciones de bombeo. (2003). En F. Martínez, G. López, A. López, & R. Pérez, *Ingeniería hidráulica en los abastecimientos de agua* (págs. 138-175). Valencia, España.
- Jolly, M. D., Lothes, A. D., Sebastian Bryson, L., & Ormsbee, L. (2014). Research Database of Water Distribution System Models. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 140(4), 410–416. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)wr.1943-5452.0000352](https://doi.org/10.1061/(asce)wr.1943-5452.0000352)
- Jouravlev, A., & Valenzuela, S. (2007). *Servicios urbanos de agua potable y alcantarillado en Chile: factores determinantes del desempeño*. Santiago: Cepal.
- Krasnogor, N. (2002). *Studies on the Theory and Design Space of Memetic Algorithms*. Florida, EEUU.
- Las bombas en los abastecimientos de agua. (2003). En A. López, R. Pérez, F. Martínez, & G. López, *Ingeniería hidráulica en los abastecimientos de agua* (págs. 110-137). Valencia, España.
- León Celi, C. F. (2018). *Optimisation of both energy use and pumping costs in water distribution networks with several water sources using the setpoint curve*. April. <https://riunet.upv.es/handle/10251/107956>
- López Jiménez, A., Pérez García, R., Martínez Solano, J., & López Patiño, G. (2003). Capítulo 4: Las bombas en los abastecimientos de agua. In *Ingeniería hidráulica en los abastecimientos de agua* (p. 821).

- Maier, H. R., Simpson, A. R., Foong, W. K., Phang, K. Y., Seah, H. Y., & Tan, C. L. (2003). Ant colony optimization for the design of water distribution systems. *Bridging the Gap: Meeting the World's Water and Environmental Resources Challenges - Proceedings of the World Water and Environmental Resources Congress 2001*, 111, 1–10. [https://doi.org/10.1061/40569\(2001\)375](https://doi.org/10.1061/40569(2001)375)
- Mala-jetmarova, H., Sultanova, N., & Savic, D. (2017). Lost in optimisation of water distribution systems ? A literature review of system operation. *Environmental Modelling and Software*, 93, 46. <https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2017.02.009>
- Martínez Solano, F., López Patiño, G., López Jiménez, P. A., & Pérez García, R. (2003). Capítulo 5. Instalaciones de bombeo. In *Ingeniería hidráulica en los abastecimientos de agua* . (p. 821).
- Martínez Valdés, Y., & Huguet Esteve, R. (2010). Estaciones de bombeo: Evolución y futuro. *Revista Ciencias Técnicas Agropecuarias*, 19(3), 4.
- Matteini, M. (2018). *Manual de optimización de sistema de bombeo*.
- Moscato, P. (1989). *On Evolution, Search, Optimization, Genetic Algorithms and Martial Arts: Towards Memetic Algorithms*.
- Negrete Flores, M. Y. (2021). *Modelación computacional en epanet de un sector de la red de abastecimiento de agua potable de Curicó*. (Issue Noviembre).
- Neri, F., Toivanen, J., Cascella, G., & Ong, Y. (2007). An adaptive multimeme algorithms for desingning HIV multidrug therapies. *IEEE/ACM Transactions on Computational Biology and Bioinformatics*, 4, 264-278.
- Ong, Y., & Keane, A. (2004). Meta Lamarckian lerning in memetics algorithms. *IEEE Transactions on Evolutionary Computation*, 8, 99-110.
- Osman, I. (1996). *Meta - Heuristics: Theory and Applications*. Boston: Kluwer Academic.
- Saldivia, J. (2005). *La privatización de servicios de agua potable y saniamiento en Chile. Seminario sobre regulación de servicios de infraestructura: agua y electricidad*. Santiago.
- Smith, J., & Fogarty, T. (1997). Operator and parameter adaptation in genetic algorithms. *Soft Computing*, 81-87.
- Valenzuela, S., & Jouravlev, A. (2007). *Servicios urbanos de agua potable y alcantarillado en Chile : factores determinantes del desempeño*. Naciones Unidas, CEPAL.

Wolpert, D., & Macredy, W. (1997). No free lunch theorems for optimization. *IEEE transactions on evolutionary computation*, 67-82.

ANEXOS

Anexo I. Código de preprocesamiento de datos programado.

```
import itertools
import epamodule as epanet

def hydraulic_simulation(altura: int, time_interval=24, seconds=3600.0):

    junction_ids, reservoir_ids, pump_station_ids = [], [], []

    #network_path = "networks/red_cco"
    #network_path = "networks/curico_3ps_emisores"
    #network_path = "networks/ky3"
    #network_path = "networks/ky6"
    #network_path = "networks/ky8"
    #network_path = "networks/ky4"
    #network_path = "networks/ky13"

    #network_path = "networks/curico_3ps"
    #network_path = "networks/curico_4ps1"
    #network_path = "networks/curico_4ps2"
    #network_path = "networks/curico_4ps3"

    #network_path = "networks/TF_3S_v08"
    #network_path = "networks/TF_3S_v08_emisores"

    #network_path = "networks/ky8_4E"
    #network_path = "networks/ky8_3E"
    #network_path = "networks/ky8_2E"

    epanet.ENopen(network_path + ".inp", network_path + ".rpt")

    count_nodes = epanet.ENgetcount(epanet.EN_NODECOUNT) # contar nodos
    red
    for node_id in range(1, count_nodes+1): # filtrar por tipo
        node_type = epanet.ENgetnodetype(node_id)
        if node_type == epanet.EN_JUNCTION:
            base_demand = epanet.ENgetnodevalue(node_id,
            epanet.EN_BASEDEMAND)
            if base_demand >= 0:
                junction_ids.append(node_id)
            else:
                pump_station_ids.append(node_id)
        elif node_type == epanet.EN_RESERVOIR:
            reservoir_ids.append(node_id)

    #print('aquí el conteo de estaciones de bombeo: ',
    len(pump_station_ids))
    print('estaciones de bombeo: ',pump_station_ids)
    # Variables de prueba
    PS = len(pump_station_ids) # Cantidad de destaciones de bombeo.
    #PC = [0.3, 0.4, 0.5, 1, 1.3] # patrón de consumo.
    Pmin = 15 # Presión mínima de funcionamiento de la red.
```

```

U = 0.01 # Rango para encontrar el valor buscado.
Hmax = 100 # mca. Máxima presión que puede suministrar una bomba,
según catálogo.
Reparto_caudales = [0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1] # Discretización de
reparto de caudales

# obtener mayor y menor del patron de consumo
total_demands = [0] * 24
for junction_id in junction_ids:
    base_demand = epanet.ENgetnodevalue(junction_id,
epanet.EN_BASEDEMAND)
    pattern_index = epanet.ENgetnodevalue(junction_id,
epanet.EN_PATTERN)
    for period in range(1, 25):
        demand_pattern = epanet.ENgetpatternvalue(int(pattern_index),
period)
        total_demand = base_demand * demand_pattern
        total_demands[period-1] = total_demands[period-1] +
total_demand

epanet.ENclose()

min_demand = min(total_demands)
min_period = total_demands.index(min_demand) + 1
max_demand = max(total_demands)
max_period = total_demands.index(max_demand) + 1

Combinaciones_posibles = list(itertools.product(Reparto_caudales,
repeat=PS))
Combinaciones = [i for i in Combinaciones_posibles if sum(i) == 1]
#print('Combinaciones: ',Combinaciones)

Cmin = [0]*(PS) # Sólo para ser reemplazados y recorrer.
Cmax = [0]*(PS)

for count_cmin in range(len(Cmin)):

    c_min = Cmin[count_cmin]
    Palcanzado = False
    No_solucion = False
    lista_aux=pump_station_ids.copy()
    lista_aux.pop(count_cmin)
    #print('lista_aux: ',lista_aux)
    while Palcanzado == False:
        Qreparto = min_demand - c_min
        epanet.ENopen(network_path + ".inp", network_path + ".rpt")
        epanet.ENopenH()

        reservoir_id = reservoir_ids[0] # siempre hay un solo
embalse
        elevation = epanet.ENgetnodevalue(reservoir_id,
epanet.EN_ELEVATION)
        epanet.ENsetnodevalue(reservoir_id, epanet.EN_ELEVATION,
elevation + altura)

        #epanet.ENinitH()

```

```

#print('////////////////////////////////////')
    #print('Análisis estación PS', pump_station_ids[count_cmin])
    #print('Caudal asignado en PS de análisis: ', c_min)
    epanet.ENsetnodevalue(pump_station_ids[count_cmin],
epanet.EN_BASEDEMAND, c_min*-1)

    for combinacion in Combinaciones:

#print('=====')
')

        #print('Combinacion utilizada: ',combinacion)

        for i in range(1, len(combinacion)):
            #print('Análisis estación PS',i+1)
            #epanet.ENsetnodevalue(pump_station_ids[i],
epanet.EN_PATTERN, 0) # [REVISAR] PATRON DE 1 O NULO
            #print('i: ', i)

            epanet.ENinitH()
            #print('Caudal asignado en PS',lista_aux[i-1],': ',
combinacion[i]*Qreparto)
            epanet.ENsetnodevalue(lista_aux[i-1],
epanet.EN_BASEDEMAND, combinacion[i]*Qreparto*-1)

            hour = 0
            min_node_pressures = 100000

            while True:
                epanet.ENrunH()
                t = epanet.get_current_simulation_time()
                if t % time_interval == 0:
                    hour = hour + 1
                    #if hour == min_period:
                    node_pressures =
[epanet.ENgetnodevalue(junction, epanet.EN_PRESSURE) for junction in
junction_ids]

                    if min_node_pressures > min(node_pressures):
                        min_node_pressures = min(node_pressures)
                    #print('Hora de minima presión: ',hour)
                    #print('Presión minima:
',min_node_pressures)

                epanet.ENnextH()
                if 82800 <= t: # 82800 seconds (23 hours)
                    break

                node_pressure =
epanet.ENgetnodevalue(pump_station_ids[count_cmin], epanet.EN_PRESSURE)

                if min_node_pressures - Pmin >= U:
                    #print("se acepta el caudal minimo")
                    Palcanzado = True

```



```

        if c_max > max_demand:
            Palcanzado = True
            No_solucion = True
            break
            print('El caudal maximo supera la maxima demanda')
            print('=====')
            print()
            print()

        c_max = c_max + 1

        epanet.ENcloseH()
        epanet.ENclose()
        Cmax[count_cmax] = c_max-1
        results = []
        #print('*****')
        #print('Caudales maximos por estación: ', Cmax)
        #print('Caudales minimos por estación: ', Cmin)
        #print('*****')

        results.append(Cmin)
        results.append(Cmax)

    return PS, elevation+altura, results, network_path

if __name__ == '__main__':
    import pandas as pd
    Resultados=pd.DataFrame()
    contador=0

    for altura in range(0, 101, 20):
        results = hydraulic_simulation(altura=altura)

        if altura == 0:
            nombres=['Elevacion']
            resultados=[round(results[1],3)]

            for i in range(1,results[0]+1):
                aux1='EB '+str(i)+' min'
                aux2='EB '+str(i)+' max'

                nombres.append(aux1)
                nombres.append(aux2)
                resultados.append(results[2][0][i-1])
                resultados.append(results[2][1][i - 1])
                #Resultados[aux1]=results[2][0][i-1]
                #Resultados[aux2]=results[2][1][i-1]

            #print(nombres)
            #print(resultados)
            #Resultados= pd.DataFrame( resultados, columns = nombres)
            Resultados = pd.DataFrame(columns=nombres)
            Resultados.loc[contador] = resultados
            contador = contador + 1

```

```

else:
    resultados = [round(results[1],3)]

    for i in range(1,results[0]+1):

        resultados.append(results[2][0][i-1])
        resultados.append(results[2][1][i-1])
    #print(nombres)
    #print(resultados)

    Resultados.loc[contador]=resultados
    contador = contador + 1

#print(altura, results)
#print('*****')

print(Resultados)
Resultados.to_csv(results[3]+'%.csv',index=False, sep=';')

```

Anexo II. Código de interpolación e integración de región acotada de espacio de soluciones.

```
import pandas as pd
import numpy as np
from scipy import interpolate
import matplotlib.pyplot as plt
from scipy.integrate import trapz, simps

red='ky8'          #ky3, ky4, ky6, ky8, ky13, Curicó

#df = pd.read_csv("ky3.csv",sep=';')
#df = pd.read_csv("ky4.csv",sep=';')
#df = pd.read_csv("ky6.csv",sep=';')
#df = pd.read_csv("ky8.csv",sep=';')
#df = pd.read_csv("ky13.csv",sep=';')
#df = pd.read_csv("Curicó.csv",sep=';')

df = pd.read_csv(red+".csv",sep=';')

nmp=df.to_numpy()
print(nmp)

def f(x_points,y_points,x):
    tck = interpolate.splrep(x_points, y_points)
    return interpolate.splev(x, tck)

estaciones=int((nmp.shape[1]-1)/2)
reducido=np.array([])
busqueda=np.array([])
porcentaje=np.array([])

for recorrer in range(1,estaciones+1):

    x_points=nmp[:,0].tolist()
    y_points1=nmp[:,recorrer*2].tolist()
    y_points2=nmp[:,recorrer*2-1].tolist()

    x_new = np.linspace(x_points[0], x_points[-1], 1001)
    y_new1 = f(x_points,y_points1,x_new)
    y_new2 = f(x_points,y_points2,x_new)

    for i in range(1,len(y_new1)):
        if y_new1[i]>y_new1[i-1]:
            y_new1[i]=y_new1[i-1]
        elif y_new1[i]<0:
            y_new1[i]=0

    for i in range(1,len(y_new2)):
        if y_new2[i]>y_new2[i-1]:
```

```

        y_new2[i]=y_new2[i-1]
    elif y_new2[i]<0:
        y_new2[i]=0

    print('Mínimo inicial: ',y_new2[0],' L/s')
    print('Máximo inicial: ',y_new1[0],' L/s')

    for i,j in enumerate(y_new2):
        minimo_alcanzado=y_new2[i]
        if minimo_alcanzado==0:
            print('La estación puede dejar de funcionar a los :
',x_new[i],' mca')
            break

    for i,j in enumerate(y_new1):
        maximo_alcanzado=y_new1[i]
        if maximo_alcanzado==0:
            print('La estación no puede funcionar a los : ',x_new[i],'
mca')
            break
    print('-----')

    for i,j in enumerate(y_new1):
        borde_izq=y_new1[i]-y_new2[i]
        if borde_izq>0:
            break
    #print(i,borde_izq)
    print('Soluciones factibles de: ', x_new[i], 'mca con
',y_new1[i],'L/s')
    print('Soluciones de mínimo de: ', x_new[-1], 'mca con ',y_new2[-
1],'L/s')

    plt.plot(x_new, y_new1, label='Caudal Máximo', color='red')
    plt.plot(x_new, y_new2, label='Caudal Mínimo')
    #plt.plot(x_points, y_points)
    plt.scatter(x_points, y_points1,color='red')
    plt.scatter(x_points, y_points2)

    plt.title('Red '+red, fontsize=16)
    plt.xlabel('H Diseño [mca]', fontsize=16)
    plt.ylabel('Caudal Estación '+ str(recorrer+1) +' [L/s]',
fontsize=16)
    plt.legend()
    plt.grid()
    #plt.savefig("High_resolution.png",dpi=600)
    plt.savefig('Red '+red+str(recorrer+1)+".png",dpi=600)

    #plt.xlim(x_new[0],x_new[-1])
    #plt.ylim(0,max(np.max(y_new1),np.max(y_new2)))

    plt.show()

    xvals=x_new[i:-1]
    yvals1=y_new1[i:-1]

```

```

yvals2=y_new2[i:-1]

integral_max1=trapz(yvals1,xvals)
integral_max2=simps(yvals1,xvals)

integral_min1=trapz(yvals2,xvals)
integral_min2=simps(yvals2,xvals)

#print('Máximo trapecio: ',integral_max1)
#print('Máximo simpson: ',integral_max2)

#print('Mínimo trapecio: ',integral_min1)
#print('Mínimo simpson: ',integral_min2)

area1=integral_max1-integral_min1
area2=integral_max2-integral_min2

#print('=====')
#print('Área trapecio: ',area1)
#print('Área Simpson: ',area2)
reducido=np.hstack((reducido,area1))

#print('=====')
#espacio_busqueda=(xvals[-1]-xvals[0])*yvals1[0]
#print('Espacio de busqueda: ',espacio_busqueda)
espacio_busqueda=(x_new[-1]-x_new[0])*y_new1[0]
busqueda=np.hstack((busqueda,espacio_busqueda))
#print('Espacio de busqueda: ',espacio_busqueda)

#print('=====')
print('Porcentaje reducido Trapecio: ', ((espacio_busqueda-
area1)/espacio_busqueda)*100,'%')
#print('Porcentaje reducido Simpson: ', ((espacio_busqueda-
area2)/espacio_busqueda)*100,'%')
porcentaje=np.hstack((porcentaje,((espacio_busqueda-
area1)/espacio_busqueda)*100))

fig, ax = plt.subplots()
#ax.stackplot(x_new, yvals1[0], baseline='wigggle')
#ax.stackplot(xvals, yvals2, baseline='wigggle')

plt.stackplot(x_new, y_new1[0],color='salmon',labels=['Zona de
infactibilidad'])

plt.stackplot(xvals, yvals1,color='royalblue',labels=['Región
Acotada'])
plt.stackplot(xvals, yvals2,color='salmon')
#plt.ylim(0)
#plt.xlim(x_new[0],400)

plt.title('Red '+red, fontsize=16)
plt.xlabel('H Diseño [mca]', fontsize=16)
plt.ylabel('Caudal Estación '+str(recorrer+1)+' [L/s]', fontsize=16)

```

```

plt.legend(loc=1)
plt.grid()
#plt.savefig("High_resolution.png",dpi=300)
plt.savefig("Red área "+red+str(recorrer+1)+".png",dpi=600)

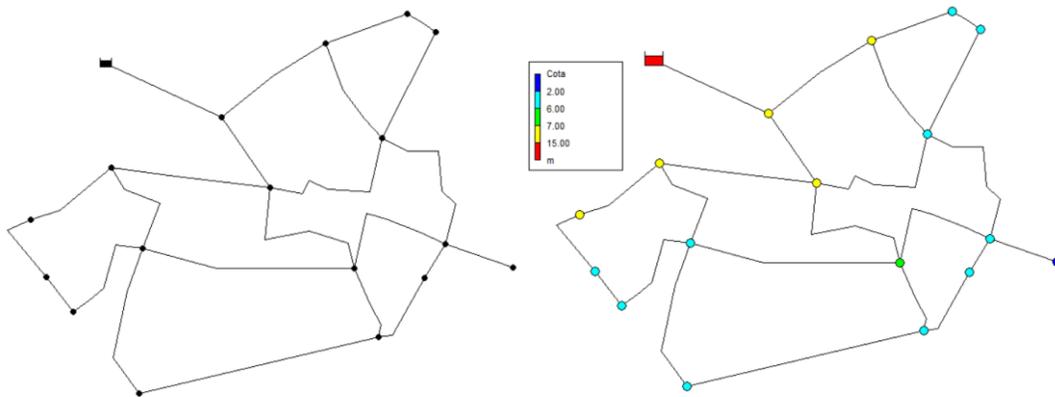
plt.show()

print('=====')
print('=====')
print('=====')

print('Porcentaje reducido total de la red: ',100-
np.sum(porcentaje*busqueda/100)/np.sum(busqueda)*100,'%')
print('Porcentaje zona infactible total:
',np.sum(porcentaje*busqueda/100)/np.sum(busqueda)*100,'%')
#print(x_points)

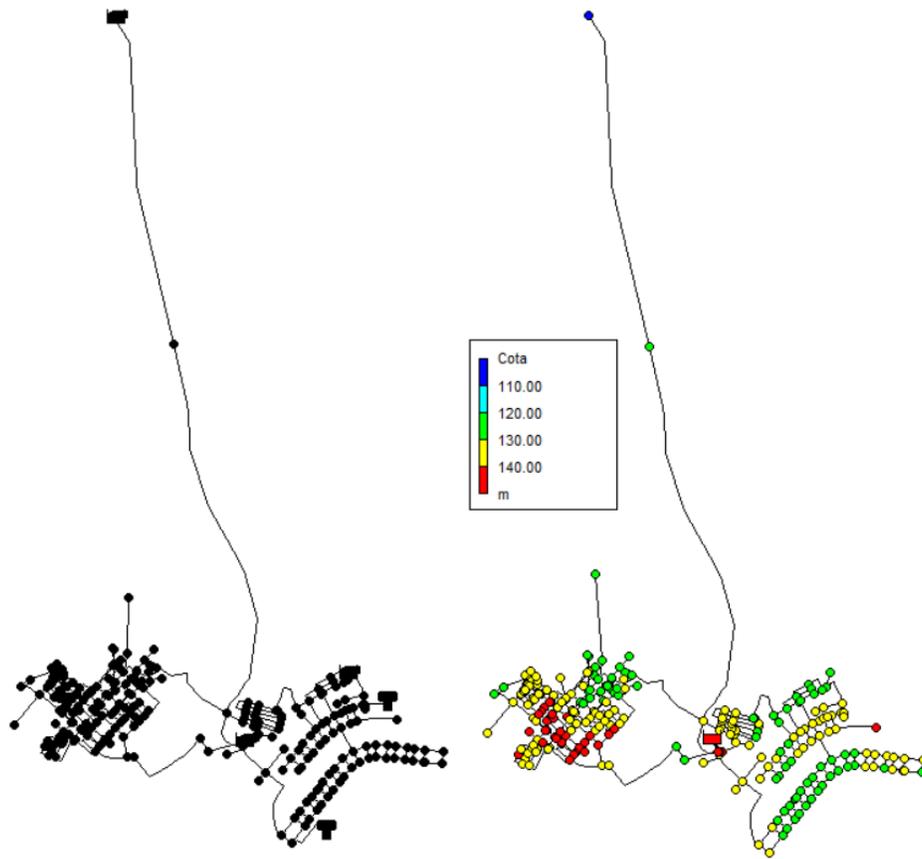
```

Anexo III. Red de agua TF y su distribución altimétrica



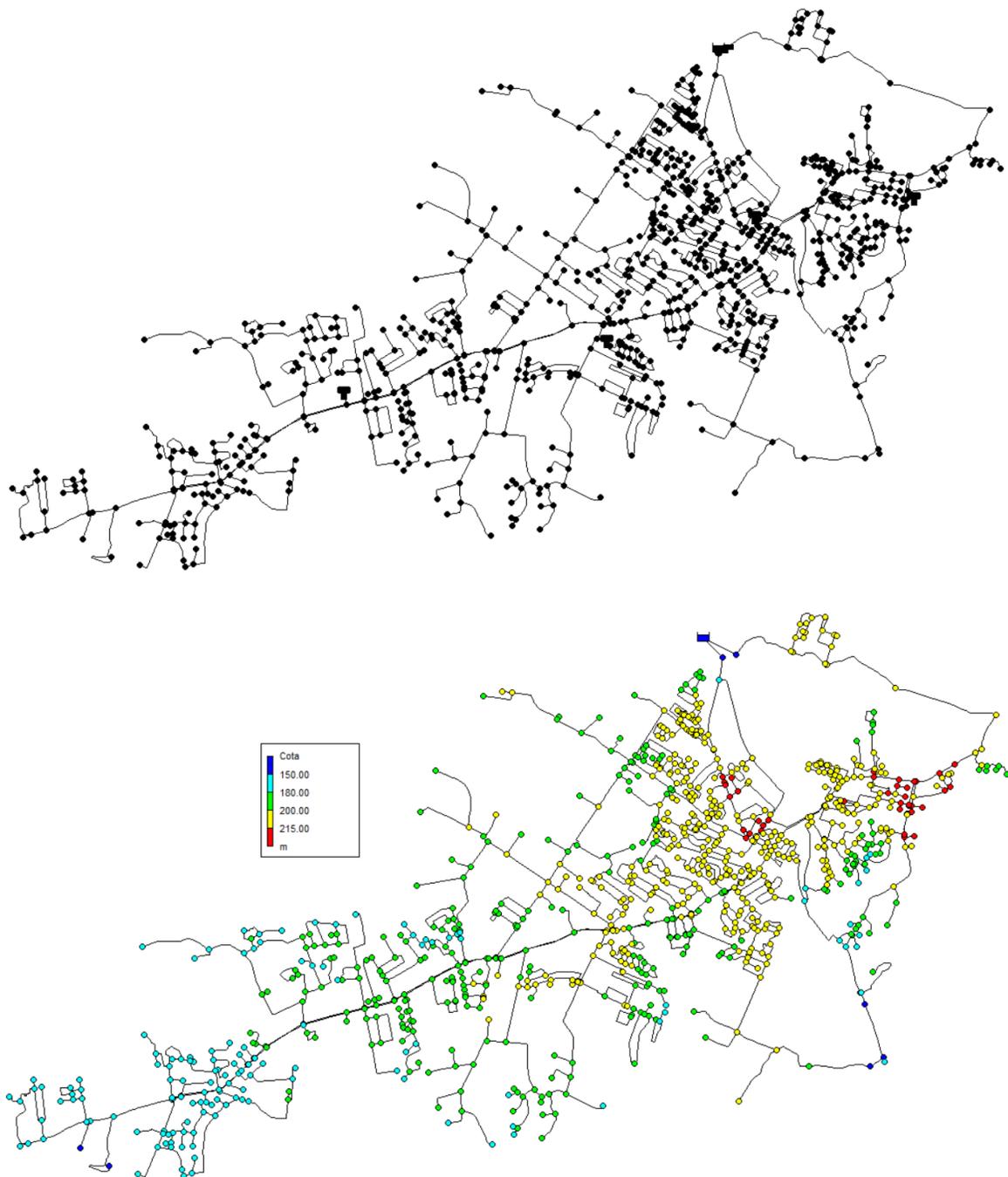
Fuente: Fuente: Pumping Station Design in Water Distribution Networks Considering the Optimal Flow Distribution between Sources and Capital and Operating Costs, J. Gutiérrez (2021).

Anexo IV. Red de agua KY3 y su distribución altimétrica.



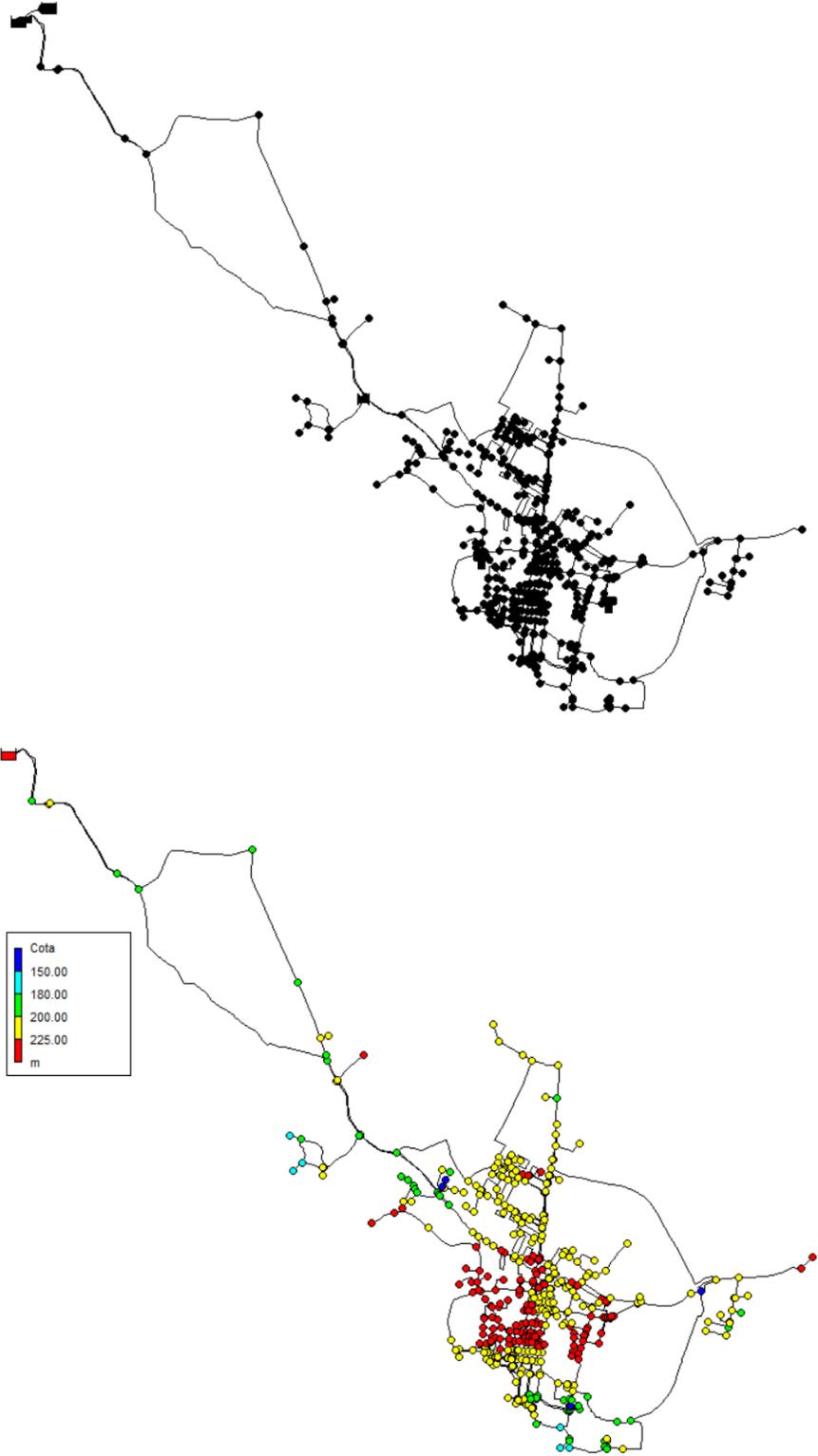
Fuente: “Research Database of Water Distribution System Models”, (Jolly et al., 2014).

Anexo V. Red de agua KY4 y su distribución altimétrica.



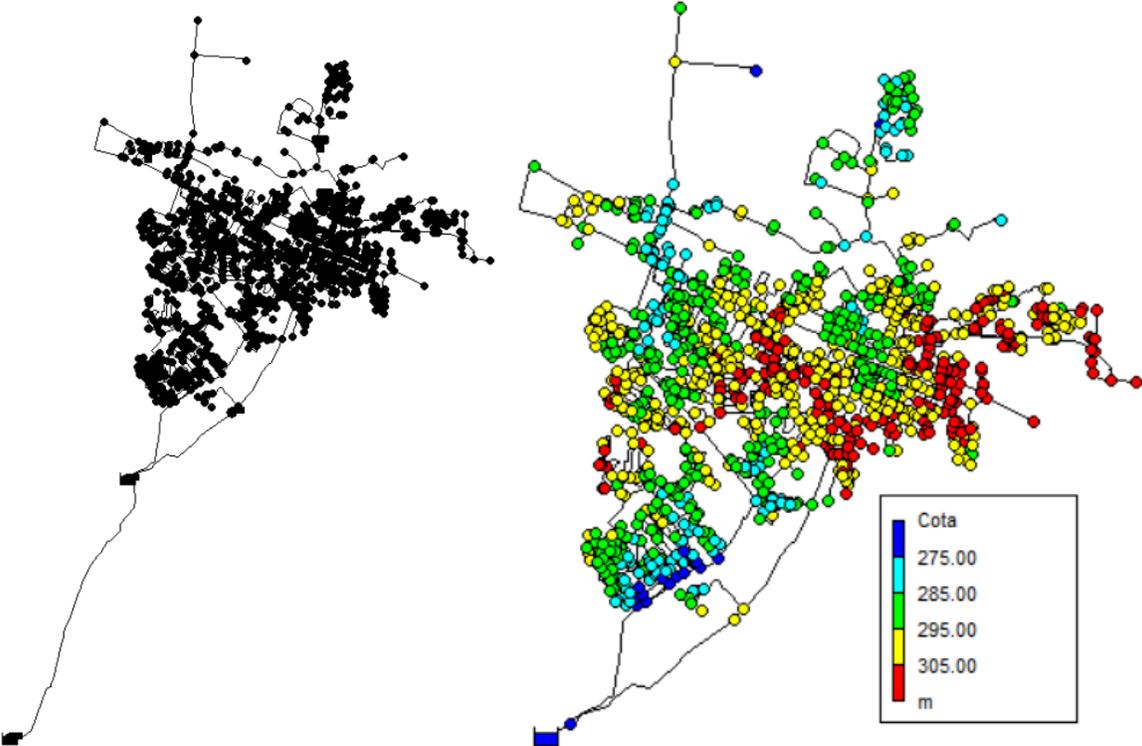
Fuente: “Research Database of Water Distribution System Models”, (Jolly et al., 2014).

Anexo VI. Red de agua KY6 y su distribución altimétrica.



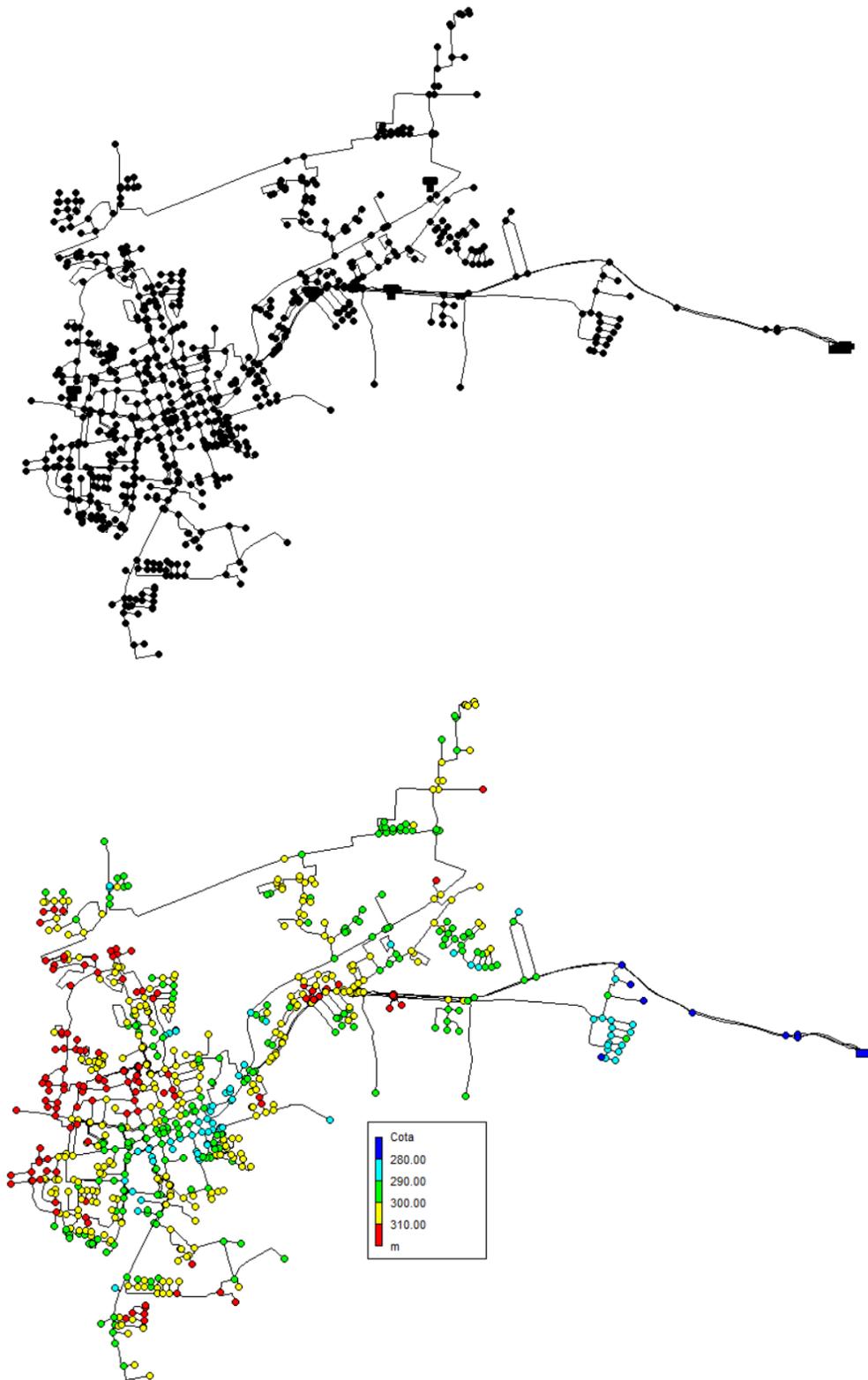
Fuente: “Research Database of Water Distribution System Models”, (Jolly et al., 2014).

Anexo VII. Red de agua KY8 y su distribución altimétrica.



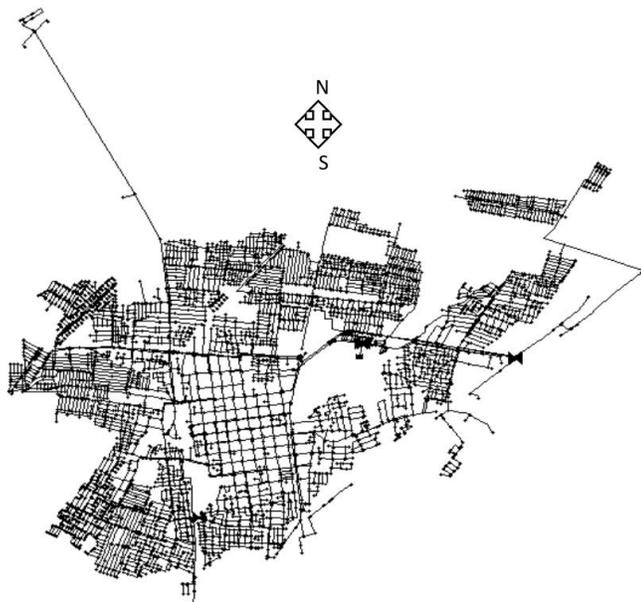
Fuente: “Research Database of Water Distribution System Models”, (Jolly et al., 2014).

Anexo VIII. Red de agua KY13 y su distribución altimétrica.



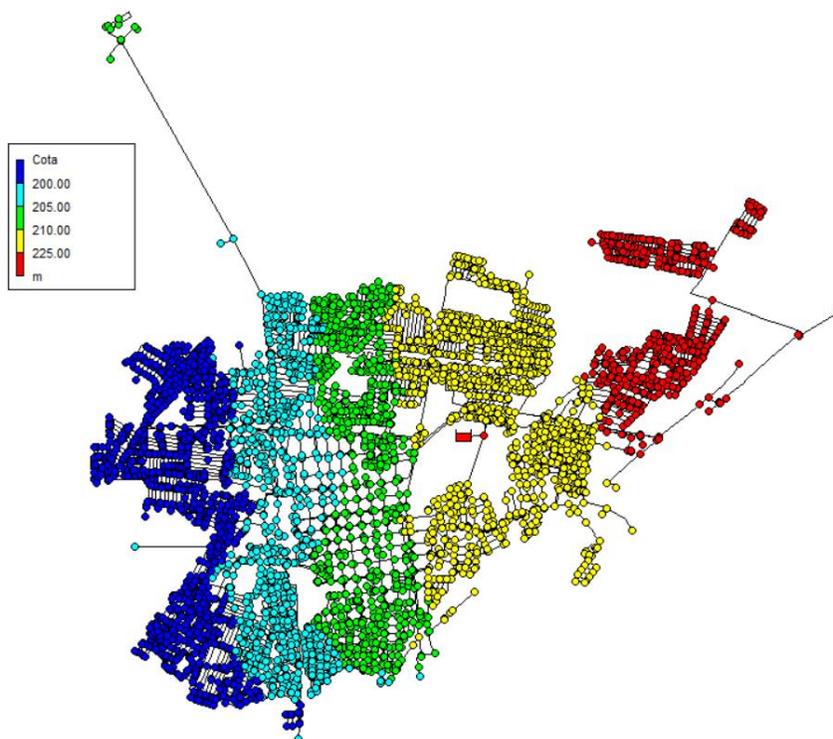
Fuente: “Research Database of Water Distribution System Models”, (Jolly et al., 2014).

Anexo IX. Red de agua completa de Curicó.



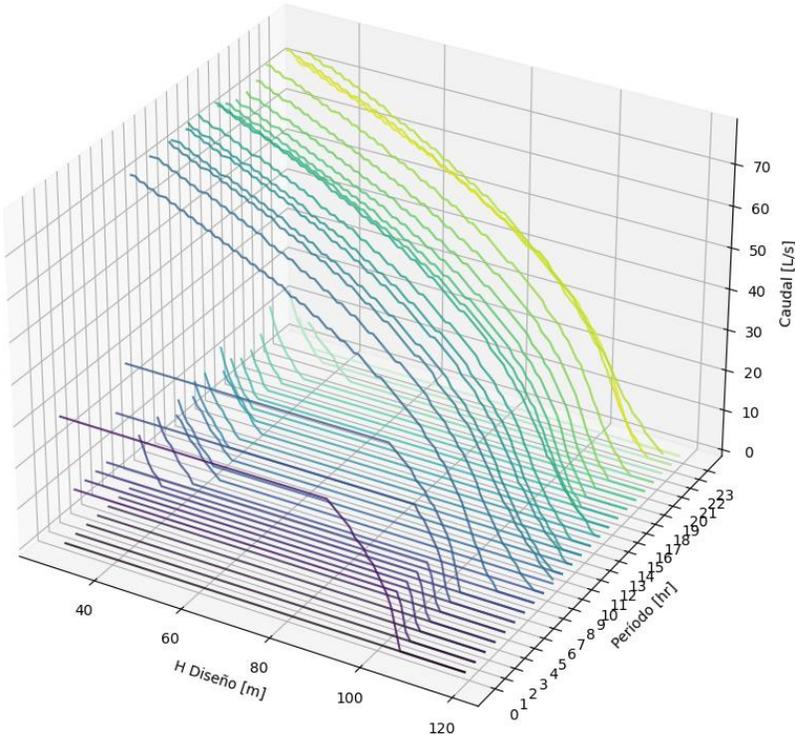
Fuente: Tesis: “Modelación computacional en Epanet de un sector de la red de abastecimiento de agua potable de Curicó.”. Negrete, 2021.

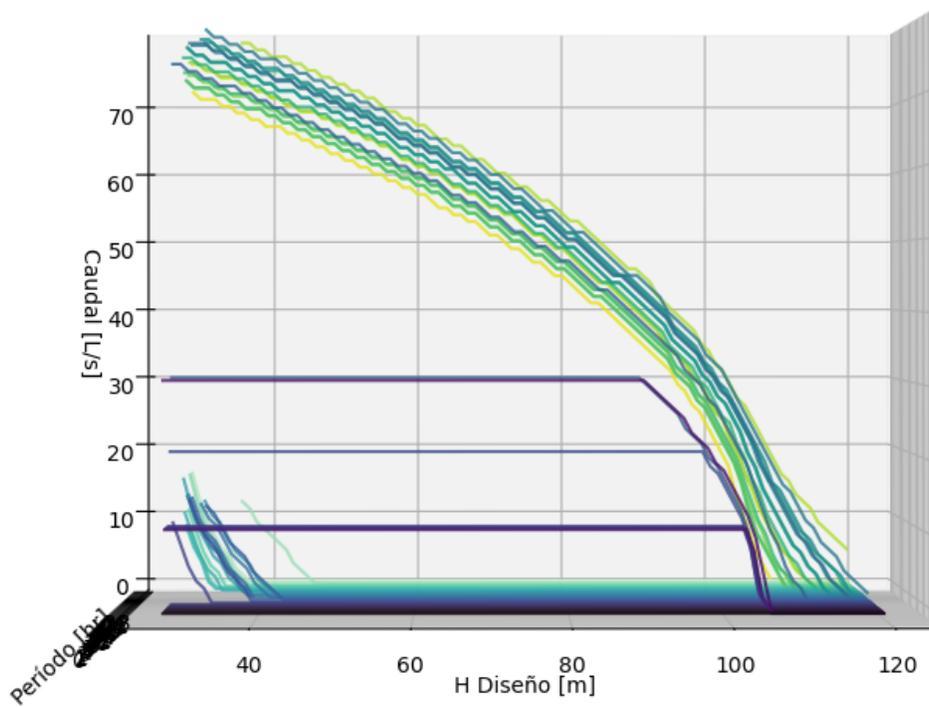
Anexo X. Distribución altimétrica de los nodos de la red de agua potable de Curicó



Fuente: Elaboración propia.

Anexo XI. Caudales máximos y mínimos para la estación 2 de la red TF para los 24 periodos en vista isométrica y vista frontal. Fuente: Elaboración propia.





Anexo XII. Caudales máximos y mínimos por cada estación, y sus respectivas alturas para la red de Curicó. Fuente: Elaboración propia.

H diseño	E2		E3	
	Caudal mínimo	Caudal máximo	Caudal mínimo	Caudal máximo
270	285	301	0	107
280	275	299	0	97
300	263	293	0	76
320	256	285	0	0
345	250	260	0	0

Anexo XIII. Caudales máximos y mínimos por cada estación, y sus respectivas alturas para la red de KY3. Fuente: Elaboración propia.

H diseño	E2		E3		E4	
	Caudal mínimo	Caudal máximo	Caudal mínimo	Caudal máximo	Caudal mínimo	Caudal máximo
144	18	153	18	98	18	87
154	18	151	18	92	18	83
164	18	134	18	86	18	79
174	18	116	18	79	18	74
184	0	94	0	71	11	68

194	0	67	0	63	1	62
204	0	19	0	53	0	54
214	0	0	0	40	0	45
224	0	0	0	17	0	35
234	0	0	0	0	0	27
244	0	0	0	0	0	0

Anexo XIV. Caudales máximos y mínimos por cada estación, y sus respectivas alturas para la red de KY4. Fuente: Elaboración propia.

H diseño	E2		E3		E4		E5	
	Caudal mínimo	Caudal máximo						
149.311	13	114	13	114	13	114	13	114
169.311	13	114	13	114	13	114	13	114
189.311	13	114	13	114	13	114	13	114
209.311	13	114	13	114	13	114	13	114
229.311	13	114	13	114	13	114	13	114
249.311	0	114	0	114	0	114	0	114

Anexo XV. Caudales máximos y mínimos por cada estación, y sus respectivas alturas para la red de KY6. Fuente: Elaboración propia.

H diseño	E2		E3		E4	
	Caudal mínimo	Caudal máximo	Caudal mínimo	Caudal máximo	Caudal mínimo	Caudal máximo
252.984	15	107	15	51	15	21
272.984	0	91	0	32	0	16
292.984	0	70	0	0	0	10
312.984	0	42	0	0	0	0
332.984	0	0	0	0	0	0
352.984	0	0	0	0	0	0

Anexo XVI. Caudales máximos y mínimos por cada estación, y sus respectivas alturas para la red de KY8. Fuente: Elaboración propia.

H diseño	E2		E3		E4		E5	
	Caudal mínimo	Caudal máximo						
254.8496	22	47	22	188	22	188	22	188

274.8496	22	43	22	188	22	188	22	188
294.8496	22	39	22	188	22	188	22	172
314.8496	22	34	22	188	22	170	22	149
334.8496	22	28	22	188	22	131	22	122
354.8496	0	21	0	188	0	71	0	86

Anexo XVII. Caudales máximos y mínimos por cada estación, y sus respectivas alturas para la red de KY13. Fuente: Elaboración propia.

H diseño	E2		E3		E4		E5		E6	
	Caudal mínimo	Caudal máximo								
237.3	21	180	21	180	21	180	21	180	21	180
257.3	21	180	21	180	21	180	21	180	21	180
277.3	21	180	21	180	21	180	21	180	21	180
297.3	21	180	21	180	21	180	21	180	21	180
317.3	21	180	21	180	21	180	21	180	21	180
337.3	21	180	21	180	21	180	21	180	21	180