



UNIVERSIDAD
POLITECNICA
DE VALENCIA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA Y MEDIO AMBIENTE

Elaboración del modelo matemático de la red de agua potable de Maspalomas (Gran Canaria), y estudio de sectorización de la misma

TESINA DE MÁSTER

Presentada por:
Diego Ranedo Metola

Director:
Dr. Fernando Martínez Alzamora

Valencia, Marzo 2009

*“Estar cerca del que sabe hace
más sabio al que no sabe”*

(Popular)

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecer a D. Fernando Martínez Alzamora, responsable del grupo de Redes Hidráulicas y Sistemas a Presión (REDHISP) del Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, su permanente interés y ayuda durante la realización de la presente tesina así como por presentarme la posibilidad de integrar la misma dentro del convenio de colaboración suscrito entre el grupo REDHISP y ELMASA Gestión Integral del Agua, pudiendo además conocer dicho proyecto "in situ" mediante el viaje realizado a Maspalomas en Enero de 2009.

También recordar la inestimable colaboración de D. Miguel Angel Castro, encargado de los sistemas de información de la empresa ELMASA, por los datos facilitados así como por su continua colaboración.

Asimismo, no puedo olvidar al resto de personas que conforman el grupo REDHISP (Hugo, Isaac, Miguel Ángel, Oscar y Vicente). A todos ellos mi más sincero agradecimiento por su inestimable colaboración y apoyo.

Y por último, a mis padres y mi hermana quienes a pesar de la distancia siempre me han prestado su motivación y apoyo.

A todos ellos, GRACIAS.

RESUMEN

Los nuevos retos que plantea la Directiva Marco del Agua en Europa suponen un profundo cambio en todos los niveles de gestión del agua, donde la recuperación de los costes se impone como medida para el uso eficiente del agua y la sostenibilidad medioambiental de la actividad.

Dentro del llamado desarrollo sostenible, el agua se considera un recurso escaso y como tal, debe ser gestionado de una manera eficiente. Uno de los objetivos para mejorar dicha eficiencia es la reducción de las pérdidas de agua y el aumento del rendimiento en las redes de abastecimiento de agua urbanas.

Las redes urbanas suelen ser muy complejas, contando un importante entramado de tuberías y la diversificación de las fuentes de suministro, en aras de garantizar el servicio. Ello ha llevado en muchas ocasiones a una situación de desconocimiento de los flujos que realmente discurren por las tuberías, y lo que es peor, a no saber el destino final del agua inyectada, más que de una forma grosera.

Una de las soluciones adoptadas hoy en día por muchos gestores para mejorar la gestión de la red y poder mejorar su eficiencia hídrica es la **sectorización**, que consiste básicamente en subdividir la red en varios sectores más pequeños, cuyas entradas y salidas de agua estén controladas.

El concepto de sectorización está fuertemente ligado al de modelo matemático de la red. Así, resulta muy aventurado llevar a cabo la sectorización de una red de distribución sin la ayuda de un modelo que simule las condiciones reales en que quedará el abastecimiento tras limitar los puntos de entrada del agua a cada sector, traducidas principalmente en condiciones de presión en puntos críticos y velocidades de circulación por las tuberías de entrada o por los ramales terminales creados con tal motivo.

Es por ello que antes de acometer el proyecto de sectorización se procedió a la confección de un modelo matemático de la red que simule fielmente su comportamiento ante cualquier cambio. Hay que tener en cuenta que con frecuencia las redes de agua potable abastecen a cientos de miles de personas, por lo que el impacto potencial de las decisiones a tomar con motivo del proyecto de sectorización de la red puede ser notable.

Aunque el proyecto de sectorización de una red es motivo más que justificado para acometer la confección de un modelo matemático del sistema, este va a tener además grandes

ventajas en el futuro. La primera es que la realización de una labor de inventario de todos los elementos que configuran el sistema, que probablemente no sería llevada a cabo en otras circunstancias, y que sin embargo resulta cada vez más necesaria para la toma de decisiones. Aparte del mero inventario, la construcción de un modelo hidráulico exige además garantizar la continuidad del flujo por todas las tuberías y con ello la verificación de su conectividad, así como el estado de las válvulas de corte. El modelo suele ser también motivo para comprobar el comportamiento real de los elementos de regulación del sistema, así como para verificar la capacidad real de transporte de las tuberías, permitiendo efectuar así un diagnóstico global del estado del sistema de transporte y distribución. Finalmente el modelo de la red, una vez calibrado, acaba convirtiéndose en una herramienta imprescindible para la planificación de cualquier actuación futura sobre la misma (aumento de demandas, nuevos puntos de suministro, planes de emergencia, etc.) Entre ellos cabe destacar, por el motivo que nos ocupa, la **sectorización** de la red para ejercer un mayor control del destino final de los caudales, y también como paso previo para aumentar la eficiencia hídrica de la red.

Pero la confección de un modelo es una tarea tediosa que exige el manejo de cuantiosos datos, lo que obliga a veces a realizar numerosas simplificaciones. Afortunadamente, los Sistemas de Información Geográfica (SIG) permiten actualmente acceder a una gran cantidad de información digitalizada relativa tanto a la configuración de la red de suministro como a su comportamiento (cartografía, consumos, estado operativo, etc), facilitando con ello notablemente la tarea de construcción de un modelo. Gracias a los SIG, los modelos pueden construirse hoy en día con mayor detalle y, lo que es más importante, mantenerse actualizados. Además los SIG ofrecen una capacidad de análisis de los datos que no ofrecen otras herramientas, como la confección de mapas temáticos, la realización de consultas de tipo alfanumérico y espacial de forma combinada, y centrándonos más en el tema que nos ocupa, la visualización de los diferentes sectores en que se divide la red, el cómputo del consumo en cada sector, o de otros parámetros significativos del mismo, como población, kilómetros de red, acometidas, desniveles, etc; la señalización de los puntos de suministro a cada sector y las válvulas frontera que lo separan de los sectores contiguos, y finalmente la posibilidad de realizar balances hídricos.

La presente Tesina del Máster en Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente tiene como objetivo principal realizar el estudio de sectorización de una red de abastecimiento, con el fin de regular las presiones, controlar el reparto de flujos aportados desde cada uno de los depósitos de regulación y finalmente controlar de forma activa las fugas para mantener un rendimiento hídrico óptimo del sistema. Para ello se confeccionó el modelo matemático de la red a partir de datos de cartografía, demandas registradas y algunas medidas en campo proporcionados por la empresa ELMASA Gestión Integral del Agua.

La Tesina contempla el desarrollo de las partes que se resumen a continuación:

1. Introducción al concepto de sectorización y revisión de los antecedentes, teoría de la gestión mediante DMAs, etapas necesarias para su implementación así como los datos y operaciones necesarios para llevar a cabo el monitoreo y mantenimiento de las mismas.
2. Descripción del caso de estudio, correspondiente a la red de abastecimiento de Maspalomas, analizándose las condiciones actuales de funcionamiento en lo relativo a presiones, pérdidas unitarias, caudales circulantes, etc.
3. Diseño de 3 propuestas de sectorización, todas ellas viables pero con diferentes costes de implantación, distintas características de diseño y posterior gestión en cada una de ellas.
4. Análisis de la sectorización implementada. Se mostraron las características generales de la red una vez dividida en DMAs, así como un estudio más detallado de los sectores formados mediante un análisis de velocidades, presiones, pérdidas unitarias, alturas piezométricas, caudales circulantes, etc.

INDICE

CAPÍTULO 1.- INTRODUCCIÓN

1. JUSTIFICACIÓN DE LA TESINA
2. PROBLEMÁTICA DE LOS ABASTECIMIENTOS EN ESPAÑA
3. OBJETIVOS Y ESTRUCTURA DE LA TESINA
4. BIBLIOGRAFÍA

CAPÍTULO 2.- SECTORIZACIÓN

1. INTRODUCCIÓN
2. ANTECEDENTES
3. TEORÍA DE LA GESTIÓN MEDIANTE DMAs
4. ETAPAS EN LA IMPLEMENTACIÓN DE LAS DMAs
 - a. Identificación de los grandes sectores
 - b. Establecer los criterios de diseño de las DMAs
 - c. Diseño de las DMAs
 - d. Test DMAs
 - e. Inspección de la Red
 - f. Selección e instalación de caudalímetros
5. MANTENIMIENTO DE LAS DMAs
6. MONITOREO DE LAS DMAs
7. PRIORIZACIÓN EN LA BÚSQUEDA DE FUGAS

CAPÍTULO 3.- CASO DE ESTUDIO: RED DE ABASTECIMIENTO DE MASPALOMAS

1. SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO DE LA ZONA DE ESTUDIO
 1. Localización geográfica
 2. Descripción del medio físico
 3. Climatología
 4. Geomorfología
 5. Características hidrológicas
 6. Demografía
 7. Otros
2. DESCRIPCIÓN DE LAS INSTALACIONES ACTUALES
 1. Almacenamiento del sistema
 2. Esquema de funcionamiento de la red
 3. Características de la red de distribución

3. ANÁLISIS DE LA DEMANDA
 1. Origen de los datos
 2. Caracterización de la demanda
 3. Estacionalidad del consumo
4. ANÁLISIS DE LA PRODUCCIÓN
5. BALANCE HÍDRICO
 1. Volúmenes de agua producido y consumido
 2. Análisis del rendimiento de la red
6. MODULACIÓN DE LA DEMANDA
 1. Balances diarios
 2. Curva de modulación
7. ELABORACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO
8. CONCLUSIÓN

CAPÍTULO 4.- PROPUESTAS DE SECTORIZACIÓN

1. INTRODUCCIÓN
2. PROPUESTAS DE SECTORIZACIÓN 1
3. PROPUESTA DE SECTORIZACIÓN 2
4. PROPUESTA DE SECTORIZACIÓN 3
5. COMPARATIVA DE LAS DIFERENTES PROPUESTAS
 1. Hidráulica
 2. Económica
6. CONCLUSIÓN

CAPÍTULO 5.- ESTUDIO DE LA SECTORIZACIÓN IMPLEMENTADA

1. INTRODUCCIÓN
2. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS SECTORES
3. ANÁLISIS GLOBAL DE LA RED
 1. Caudales de salida de los depósitos
 2. Análisis de velocidades
 3. Alturas piezométricas
 4. Pérdidas de carga unitaria
 5. Presiones
4. ESTUDIO DETALLADO DE 2 SECTORES

CAPÍTULO 6.- CONCLUSIONES

1. INTRODUCCIÓN
2. DESARROLLOS FUTUROS

ANEXO 1.- ELABORACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO

ANEXO 2.- ANÁLISIS Y DIAGNÓSTICO DEL COMPORTAMIENTO DE LA RED

ANEXO 3.- ESTUDIO DETALLADO DE CADA UNO DE LOS SECTORES

CAPÍTULO 1.- INTRODUCCIÓN

1.- JUSTIFICACIÓN DE LA TESIS

España ha vivido algunos episodios de lo que se ha denominado como guerra del agua, en referencia a los vaticinios que los expertos pronosticaron para el siglo XXI sobre los conflictos geopolíticos en el mundo por la carencia del líquido. La falta de lluvias y la pérdida de reservas en los pantanos españoles ha provocado en más de una ocasión riesgos de interrupción del suministro continuo de agua a sus habitantes, con las consecuencias negativas que esto implica.

El agua es un recurso natural que ha adoptado a lo largo de la historia un papel fundamental en el desarrollo de las civilizaciones. Las innovaciones técnicas en el almacenamiento y transporte del recurso desde los puntos de captación hasta los de consumo se han ido sucediendo continuamente, siempre con el fin de garantizar de la manera más fiable posible la disponibilidad de agua, tanto para el consumo humano como para uso agrícola o industrial. Estudiar el funcionamiento de distribución de agua, cómo circula y en qué cantidad, ha sido siempre una inquietud importante en el campo de la Hidráulica.

Desde siempre, el uso imprescindible del agua y la necesidad imperante de obtenerla, le ha dado al hombre, desde las antiguas civilizaciones, motivos suficientes para buscarla y así, lograr su propia supervivencia. Por tal motivo y por naturaleza, nuestros ancestros solían asentarse al lado de ríos o lagos como muestra clara de que el agua representaba un recurso de gran necesidad para el desarrollo de sus actividades cotidianas. Sin embargo, las cada vez más frecuentes concentraciones humanas y los incrementos de consumos, obligaron a la gran mayoría de los administradores hidráulicos a realizar un cambio conceptual fundamental: se debían encontrar fuentes de agua y conducir las hasta los usuarios. Con base en lo anterior, la gestión de tan preciado líquido centraba sus esfuerzos en un nuevo tema, la oferta del agua. Así, los proyectos y obras se enfocaron a la obtención de nuevas fuentes de abastecimiento para poder satisfacer la demanda creciente del líquido

Con el crecimiento poblacional de las ciudades, nuevos retos se tuvieron que enfrentar. Por un lado la necesidad de tener numerosas fuentes de abastecimiento para dotar el servicio de agua potable a la población y, por otro lado la sobre explotación de los acuíferos mermaba la capacidad de producción de las fuentes que se encontraban en operación. Los altos costos de infraestructura, y las relativas limitaciones de oferta de agua por cuestiones físicas y ecológicas, provocan la necesidad de llevar a cabo otro cambio conceptual en la gestión de los recursos hidráulicos: enfocar los esfuerzos en la disminución de la demanda del agua mediante el desarrollo sostenible de las poblaciones. Partiendo de lo anterior, surgen nuevos

retos e inquietudes de interés mundial para mejorar la explotación de las redes de distribución, logrando así aumentar los rendimientos de las mismas.

Recientemente, como se lee con frecuencia en los periódicos, la preocupación sobre la cantidad y calidad del agua se hace más patente. Cada día existen mayores necesidades de agua y menor cantidad de recursos disponibles de la calidad deseada. El desequilibrio entre oferta y demanda se acentúa paulatinamente, haciéndose necesarias nuevas soluciones que resuelvan dicho desequilibrio. La falta de disponibilidad es especialmente grave en la cuenca del Mediterráneo, donde la propuesta del Plan Hidrológico Nacional (PHN), formulada en la Ley 10/2001 del 5 de Julio y, derogada por el gobierno socialista durante junio de 2004, se planteaba como una posible solución al problema a corto plazo. Este plan esencialmente promovía el aumento de la oferta disponible mediante la construcción de embalses y canales desde la cuenca hidrográfica del Ebro hasta el litoral sur del Mediterráneo. Con dichas obras se esperaba trasvasar hasta mil hectómetros cúbicos por año, suficiente para satisfacer las demandas de agua de la cuenca mediterránea.

Teniendo en cuenta los inconvenientes que todo trasvase supone, se plantearon una serie de proyectos alternativos para satisfacer las necesidades hídricas de estas regiones. En este caso también se plantea aumentar la oferta del recurso, no a través de un trasvase, sino mediante la construcción y puesta en funcionamiento de desaladoras. Una vez más la solución planteada por los gobernantes pasa por aumentar la oferta.

No obstante, a día de hoy, no está disponible información precisa sobre cómo se utiliza el agua, tanto en agricultura como en abastecimiento urbano. Surgen inmediatamente una serie de cuestiones. ¿Es posible, hoy en día, una reducción apreciable en la demanda de agua sin sacrificar usos? ¿Podrían resolverse los desequilibrios existentes de otro modo que no fuese, como siempre, aumentando la disponibilidad de recursos? En caso de que solamente con una mayor oferta se resolviese el problema, ¿cuántos recursos son realmente necesarios?

No obstante, todas las propuestas planteadas reflejan una idea fundamental, el uso racional del agua. Este uso racional comienza por incrementar los rendimientos hidráulicos de las redes de distribución tanto urbanas como agrícolas, reduciendo las pérdidas que en redes urbanas llegan, en ocasiones, hasta el 50%.

Es por esto, que la presente Tesina de Máster tiene como objetivo presentar la aplicación de una herramienta orientada a la mejora de la gestión de las redes de abastecimiento urbano. Su aplicación permite una la reducción del volumen de agua pérdida debido a las fugas, mediante la división de la red en pequeños sectores, de manera que podemos controlar el

caudal entrante y consumido por cada uno de los sectores. Una correcta sectorización de la red, nos permitirá saber el rendimiento en cada uno de los sectores formados, pudiendo de esta manera actuar consecuentemente en aquellos que presenten rendimientos inferiores.

2.- PROBLEMÁTICA DE LOS ABASTECIMIENTOS EN ESPAÑA.

El abastecimiento de agua a las poblaciones es un servicio básico incuestionable para la sociedad de nuestros días, y de obligada e irrenunciable prestación por los poderes públicos. Le Ley de Aguas, en su artículo 58, así lo subraya considerando siempre prioritario el uso del agua para esta finalidad.

Su demanda se caracteriza por la exigencia de un nivel de garantía muy elevado, y una distribución temporal de los suministros necesarios -salvo en zonas turísticas y de segunda residencia- sensiblemente uniforme. Además, y en comparación con otros usos, las condiciones de calidad del suministro son obviamente más exigentes.

La procedencia del agua utilizada para abastecimientos mayores de 20000 habitantes, se distribuye entre un 76% de agua superficial, un 22% de agua subterránea (incluyendo manantiales), y un 2% de otros orígenes (básicamente desalación). En las poblaciones menores de 20.000 habitantes las proporciones se invierten, con un 22% de origen superficial, un 70% subterráneo y el resto sin especificar.

El estado de los abastecimientos en España, tal y como veremos, no es el más adecuado si nos comparamos con nuestros vecinos del Norte de Europa. Nos encontramos con redes antiguas y en muchos casos insuficientes para abastecer las continuas expansiones de las poblaciones así como las crecientes necesidades. En nuestro país, son muy pocos los abastecimientos que tienen pleno conocimiento de sus instalaciones y del funcionamiento de las mismas.

Los problemas más evidentes de los sistemas de abastecimiento de poblaciones en España se refieren a su fiabilidad y a su vulnerabilidad. La fiabilidad, entendida como garantía de suministro, debería hallarse próxima al 100%, lo que representaría una seguridad absoluta en el abastecimiento. Sin embargo, las sequías de los últimos años han puesto de manifiesto que en importantes zonas de España los sistemas de abastecimiento no son suficientemente fiables, presentándose, con relativa frecuencia fallos en el suministro.

La vulnerabilidad de estos sistemas, con fallos de importante magnitud afectando a extensas zonas del territorio, también ha quedado evidenciada. Una buena parte de la población

española, estimada en unos diez millones de personas, sufrió restricciones en el suministro de agua durante la sequía de los años noventa. Poblaciones como Granada, Jaén, Sevilla, Málaga y Toledo, y las zonas de la Bahía de Cádiz y la Costa del Sol padecieron severas limitaciones de suministro, con restricciones hasta del 30% en algunos casos y cortes diarios de agua hasta de 9 y 10 horas de duración.

Además de estos problemas de insuficiencia de recursos, derivados de la irregularidad de su presentación, también se manifiestan problemas de abastecimiento en zonas con abundantes recursos pero escasa capacidad de regulación, como sucede en la Cornisa Cantábrica, donde algunas poblaciones han padecido restricciones en el suministro durante los meses de verano.

A ello deben añadirse los problemas en la explotación de acuíferos que afectan a algunos núcleos urbanos que se abastecen de aguas subterráneas en determinadas zonas del litoral más turístico de España, con frecuencia debidos a una deficiente gestión o a la inadecuación de las captaciones.

Por tanto, y desde el punto de vista del balance entre los recursos y las demandas urbanas, aún persisten en España graves carencias que se manifiestan con esencial severidad en aquellos períodos de escasez en que los recursos se mantienen por debajo de su valor medio durante varios años. La necesidad de elevar el nivel de garantía de suministro, aproximándolo al 100% tanto como sea técnicamente razonable y factible, requiere la adopción de medidas que reequilibren el balance, actuando para disminuir los actuales niveles de demanda mediante acciones orientadas al ahorro y conservación de agua o para incrementar los recursos donde dichas actuaciones se revelen insuficientes.

Pero no sólo podemos conformarnos con aumentar la garantía de suministro y reducir la vulnerabilidad de nuestros abastecimientos ante los temibles períodos de sequía, sino que tenemos que tratar e intentar dar soluciones a los problemas de infraestructura que presentan nuestras redes y que a grandes rasgos son los siguientes:

Redes insuficientes. Las redes son antiguas e insuficientes para abastecer las continuas expansiones de las poblaciones así como las crecientes necesidades. En consecuencia, los diámetros de las conducciones van quedando pequeños con el tiempo, a causa del crecimiento de la ciudad, del aumento del consumo urbano, del propio envejecimiento de los conductos e incluso, por el elevado nivel de fugas y, en consecuencia, el bajo rendimiento que tienen muchas de nuestras redes de distribución. En algunas ocasiones incluso las fugas llegan a superar el 50% del agua inyectada en el sistema, lo que en un país como el nuestro de escasos recursos hídricos es un hecho muy grave.

Así, el indicador que mide la diferencia entre el volumen total de agua abastecida y el volumen total de agua distribuida no controlada por las empresas y entidades de distribución, es el Rendimiento de la red y se expresa como porcentaje del volumen total de agua distribuida. En la valoración del “agua distribuida no controlada”, se engloba la totalidad del agua no registrada e incluye las fugas de las redes de distribución, las pérdidas debidas a averías o roturas provocadas por obras, el agua utilizada en usos públicos -como riego de jardines o limpieza de calles- o por instalaciones municipales no controlada mediante contadores, los errores de precisión de las lecturas de los contadores y las acometidas ilegales. Los datos proceden de la encuesta sobre suministro y tratamiento del agua en España realizada por el INE. Se dispone de información correspondiente al periodo 1996-2005.

La eficiencia media de las redes de distribución de abastecimiento público ha mejorado en el periodo 1996-2005 aumentando en dos puntos porcentuales, pese a la reducción registrada entre los años 1997-2000, alcanzando en el año 2005 un valor del 82,1 %. Pese a esta mejoría, la cantidad “de agua distribuida no controlada” por los sistemas de abastecimiento urbano continua siendo importante, del orden de 900 hm³/ano

El volumen de las fugas en la red de abastecimiento y del agua no controlada utilizada en usos públicos se estima del orden de un 78% del volumen no controlado y el fraude en un 4%.

En el año 2005, las comunidades autónomas con menor eficiencia en la gestión de las redes son Ceuta y Melilla (58,8%), Comunidad Valenciana (75,8%), Aragón (75,9%), Extremadura (77,4%), Cantabria (79,7%) y Baleares (79,8%).

Entre las de mayor eficiencia destacan Asturias (87,7%), Región de Murcia (87,7%), País Vasco (87,6%), Comunidad de Madrid (87,0%) y La Rioja (83,7%).

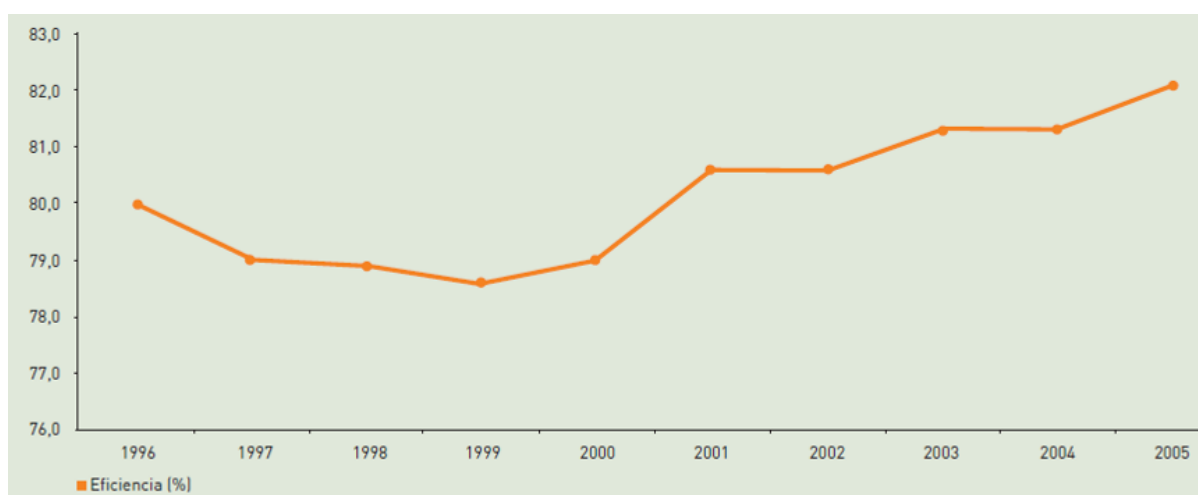


Fig. 1 Evolución de los rendimientos de las redes de abastecimiento en España

Desconocimiento del sistema. La correcta gestión de abastecimientos urbanos en épocas de sequía demanda el pleno conocimiento de sus posibilidades y limitaciones. Sin embargo son muchos los abastecimientos que no tienen controlado el funcionamiento del sistema, de manera que no disponen de información detallada acerca del estado real de las redes: los diámetros de las tuberías, el envejecimiento habido, el estado de los diferentes materiales, el funcionamiento de válvulas y otros accesorios, la evolución con el tiempo de los consumos. Por esto no pueden llevar a cabo auditorías precisas, desde una perspectiva hídrica.

Calidad del servicio. En algunos casos se aprecian importantes diferencias en la calidad de los servicios obtenidos en núcleos grandes y pequeños. En los primeros, al poder contar con Organismos o empresas especializadas, suelen alcanzarse niveles de servicio más eficientes y de mejor calidad, mientras que en los segundos, sobre todo en el caso de pequeños Ayuntamientos, pueden llegar a presentarse problemas incluso para obtener un adecuado tratamiento de las aguas potables. Ello ha dado lugar que sea cada vez más frecuente la integración de pequeños y medianos municipios en órganos supra-municipales que prestan servicio a los Ayuntamientos integrados en dicho órgano. Con ello, como ya se ha mencionado, además de una mayor tecnificación de la gestión y seguridad del suministro, es posible obtener una disminución de los costes. Existen muchos pequeños núcleos, sin embargo, que se abastecen de pozos y manantiales en buenas condiciones, lo que supone una sencilla y económica solución a nivel municipal.

Política de precios. El último de los problemas es, el precio del agua. En un país como España en que los precios de la mayor parte de los servicios han alcanzado "niveles europeos", y pese a tener los recursos hídricos mucho más limitados que en otras áreas geográficas de nuestro continente, el agua es hasta diez veces más barata que en los países más industrializados de la UE lo que en absoluto ocurre con el nivel de vida en general y con el resto de infraestructuras y/o servicios (gasolina, autopistas, transporte en general, teléfonos, etc.) en particular. Ello imposibilita toda actuación coherente de modernización al no existir recursos necesarios. Llegados a este punto debemos insistir, porque ello es importante, que sin duda el precio del agua, - en si mismo-, puede ser intrínsecamente muy barato pero que no lo puede ser tanto todo el proceso de distribución (con todas instalaciones y controles que ello conlleva) si queremos que el mismo responda a unos estándares de calidad modernos y aceptables. Por ello, una política de precios razonable en la que repercutan los costos reales de gestión del abastecimiento en el importe final de recibo que paga el usuario, además de permitir modernizar los abastecimientos comportaría el evitar todo tipo de despilfarros y malos usos.

3.- OBJETIVOS Y ESTRUCTURA DE LA TESINA

El objeto de la presente Tesina Fin de Master es profundizar en las técnicas, criterios y fases necesarias para la sectorización de una red de abastecimiento, ya que es una de soluciones que las principales empresas gestoras de agua en España están comenzando a aplicar. Posteriormente se plantean 3 posibles propuestas de sectorización, siendo una de ellas la que actualmente está en fase de implantación en la red de abastecimiento de Maspalomas, Gran Canaria.

Así la Tesis ha sido estructura en varios capítulos. El Capítulo 2 se encarga de describir todos aquellos aspectos a tener en cuenta para llevar a cabo una correcta sectorización.

El Capítulo 3 se trata de la descripción del caso de estudio, en el que se describirá el entorno geográfico, instalaciones así como las características más importantes relativas a la producción y demanda de la red de abastecimiento de Maspalomas, Gran Canaria.

El Capítulo 4 consta de una serie de propuestas de sectorización en la que se han tenido distintos criterios a la hora de definir las DMAs.

Y por último el Capítulo 5, consiste en un análisis de la red objeto de estudio una vez llevada a cabo la sectorización. Se analizan las características hidráulicas más importantes tales como velocidades, alturas piezométricas, pérdidas de carga, presiones. Dicho capítulo finaliza con el estudio detallado de 2 de los sectores formados.

Para completar la presente tesina, se han incluido varios anexos. El primero de ellos, muestra los procedimientos llevados a cabo para la elaboración del modelo matemático de la red de Maspalomas. El Anexo 2 es un análisis y diagnóstico del comportamiento actual de la red, observándose cómo ciertas zonas tienen pérdidas de carga unitaria elevadas, lo que origina problemas de presión en ciertos puntos de la red. Por último el Anexo 3, es un estudio detallado de todos y cada uno de los sectores definidos en la sectorización que actualmente está llevando a cabo la empresa ELMASA Gestión Integral del Agua en su red de abastecimiento.

4.- BIBLIOGRAFÍA

- AEAS, 2003. *Suministro de agua potable y saneamiento en España (2002). VIII Encuesta Nacional*. Asociación Española de Abastecimientos de Agua y Saneamiento
- Bartolin, H., Martínez, F. (2003). *GISRed v1.0. Manual del Usuario*. Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Grupo REDHISP. Universidad Politécnica de Valencia (España)
- Bartolin, H., Martínez, F. (2004) "GisRed, a GIS-based decision support tool to manage Water Distribution Systems" Conf. On StormWater and Urban Water system modelling. Toronto (Canada)
- Brothers, K.J. *A practical approach to Water Loss Reduction*. Water 21, 2003 54-55
- Cabrera E., García-Serra J. (1997). *Problemática de los abastecimientos urbanos. Necesidad de su modernización*. Grupo Mecánica de Fluidos. Universidad Politécnica de Valencia.
- Farley, Malcolm (2001). WHO (World Health Organization) 2001. *Leakage management and control. A best practice training manual*.
- Hamilton, S. (2007) *When is a DMA not a DMA?* Proceedings of the Water Loss IWA Conference, Bucharest, Romania.
- Hunaidi O., Brothers K. (2007) *Night Flow Analysis of Pilot DMAs in Ottawa*. Proceedings of the Water Loss IWA Conference, Bucharest, Romania.
- Hunaidi O., Brothers K. (2007) *Optimum Size of District Metered Areas*. Proceedings of the Water Loss IWA Conference, Bucharest, Romania.
- IWA. Water Loss Task Force (2007). *District Metered Areas. Guidance Notes*. International Water Association
- Jiménez, M.A. (2008). *Integración de los procesos agronómicos e hidráulicos del riego a presión en un entorno SIG para la gestión eficiente de Comunidades de Regantes*. Tesis Doctoral. E.T.S Ingenieros Agrónomos de Valencia, Mayo 2008.

Martínez, F (2001). *EPANET 2.0 en Español. Manual del Usuario*. Departamento de Ingeniería Hidráulica

Ministerio de Medio Ambiente (1998). *Libro Blanco del agua en España*

McKenzie, Ronnie y Wagelin W.A. (2002). *Leakage reduction through Pressure Management in South Africa*. Proceedings of the Leake management IWA Conference, Lemesos, Cyprus

Morrison, John (2004). *Managing leakage by District Metered Areas: a practical approach*. Water21. February 2004. pp. 44-46

Paulau Estevan, V. (2005). *Aportaciones ala gestión de los sistemas de medición de caudal en redes de distribución de agua a presión*. Tesis Doctoral. E.T.S.Ingenieros Indusgtriales de Valencia, Abril 2005.

UK Water Industry Research Ltd. (1999) *A Manual of DMA Practice*. London: UK Water Industry Research

UK Water Industry (1994). *Report a: Summary Report*

UK Water Industry (1994). *Report b: Reporting Comparative Leakage Performance*

UK Water Industry (1994). *Report c: Setting Economic Leakage Targets*

UK Water Industry (1994). *Report d: Estimating Unmeasured Water Delivered*

UK Water Industry (1994). *Report e: Interpreting Measured Night Flows*

UK Water Industry (1994). *Report f: Using Night Flow Data*

UK Water Industry (1994). *Report g: Managing Water Pressure*

CAPÍTULO 2.-SECTORIZACIÓN

2.1.- INTRODUCCIÓN

Las redes urbanas suelen ser muy complejas, contando con un importante entramado de tuberías y la diversificación de las fuentes de suministro, en aras de garantizar el servicio. Ello ha llevado en muchas ocasiones a una situación de desconocimiento de los flujos que realmente discurren por las tuberías, y lo que es peor, a no saber el destino final del agua inyectada, más que de una forma grosera.

Una de las soluciones adoptadas hoy en día por muchos gestores para mejorar la gestión de la red y poder mejorar su eficiencia hídrica es la **sectorización**, que consiste básicamente en dividir la red en diversas áreas o sectores propiamente dichos, también llamados DMAs (District Metered Area) o sectores hidrométricos, cuyo balance hídrico quede perfectamente definido mediante la instalación de uno o varios caudalímetros en todos aquellos puntos de entrada o salida a cada Sector y la medición del consumo en su interior mediante los contadores de abonados instalados al efecto, así como la estimación en la medida de lo posible de los consumos autorizados no facturados. Para definir y delimitar los distintos sectores predefinidos, es necesario el aislamiento de aquellas tuberías que conecten sectores adyacentes, mediante el correspondiente cierre de las válvulas de corte instaladas en la misma, también denominadas válvulas frontera.

Una vez dividida la red en sectores hidrométricos, resulta más fácil evaluar los caudales circulantes y por ende el nivel de fugas, sobre todo en períodos nocturnos. Por tanto, el estudio de sectorización supone la medida más efectiva en lo referente a la detección de pérdidas de agua y su posterior localización y reparación en función de la prioridad que se establezca a nivel de cada sector.

La sectorización no debe definirse sólo en términos de configuración de la red, sino que debe entenderse como un método de gestión permanente. Para ello es imprescindible dotar al sistema de un centro de análisis o de gestión, capaz de recibir y ordenar diariamente los datos obtenidos por los equipos de campo y analizarlos conjuntamente con información económica, de inventario, de mantenimiento, etc., de forma que se pueda conocer el estado real de funcionamiento del sector. Será este conocimiento el que permitirá la toma de decisiones tanto de mantenimiento como de explotación, e incluso de las inversiones a realizar.

Es por ello que la confección de un modelo matemático de la red que simule fielmente su comportamiento ante cualquier cambio, constituye un primer paso a dar antes de acometer un proyecto de sectorización. Hay que tener en cuenta que con frecuencia las redes de agua

potable abastecen a cientos de miles de personas, por lo que el impacto potencial de las decisiones a tomar con motivo del proyecto de sectorización de la red puede ser notable.

Así, la sectorización es una opción estratégica que reduce el área de inspección para la detección y localización de anomalías, (como roturas, fugas, deficiencias de presión) y además mediante la implantación de un sistema de control, mejora sustancialmente la gestión de la explotación global de la red, optimizando las presiones en cada sector.

El esquema de sectorización debe asegurar un correcto funcionamiento de la red, en especial mejorando la eficiencia de operación. Para ello es necesario contar con información detallada en relación a las demandas actuales y futuras, los estándares de suministro a cumplir, la topografía y topología del sistema, etc.

La sectorización de una red de distribución de agua a presión es una técnica habitual empleada en el control de fugas mediante la acción directa sobre la presión del sistema.

En este sentido una sectorización realizada a partir de un planteamiento de las necesidades presentes y futuras de la red, de sus características físicas y de su diseño adecuado, se convierte en una herramienta que permite asegurar unas condiciones de operación, gestión y mantenimiento de la red adecuadas. Así, las actividades fundamentales para lograr una óptima gestión de la Red de Distribución pueden sintetizarse con la implementación de "mejores prácticas" que permiten reducir las pérdidas físicas ó "FUGAS" y sus efectos no deseados.

En el siguiente diagrama podemos ver todas las variables involucradas en una óptima gestión de la red:

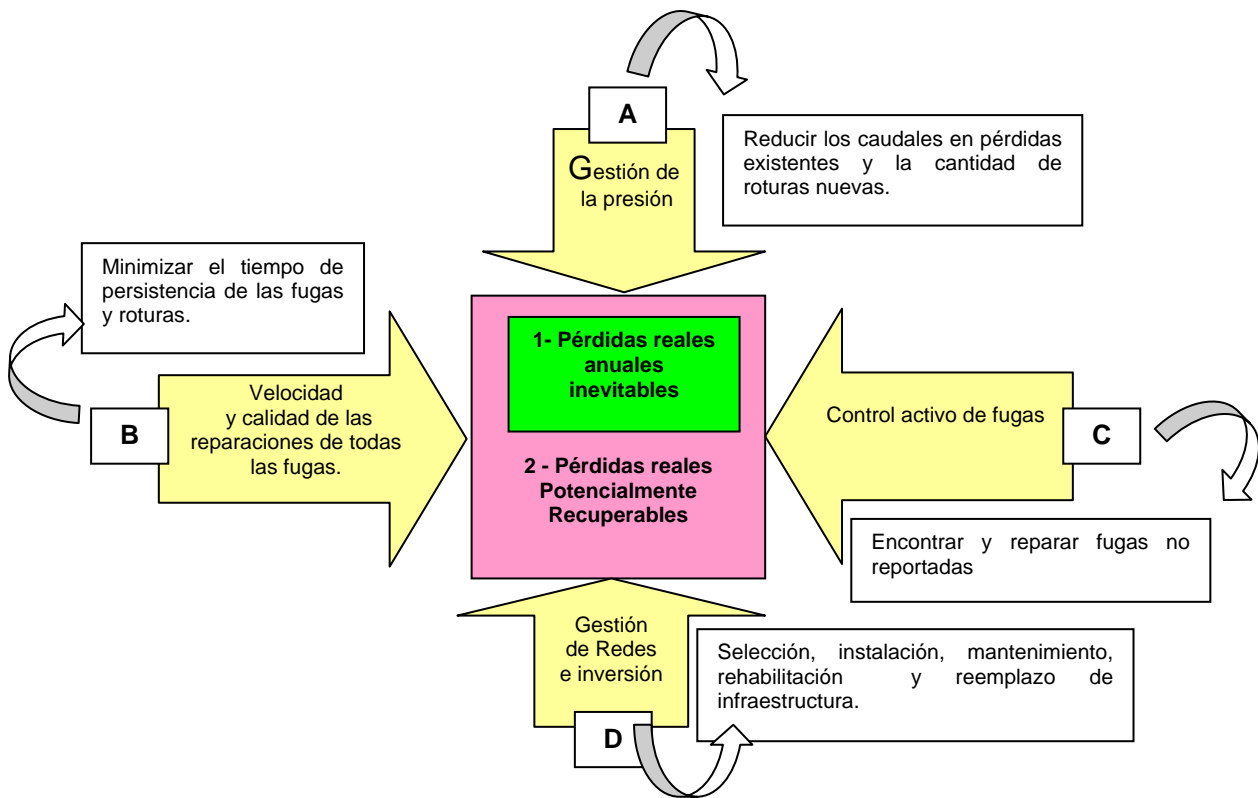


Fig.2 Factores que intervienen en un programa de reducción de fugas

Por lo tanto una correcta sectorización es la primera acción que todo gestor de una red de abastecimiento debiera de llevar a cabo, ya que posteriormente todas las actividades mostradas en el diagrama anterior serían llevadas a cabo con mayor efectividad.

Así, las ventajas de llevar a cabo una sectorización de la red son numerosas:

- Mejora el control y seguimiento del estado de la red al poder efectuar auditorías aisladas en cada sector. Esto es, como estrategia de mejora del rendimiento orienta en la búsqueda de fugas en aquellos sectores en peor estado, optimizando la eficiencia de los recursos destinados a tal fin. En definitiva, se pueden detectar sistemáticamente los sectores más críticos a través del conocimiento del índice de pérdidas por sectores obtenidos de la comparación de los volúmenes medidos. Así es posible determinar las zonas de acción preferente del control de fugas.
- Permite evaluar más fácilmente los resultados de las campañas de detección y corrección de pérdidas.
- Reducción de las áreas de estudio a la hora de la detección de anomalías.

- Mejora de la gestión de la explotación de la red mediante la implantación del adecuado sistema de control. El control de la red será en este caso más eficiente al poderse localizar con mayor facilidad las anomalías que pudieran surgir. Del mismo modo la reparación de las mismas será más rápida al reducirse el área de influencia de éstas a la del sector en el que se produzcan

Pero no conviene olvidar, que también presenta inconvenientes que habrá que tener en cuenta como:

- Disminuye la garantía de suministro respecto a las redes totalmente malladas, ya que una rotura en los puntos de alimentación al sector dejaría sin servicio a todo el sector. Para subsanar este inconveniente es recomendable que el sector esté preparado para poderse alimentar desde otras entradas alternativas que en condiciones normales permanezcan cerradas.
- Aumentan los tiempos de permanencia del agua en la red, lo cual es perjudicial desde el punto de vista de la calidad de la misma. Esto se debe a que aumenta el recorrido que el agua debe hacer hasta llegar al abonado final, ya que las redes adoptan una tipología más ramificada.
- La sectorización conlleva una fuerte inversión inicial ya que no se trata únicamente de instalar válvulas y caudalímetros en los puntos de alimentación, sino que requiere reforzar ciertos tramos de tubería para garantizar la presión de suministro.

2.2.- ANTECEDENTES

El concepto de gestión mediante DMAs fue introducido por primera en la industria del agua en el Reino Unido, a principios de los 80. Así, el primer estudio fue el "Report 26 Leakage Control Policy & Practice (UK Water Authorities Association(1980)". En este informe, un sector o DMA se definió como: *un área discreta de un sistema de distribución creado normalmente por el cierre de válvulas en el que las cantidades de agua entrantes y salientes son medidas.*

Esto ha permitido a la industria del agua en Inglaterra y Gales reducir significativamente las pérdidas, llegando al 50% en 10 años:

En la siguiente imagen podemos ver como una compañía de Reino Unido ha disminuído el volumen de fugas en los últimos 10 años mediante la sectorización de sus redes:

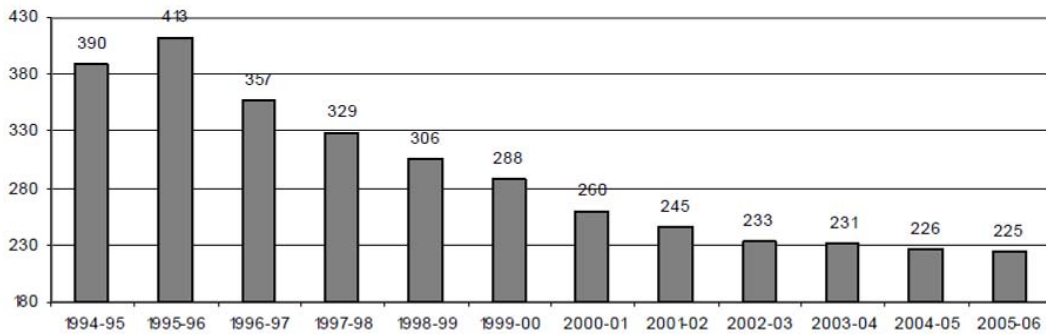


Fig. 3 Disminución de las pérdidas de agua de una empresa de Reino Unido mediante la implementación de DMAs

Pero no sólo la industria del Reino Unido ha sido pionera en la implantación de los sectores o DMAs. También se han llevado a cabo en experiencias en otros muchos países como EEUU, Chipre, Canadá, Indonesia, Italia, España, etc.

A finales de los años 90, el grupo especializado de la IWA *Efficient Operation and Management* creó la Water Loss Task Force, cuya finalidad es desarrollar estudios e investigaciones orientadas a la reducción de las pérdidas de agua. La IWA (International Water Association) se trata de la Asociación Internacional del Agua y representa la red más grande de profesionales en materia hídrica, contando con más de 10.000 expertos asociados de todo el mundo.

Así, los aportes más significativos relacionados con las pérdidas de agua en las redes de abastecimiento han sido expuestos en las Conferencias organizadas por la Task Force Water Loss. Dichas Conferencias fueron celebradas en Bucarest (Rumania) bajo el título Water Loss 2007 así como en Halifax (Canadá) : Leakage 2005.

Debido a la importancia que la implementación de DMAs empezó a adquirir para mejorar la gestión de las redes, en Febrero de 2007 se publicó el Manual: "DMA Guidance Notes". Dicho manual tiene por objetivo dar una introducción, a todos aquellos gestores de redes, de los beneficios de la división de la red en sectores a la hora de aplicar estrategias de control activo de fugas.

Por eso y antes de continuar con todos aquellos aspectos relativos a la implementación de los sectores dentro de la red, se considera oportuno mostrar de manera resumida los agentes

implicados así como las actividades llevadas a cabo en Europa, Australia y EEUU en materia de reducción de pérdidas de agua.

AUSTRALIA

La industria del agua australiana está formada por más de 300 empresas encargadas del suministro de agua y son representadas por la WSAA (Water Services Association of Australia). Solamente 20 empresas dan servicio al 60% de la población australiana. Una gran parte del país ha sufrido largas y severas sequías a lo largo de los últimos 5-10 años, y por tanto las estrategias orientadas a la reducción de pérdidas de agua están adquiriendo gran importancia.

Los conceptos, metodologías y buenas prácticas formulados por la IWA (International Water Association) han sido promovidos y puestos en marcha por la Wide Bay Water Corporation (WBWC), una Corporación local Pública en Queensland. La WBWC ha creado un centro de docencia y ha llevado a cabo numerosos talleres y conferencias para más de 50 empresas de agua del país. También ha desarrollado una serie de 10 manuales titulados: "Managing and Reducing Losses from Water Distribution Systems (2004)". Igualmente facilitan apoyo y ofrecen consultorías para fomentar la gestión de la presión en las redes, el control activo de fugas, la sectorización y otras buenas prácticas.

NORTE AMÉRICA

La industria norteamericana del agua, incluyendo Canadá y EEUU, consiste en varios cientos de empresas con diferencias de tamaño muy significativas entre ellas. Las actividades orientadas a la gestión de las pérdidas son algo escasas y se limitan a reparar las fugas visibles así como las principales conducciones, ya que en muchos casos el cliente es el propietario de la acometida.

La importancia de la gestión de la presión con objetivo de reducir la frecuencia de nuevas roturas y reducir las pérdidas reales, aún no ha sido tomada muy en cuenta en EEUU. Aunque la mayoría de las empresas han controlado la presión de sus redes, ha sido tradicionalmente basado con motivo del diseño hidráulico, sin valorar la reducción de pérdidas. El diseño es algo complejo debido a los requerimientos mínimos que tienen que cumplir relativos al flujo de incendio, problemas de calidad y seguridad del abastecimiento. Sin embargo esta situación está cambiando, y las empresas empiezan a publicar sus avances en materia de reducción del número de fugas y están empezando a tomar conciencia de la importancia y efectividad de dichas medidas.

En el caso de Canadá, sí se han realizado estudios avanzados sobre los resultados obtenidos en redes que han gestionado la presión mediante VRPs. Dichas investigaciones han estado enmarcadas dentro del programa de investigación de la AWWA.

En lo que respecta al uso de la sectorización cabe mencionar que está aumentando considerablemente en los últimos años, especialmente en el caso de Canada donde muchas de las principales empresas están implementando DMAs, bien en sistemas piloto o bien en sistemas completos. En el caso de EEUU, mencionar que esta técnica se empezó a usar a principios de los 60 y se implementó hasta finales de los 70. Posteriormente pasaron unos años, hasta que gracias a la IWA Water Loss Task Force y al Comité AWWA Water Loss Control, reanudaron con la implementación de DMAs en las redes de abastecimiento de EEUU. Así la AWWA Research Foundation está dando soporte a las empresas gestoras mediante buenas prácticas para el diseño de las DMAs.

EUROPA

Debido a la variedad de países existentes dentro de la Unión Europea, resulta difícil hacer una valoración global. Pero sí cabe mencionar que Reino Unido, Alemania y Francia, son los pioneros en la implementación de estrategias para reducir las pérdidas de agua. También son los que tienen organismos encargados de la regulación de las empresas que gestionan los abastecimientos.

En el caso de Italia sorprende el interés mostrado recientemente en aplicar las metodologías para la gestión de sus redes. Para ello fue imprescindible el trabajo realizado por la fundación AMGA, que patrocinó investigaciones que permitieron a las empresas de agua, agencias públicas de salud y otros proporcionar agua de calidad a los consumidores.

En el caso de España, no son muchas las redes que se encuentran totalmente sectorizadas. Aún así, algunos ejemplos de redes que cuentan con algún estudio y experiencia piloto en sectorizaciones son San Sebastián, Reus, Málaga, Barcelona, Santander, Valencia.

Para finalizar, mencionar que durante los últimos 20 años han sido publicados a nivel internacional los siguientes documentos con el ánimo de progresar en la gestión de las pérdidas de agua. Estos son:

- 1980.- Leakage Control Policy and Practice (Report 26), UK
- 1985.- District Metering: Part 1: System Design and Installation, UK
- 1987.- District Metering: Part 2: System Operation, UK
- 1994.- Managing Leakage Reports, UK

- 1999.- A Manual of DMA Practice, UK
- 2001.- Leakage Management and Control, WHO, Geneva
- 2002.- Losses in Water Distribution Networks, UK
- 2004.- Managing Leakage by District Metered Areas, UK
- 2005.- Managing and Reducing Losses from Water Distribution Systems, Australia
- 2006.- Water losses control in drinking water systems, Portugal
- 2007.- DMA Guidance Notes. IWA Water Loss Task Force

2.3.- TEORÍA DE LA GESTIÓN MEDIANTE DMAs

El fundamento principal en el que se basa la gestión mediante DMAs es en el conocimiento y uso de los flujos para determinar el nivel de pérdidas en las áreas definidas previamente. La implementación de las DMAs nos permite determinar los niveles de fugas y consecuentemente priorizar las actividades de localización de las mismas. Así, monitoreando los flujos en las DMAs será posible identificar la presencia de nuevas roturas y por tanto actuar de manera que las mantengamos en el nivel óptimo. Las fugas son dinámicas y mientras que inicialmente podemos lograr reducciones significativas, los niveles tras un período de tiempo tenderán a subir a no ser que se lleve a cabo un continuo control de las fugas. Por tanto, la gestión de las DMAs deberá ser considerada como un método para reducir y posteriormente mantener un bajo nivel de fugas en la red de abastecimiento.

La clave para la gestión de las DMAs es el correcto análisis del flujo nocturno para determinar si hay un exceso de fugas e identificar la presencia de aquellas que hayan podido originarse.

Antes de seguir introduciendo conceptos se describirán brevemente los tipos de pérdidas que podemos tener en una red de abastecimiento, ya que siempre que se hable de fugas en la presente Tesina se estará refiriendo a las pérdidas reales. Por eso, las pérdidas las podemos clasificar como:

- pérdidas reales.- Se refiere a todas aquellas pérdidas de agua que se dan en las tuberías de transporte, tuberías de distribución así como en los depósitos. De esta forma equivalen a la diferencia entre el agua inyectada al sistema y el agua consumido por el total de abonados, incluyendo los accesorios existentes así como en todos aquellos accesorios de conexión.
- pérdidas aparentes.- Son aquellas que se producen debido a inexactitudes de mediciones así como las debidas a los consumos de agua fraudulentos.

Tradicionalmente las pérdidas reales eran cuantificadas como un volumen y eran calculadas a través de un balance anual. Sin embargo, no es necesario un control tan exacto de las pérdidas ya que pueden ser necesarios varios meses para conseguir identificarlas y la precisión de la medida puede que no sea del todo buena.

Por eso, la magnitud de las pérdidas puede ser estimada calculando el patrón de consumo durante 24 horas. Así, una pequeña relación entre el caudal mínimo y el punta, particularmente en una red con pocos consumos industriales nocturnos, es indicativo de un red con muchas pérdidas. Sin embargo, este método no permite cuantificar directamente el nivel de fugas.

Así, es más exacto realizar un seguimiento de los consumos mínimos, lo cual ocurre normalmente durante las horas nocturnas. Este es el principio de los caudales mínimos nocturnos, originalmente recomendado en el UK Report 26 (1980).

El tamaño de las DMAs afectará en la precisión del cálculo de las fugas, de manera que una DMA de gran tamaño tenderá a tener más pérdidas y mayor consumo nocturno, lo que significará que una fuga representa un menor porcentaje del consumo mínimo nocturno, reduciendo así la precisión.

La figura siguiente muestra la variación típica del caudal mínimo nocturno en una DMA en la cual hay poca variación estacional del consumo nocturno. La presencia de fugas visibles (comunicadas) y fugas no-visibles (no comunicadas) puede ser identificada.

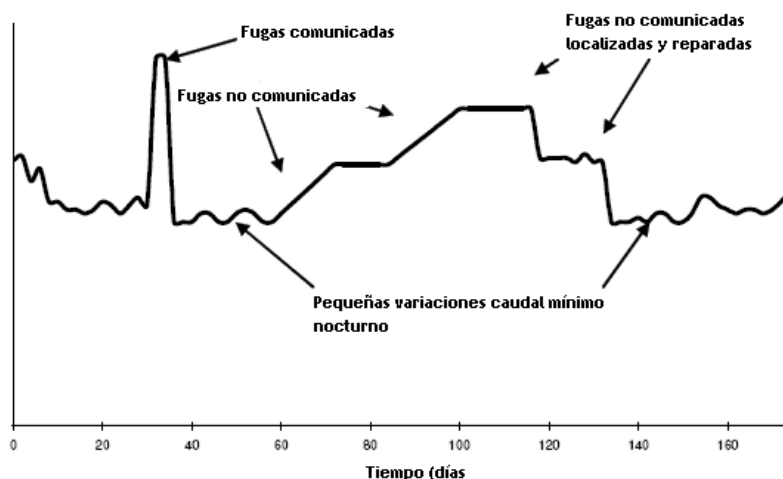


Fig. 4 Interpretación de la variación de los flujos mínimos nocturnos de una DMA

Si todas las fugas detectadas son adecuadamente reparadas, entonces los mínimos observados en la gráfica corresponderán a la suma de los consumos de los abonados en las horas nocturnas más las pérdidas no-visibles, como se observa en la siguiente figura:

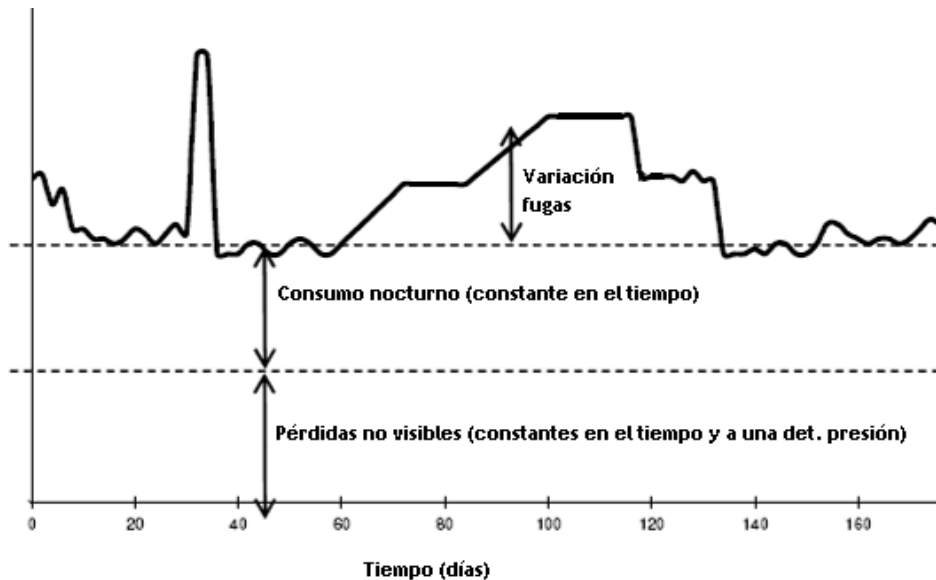


Fig. 5 Componentes del flujo mínimo nocturno

Los consumos nocturnos varían semanalmente y según la estación del año en la que nos encontremos. Por eso será necesario interpretar con cuidado los resultados obtenidos en la gráfica de los caudales mínimos nocturnos.

En los países en los que se registra el consumo, es posible estimar con precisión el consumo real de los abonados aplicando un factor nocturno a la media del consumo medido. Entonces, este es restado del caudal mínimo nocturno en la DMA obteniendo así el valor de las fugas.

Para los países donde no se registra el consumo una simple aproximación para obtenerlo sería expresar el consumo nocturno como un % del caudal medio diario. Si este valor es mayor que el predeterminado en las guías y estudios disponibles será indicativo de que es necesario la búsqueda de las fugas. Sin embargo, dichos valores predeterminados pueden variar significativamente entre países. Por ejemplo, en Alemania se aplica 5% mientras que el equivalente en EEUU sería del 35%. En el caso de Japón, se utiliza un parámetro cualitativo alternativo: m³/km/hora. Para el caso de Reino Unido el parámetro a utilizar sería: m³/acometida/hora. Como la gestión de las DMAs requiere comparar valores existentes con el

valor objetivo, la elección del parámetro deberá estar en función de las necesidades locales y de las características de la red.

Actualmente, existen numerosas investigaciones que proponen distintos métodos para el cálculo del caudal mínimo nocturno, los cuales no son ámbito de aplicación de esta Tesina.

Antes de continuar con el presente capítulo es conveniente presentar de manera global, el Balance de Agua de la IWA. Este resume los diferentes componentes del consumo así como los distintos tipos de pérdidas que habrá que tener en cuenta para la correcta auditoría hídrica de una red de abastecimiento:

Volúmenes puestas en distribución	Consumos autorizados	Consumos registrados	Consumos facturados	Aguas contabilizadas (AC)
			Consumos no facturados	
		Consumos no registrados	Consumos facturados	Aguas no contabilizadas (ANC)
			Consumos no facturados	
	Pérdidas	Pérdidas aparentes	Inexactitudes de medición	
			Gestión del parque de contadores	
			Usos ilegales	
		Pérdidas reales	Errores del sistema de facturación	
			Fugas en la red de transmisión y distribución	
			Fugas y desbordamientos sobre los depósitos de la compañía	
		Fugas en las conexiones de servicio hasta el punto de medición del cliente		

Fig. 6 Balance de agua propuesto por la International Water Association (IWA)

2.4.- ETAPAS EN LA IMPLEMENTACIÓN DE LAS DMAs

La división de una red de abastecimiento en sectores puede ser una operación delicada que, sino es llevada a cabo con cuidado, puede causar problemas de abastecimiento y de calidad. Sin embargo, si se realiza de manera correcta y tomando las consideraciones oportunas, incluso las redes más grandes y complejas pueden ser divididas con éxito, como lo justifican los numerosos ejemplos de redes sectorizadas por todo el mundo.

Como normal general, el primer paso para el diseño de un esquema de gestión de las DMAs debiera incluir una revisión de la infraestructura de producción de la red. El diseño es muy específico para las condiciones hidráulicas y de calidad de cada red. Normalmente el diseño debiera de empezar por las tuberías de transporte y de ahí continuar con las tuberías de distribución. El objetivo es tener separados los sectores hidrométricos respecto de las tuberías de transporte, de manera que mejoramos el control de la red sin afectar la flexibilidad a la hora de establecer posteriormente las DMAs.

El control de la presión es considerado como un elemento clave a la hora de gestionar las pérdidas en la red, y deberá ser tenido en cuenta a la hora del diseño del esquema inicial por los siguientes motivos.

- Reduce considerablemente el nivel de pérdidas
- Reduce el riesgo de la aparición de nuevas fugas
- Prolonga la vida útil de las tuberías y accesorios de la red

Así, a continuación podemos observar las etapas principales para el diseño e implementación de las DMAs:

ETAPAS PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE LAS DMAs

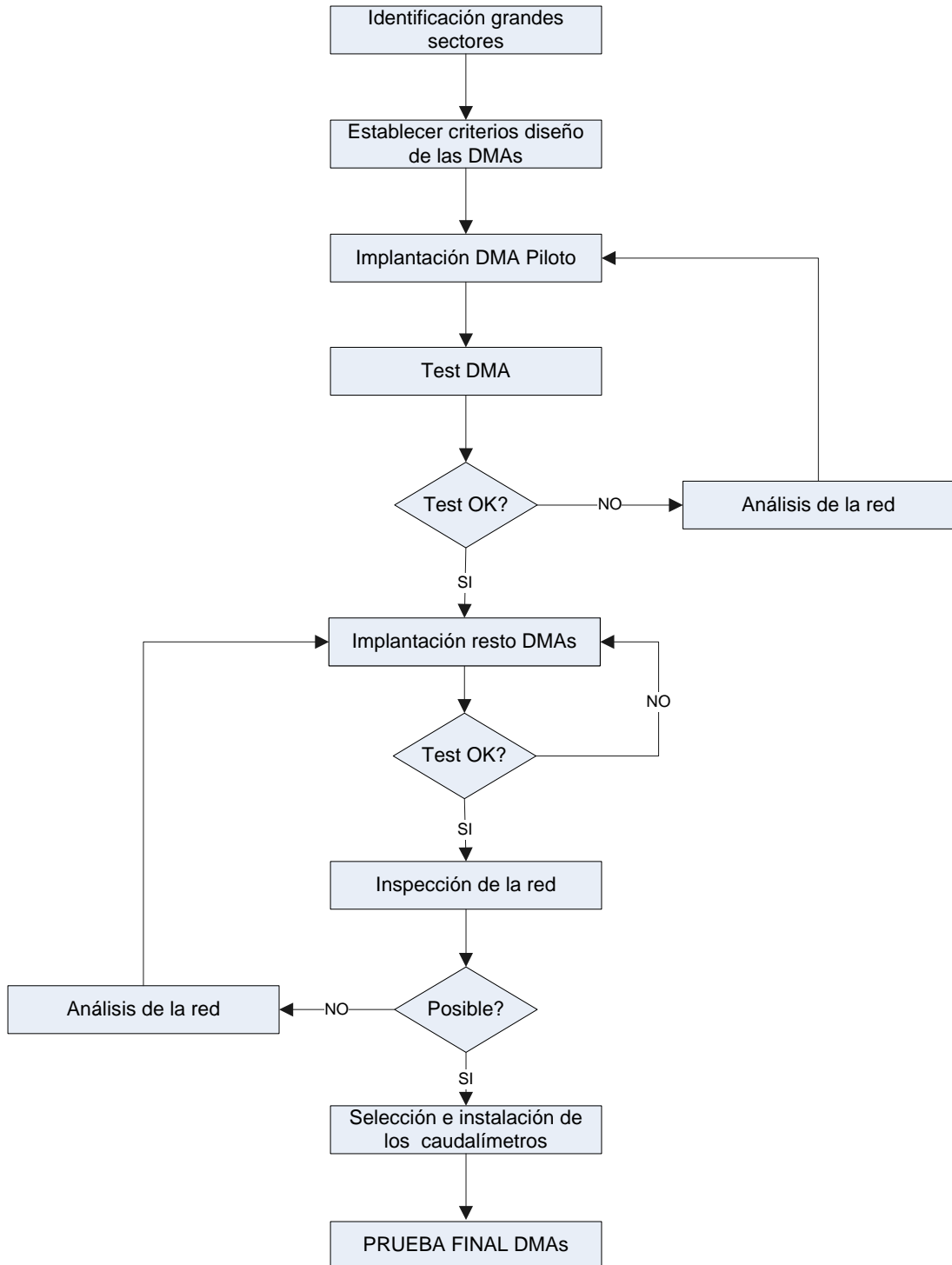


Fig. 7 Etapas necesarias para la implementación de DMAs en una red de abastecimiento

A continuación se explicarán de manera general cada una de las etapas previamente mencionadas:

Etapa 1.- Identificación de los grandes sectores

En redes grandes y complejas, la gestión de las DMA debiera de introducirse como parte de un plan global para monitorear el flujo desde las fuentes principales. En estas situaciones, podría ser preferible dividir inicialmente la red en grandes sectores para identificar cuales son los que más pérdidas tienen, de manera que sean priorizados para la creación de DMAs. Este plan inicial necesita cuidadosas consideraciones para determinar los límites, ya que este diseño inicial será fundamental para el éxito del proyecto y para su eficacia a largo plazo. De hecho, siempre que sea posible se utilizarán límites naturales como ríos, barrancos, líneas de ferrocarril, etc.).

Si es posible, estos grandes sectores no deberían incluir las tuberías de transporte con el objetivo de mantener una cierta flexibilidad a la hora de delimitar las DMAs. Lo ideal es que dichos sectores se establecieran mediante el cierre de válvulas ubicadas en los límites del mismo. En aquellos donde no sea posible establecer contornos, se instalarán caudalímetros para registrar el caudal de entrada y de salida.

Recordar que para este tipo de redes es muy recomendable utilizar un modelo matemático calibrado de la red para identificar los puntos de suministro y las necesidades de los sectores formados, de manera que se evite la situación en la que un depósito no sea capaz de abastecer a los sectores diseñados. También esta etapa permitirá identificar qué partes de la red están sobredimensionadas, lo cual podría derivar en problemas de calidad de agua. El sobredimensionamiento de la red suele estar originado tras un cambio en los planes del desarrollo de la ciudad o municipio de estudio, como consecuencia de la falta de análisis hidráulicos tras la reconfiguración de la red.

Así, un correcto diseño de los sectores será determinante a la hora de establecer las DMAs, realizándose dicha etapa de manera más rápida y segura. Todo esto influirá directamente en la gestión posterior de las DMAs.

Otra de las ventajas de diseñar inicialmente los sectores es que la implementación de las DMAs se podrá realizar de manera progresiva, empezando por aquellos sectores que tengan mayores pérdidas.

En el caso de pequeños núcleos y zonas rurales, las redes tienden a prestarse por sí mismas a la configuración de los sectores, de manera que el diseño inicial es notablemente más sencillo.

En la siguiente figura podemos observar un diseño típico de sectores y DMAs :

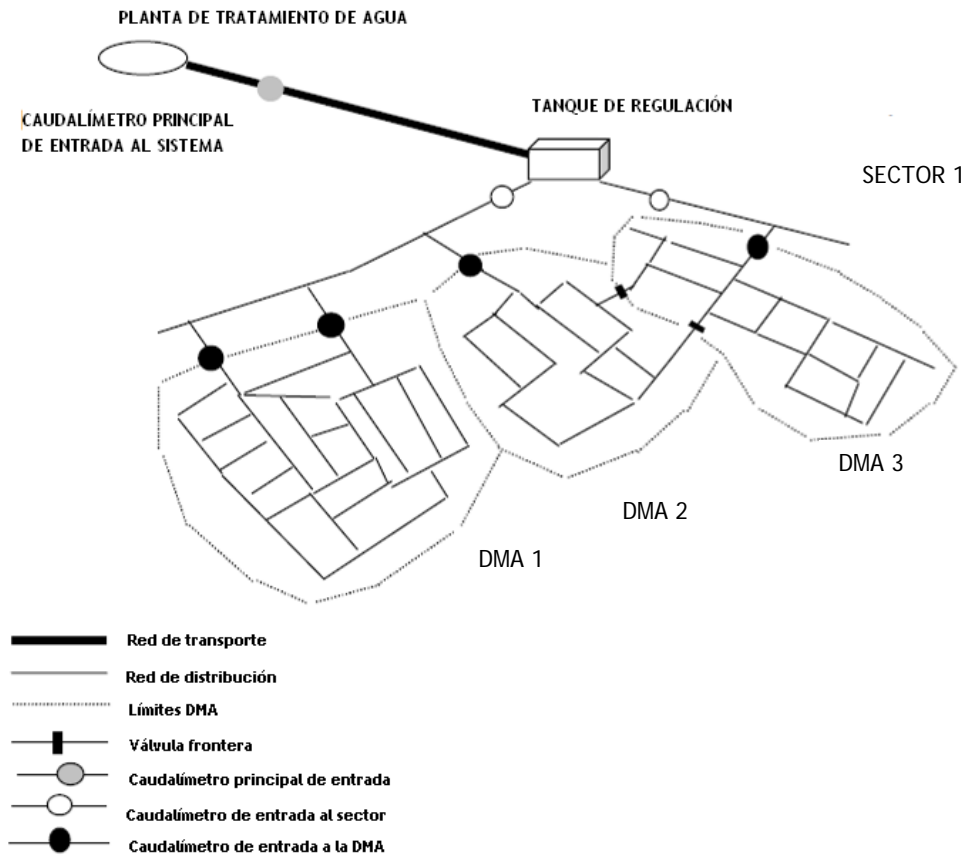


Fig. 8 Configuración típica de una DMA

Etapas 2.- Establecer los criterios de diseño

Existen una serie de criterios a tener en cuenta a la hora de diseñar las DMAs :

A.- Índice Económico de Fugas

Cada compañía tendrá su propio criterio para establecer el índice económico de fugas y establecer las pérdidas máximas permitidas en cada sector. Esto determinará, entre otras cosas el tipo de política de control activo de fugas, el tamaño y número de DMAs y la contratación de personal. El operador deberá ser capaz de:

- Identificar rápidamente cuándo ocurren fugas importantes

- Tener localizadas las fugas de fondo (“background leakage”)
- Reducir el tiempo de localización de las fugas
- Mantener el nivel de fugas en el nivel aceptable

B.- Tamaño DMAs

El tamaño de las DMAs tiene una relación directa con el coste de la sectorización, de manera que cuanto menor sea el tamaño de las DMAs mayor será el coste total, debido a que será mayor el número de elementos a instalar, tales como válvulas y caudalímetros, y también mayor mantenimiento. Sin embargo, los beneficios obtenidos del diseño de DMAs reducidas son:

- Las nuevas fugas serán identificadas más rápidamente
- Se podrán identificar fugas de fondo de menor caudal
- El tiempo de localización también se reducirá debido a la menor área de trabajo es menor.
- Los costes asociados a la detección también serán menores.

En la práctica, siempre habrá una diferencia significativa en el tamaño de las DMA debido a la configuración de la infraestructura y a la necesidad de optimizar las presiones. En Reino Unido, las DMAs son normalmente dimensionadas según el número de abonados, donde normalmente cada abonado es abastecido por una acometida. En el caso de áreas urbanas varían entre los 500 y 3.000 abonados.

Se ha comprobado que en DMAs formadas por más de 5.000 abonados, resulta difícil discriminar las pequeñas fugas de los caudales nocturnos. Sin embargo, grandes DMAs pueden ser divididas temporalmente cerrando válvulas adicionales de manera que cada sub-área es alimentada de manera alternativa, logrando de esta forma reducir el área de inspección. Para llevar a cabo esto, será necesario el cierre de determinadas válvulas.

Las DMAs también pueden ser dimensionadas según el número de Km. de tubería, particularmente en sistemas de distribución como en España, que contienen bloques de edificios.

A pesar de todo, los factores hidráulicos, prácticos y económicos serán los que finalmente condicionarán el tamaño de las DMAs.

C.- Orografía del terreno

Este va a ser un factor fundamental a la hora de delimitar las DMAs, debido a la alta influencia de esta sobre las presiones en los nudos del sistema. Se tendrá en cuenta la uniformidad de presiones en los puntos interiores en cada sector, es decir, minimizar en lo posible las variaciones espaciales de presión en el interior de los sectores.

D.- Calidad del agua

El hecho de crear DMAs involucra el cierre de válvulas, de manera que se crean más tramos extremos de los que normalmente se encontrarían en un sistema completamente abierto, es decir sin DMAs implementadas. Por consiguiente, es posible que haya quejas por parte de los abonados referentes a problemas de calidad del agua, de manera que cuanto mayor sea el número de válvulas cerradas mayor será la probabilidad de que estos incidentes sucedan.

Este problema puede ser puntualmente solventado con programas "flushing" de descarga periódicas de las tuberías. Algunas compañías tienen configuraciones específicas para las válvulas frontera que consisten en 2 válvulas (una a cada lado de un hidrante) para ayudar a la realización de las descargas, de manera que faciliten la obtención de caudales importantes en esos extremos de tramos, evitando así el estancamiento del agua.

E.- Requerimientos de presión

Dependiendo del lugar de implementación de las DMAs habrá que tener en cuenta los requisitos mínimos legales exigidos, de manera que incluso en los meses de mayor consumo el sistema mantenga unas presiones mínimas de servicio.

También habrá que tener controladas las zonas dentro de las DMAs donde tenemos presiones excesivas y por tanto mayor índice de fugas y posible deterioro de las tuberías. En estos casos se colocarán válvulas reductoras de presión.

F.- Alimentación sectores

Se intentará que cada uno de los sectores y DMAs sea abastecido por un único punto. Esto puede crear problemas localizados y, por tanto, en algunos casos, será necesario prever una doble alimentación, lo que implica la instalación de válvulas adicionales y caudalímetros en cada una de estas líneas.

Etapa 3.- Diseño de las DMAs

Esta etapa consiste en dividir cada sector previamente identificado en las DMAs que convenga. Se da en sistemas de distribución relativamente grandes, ya que en los pequeños la máxima unidad de división será el sector.

Siempre que se inicia la delimitación de los límites de las DMAs será importante tener identificado:

- las tuberías principales
- aquellos edificios o zonas que requieran una mayor presión mínima de servicio
- los abonados con mayores consumos
- las curvas de nivel del terreno

En este primer paso es interesante contar con el conocimiento que tienen los operadores de la red, tanto a nivel físico como hidráulico para identificar posibles zonas con problemas, que de no ser tenidos en cuenta podrían incluso ocasionar más problemas de los existentes. En el caso de que los límites de una determinada DMA crucen una tubería de transporte, habrá que instalar un caudalímetro, para así poder saber el consumo de la DMA.

Los límites de las DMAs deberán seguir la línea de mínima resistencia basándose en los límites hidráulicos y naturales. Además deben de ser diseñados no sólo para cumplir con los criterios de diseño mencionados en la etapa anterior, sino de manera que crucen el menor número posible de tuberías principales. El tener en cuenta esta consideración tiene las siguientes ventajas:

- Evitar la instalación de caudalímetros de grandes diámetros y por tanto reducir así el coste de instalación.
- Aumentar la exactitud del caudal de entrada en la DMA, ya que cuando gran parte del caudal que entrada en una DMA sale posteriormente hacia otras DMAs de la red, los errores introducidos en la medida del caudal consumido en la DMA inicial son mayores.

También es importante tener en cuenta dónde instalaremos los caudalímetros, ya que una incorrecta localización del mismo causará errores en la medición. (Ver Etapa 7.- Instalación contadores). Además se planteará el sistema de recogida y transmisión de los datos registrados en los caudalímetros hacia el puesto de control

Por lo tanto, de manera resumida podemos mencionar que los aspectos más importantes a tener en cuenta a la hora de acometer el diseño de los límites de las DMAs son:

- Orografía del terreno
- Tamaño apropiado de las DMAs
- Localización de los caudalímetros y transmisión de datos
- Compromiso del mayor número posible de operarios para llevar a cabo el cambio de funcionamiento de la red
- Número de válvulas frontera cerradas
- Número de caudalímetros a instalar
- Presión óptima para cumplir con las exigencias legales.

Etapa 4.- Test DMAs

Una vez que han sido diseñados los límites de las DMAs, la siguiente etapa consiste en comprobar que la DMA se encuentra aislada, mediante el cierre de las válvulas frontera. De esta manera podemos asegurarnos de que:

- Ninguna válvula frontera permita el paso del flujo. En caso contrario, se procederá a su reparación o remplazamiento, ya que podríamos estar cometiendo errores importantes en el cálculo del caudal fugado, cuando en realidad son transferencias de agua entre 2 DMAs contiguos a dicha válvula. Esto es lo que se denomina "Test de presión cero", y que se explica más adelante.
- Los caudalímetros funcionan correctamente
- Todas válvulas existentes dentro del sector están funcionando en su estado esperado: abierto/cerrado.

Un procedimiento típico para llevar a cabo el "Test de presión cero" sería el siguiente:

1. Indicar las válvulas frontera haciéndolas una marca en la tapa
2. Planificar y preveer previamente a los usuarios, de que el test será llevado a cabo entre la 02:00 - 05:00 HORAS.
3. Asegurarnos que el personal tiene controlado cuáles son los límites de las DMAs, las válvulas frontera y el caudalímetro de entrada.
4. Colocar transductores de presión y aforadores en los lugares claves dentro de la DMA
5. Aislar la DMA, mediante el cierre de la válvula de entrada al mismo.
6. Analizar las presiones obtenidas. Si la presión cae a cero, entonces significa que la DMA están bien delimitada, es decir que las válvulas frontera funcionan correctamente; . Por el contrario, si tras unos minutos la presión no disminuye a cero deberá realizarse una comprobación para averiguar si hay entradas de agua

incontroladas. Para ello simularemos un consumo (por ejemplo, abriendo un hidrante) con el objetivo de provocar la entrada de flujo, debiendo bajar la presión a cero. En otro caso, la variación de presiones nos permitirá identificar el punto de entrada del caudal.

7. Si el test falla, también puede ser que alguna de las válvulas frontera no haya sido cerrada, en cuyo caso estará permitiendo el paso del flujo. Se procederá a su búsqueda. Posteriormente se llevará a cabo una vez más dicho test.
8. Si el test falla, y no se encuentran válvulas abiertas entonces se tendrá que realizar un estudio más pormenorizado de las válvulas frontera para determinar cuales son las que están en mal estado.
9. Para finalizar el test, se abrirá la válvula de entrada a la DMA y se comprobará que se restablecen las presiones

Etapa 5.- Inspección de la red

Es necesario verificar los lugares que fueron elegidos en la fase de diseño para ubicar los caudalímetros. Será en esta etapa cuando cualquier error en los datos de partida de las tuberías aparecerá, debiendo obtenerse en campo la información imprescindible que no fue proporcionada en los mapas.

Es importante asegurarse dónde se van a instalar los caudalímetros, ya que una vez empezada la excavación, e incluso habiendo cortado el suministro a los abonados, cualquier cambio será un gran inconveniente tanto para la empresa de aguas, como para los consumidores.

También es importante tener en cuenta una serie de requerimientos si se va a disponer de un sistema SCADA, de manera que el caudalímetro sea instalado lo más próximo al centro de control con el objetivo de minimizar el coste derivado del sistema de comunicación.

Etapa 6.-Selección e instalación de caudalímetros

Antes de llevar a cabo la instalación de un caudalímetro, hemos de pensar que debe de ser capaz de medir con exactitud los caudales mínimos nocturnos y de evitar altas pérdidas de carga con los caudales punta. Así, la elección del caudalímetro y el tipo dependerá de:

- Tamaño de la tubería
- Rango de caudales
- Pérdidas de carga a caudal punta
- Requerimientos de funcionamiento a flujo inverso

- Precisión requerida
- Repetibilidad
- Requerimientos de comunicación de datos (SCADA)
- Velocidad de respuesta
- Coste del caudalímetro
- Costes de mantenimiento
- Preferencia de la empresa gestora

En el caso de que no se disponga de un modelo matemático para evaluar el caudal que va a pasar por el caudalímetro, se puede instalar temporalmente un medidor de inserción, realizando algunos ajustes sobre el caudal medido, con objeto de tener en cuenta los caudales estacionales o excepcionales. Si ninguna de estas herramientas está disponible, el caudal se deberá estimar a partir del número de abonados del distrito, su consumo previsto y una estimación del nivel de fugas. Cuando exista una DMA con un alto nivel de fugas, se deberá observar que los caudales mínimos que tenga que registrar el caudalímetro en el futuro serán probablemente muy diferentes de los actuales, una vez se hayan localizado y reparado las fugas.

Puesto que el nivel de fugas de las DMA va a estar basado en los valores medidos por el caudalímetro, su precisión va a ser un requisito importante a tener en cuenta. En el caso de que la DMA contenga varios caudalímetros, esta característica va a ser especialmente necesaria, ya que la superposición de errores podría dar lugar a resultados erróneos en el nivel de fugas. En este caso, la repetibilidad del caudalímetro es también importante.

Los caudalímetros de las DMAs pueden estar conectados a una estación de control central a través de un sistema de teledatada, de forma que los datos de caudal sean continuamente medidos, si bien deberá tenerse en cuenta el sobre coste que ello va a suponer. A este respecto, se deberá buscar un emplazamiento que esté próximo a instalaciones de suministro de energía o comunicaciones que sean necesarias para el funcionamiento del equipo. Una alternativa al sistema de teledatada consiste en conectar el caudalímetro a un registrador de datos (ó *data logger*, en terminología inglesa), que puede estar situado en una pequeña arqueta junto al caudalímetro, y que periódicamente es inspeccionado para recoger los datos almacenados.

La instalación de la mayoría de caudalímetros irá acompañada de válvulas de aislamiento aguas arriba y aguas abajo del caudalímetro. En ocasiones es posible colocar el caudalímetro cerca de una válvula existente, por lo que sólo será necesario añadir una válvula más. Es

conveniente también disponer de un punto de toma aguas arriba del caudalímetro, con objeto de poder verificar el funcionamiento del caudalímetro mediante un caudalímetro de inserción. Por otra parte, se debería instalar un by-pass en el emplazamiento del caudalímetro, con el fin de que el caudalímetro pueda ser aislado para realizar tareas de mantenimiento, sin afectar al suministro de agua en el distrito.

Los más empleados en las DMAs son los electromagnéticos, ya que tienen buena precisión a caudales bajos sin afectar excesivamente las pérdidas de carga en los caudales punta. El inconveniente es que suelen ser caros y en muchos casos requieren fuentes de energía externa. Los ultrasónicos tienen características similares y son algo más baratos ya que no es necesario desconectar la tubería. Existen otros muchos tipos de caudalímetro, pero su descripción y usos no son objeto de esta Tesina.

Como bien hemos visto hasta ahora son múltiples las etapas y consideraciones a tener en cuenta a la hora de implementar DMAs en una red de abastecimiento. Merece la pena destacar la enorme utilidad de un modelo matemático calibrado, ya que nos dará una amplia y completa información del funcionamiento del sistema además de permitirnos el probar diferentes configuraciones de la sectorización y poder comprobar resultados.

2.5.- MANTENIMIENTO DE LAS DMAs

Una vez que las DMAs entren en operación, la eficiencia del sistema dependerá de la integridad de éstas, debiendo realizar un un mantenimiento de las mismas cuando se produzcan cambios importantes en el sistema que puedan poner en compromiso la eficacia de la sectorización. Así, los cambios que implicarán la revisión de las DMAs serán:

- Cambios en los contornos de las DMAs
- Nuevos puntos de inyección de agua al sistema
- Cambios de operación

2.6.- MONITOREO DE LAS DMAS

El concepto de monitoreo de las DMAs consiste en medir los flujos inyectados en el área delimitada por la DMA en el momento del día en el que la demanda es la más baja, pudiendo así eliminar así el consumo de los abonados. Esto es lo que se le conoce como el Análisis del caudal mínimo nocturno. En la mayoría de las situaciones, dicho caudal mínimo ocurre entre las 02:00 y las 05:00 am.

Esto nos permite evaluar las fugas de la red en cada una de las DMAs, mediante una metodología que consiste en calcular cada uno de los componentes del caudal mínimo nocturno, de acuerdo con una serie de valores aproximados. Así, los datos que precisamos conocer son el número de usuarios, la presión media nocturna y los consumidores excepcionales, pudiendo estimarse el número de usuarios no domésticos a partir del porcentaje global de la compañía. Se trata por lo tanto de determinar el caudal mínimo al que se podría llegar si sólo existieran fugas latentes y consumos de usuarios, lo que se puede considerar como el consumo nocturno inevitable de agua.

En la siguiente imagen podemos observar los componentes del caudal mínimo nocturno:

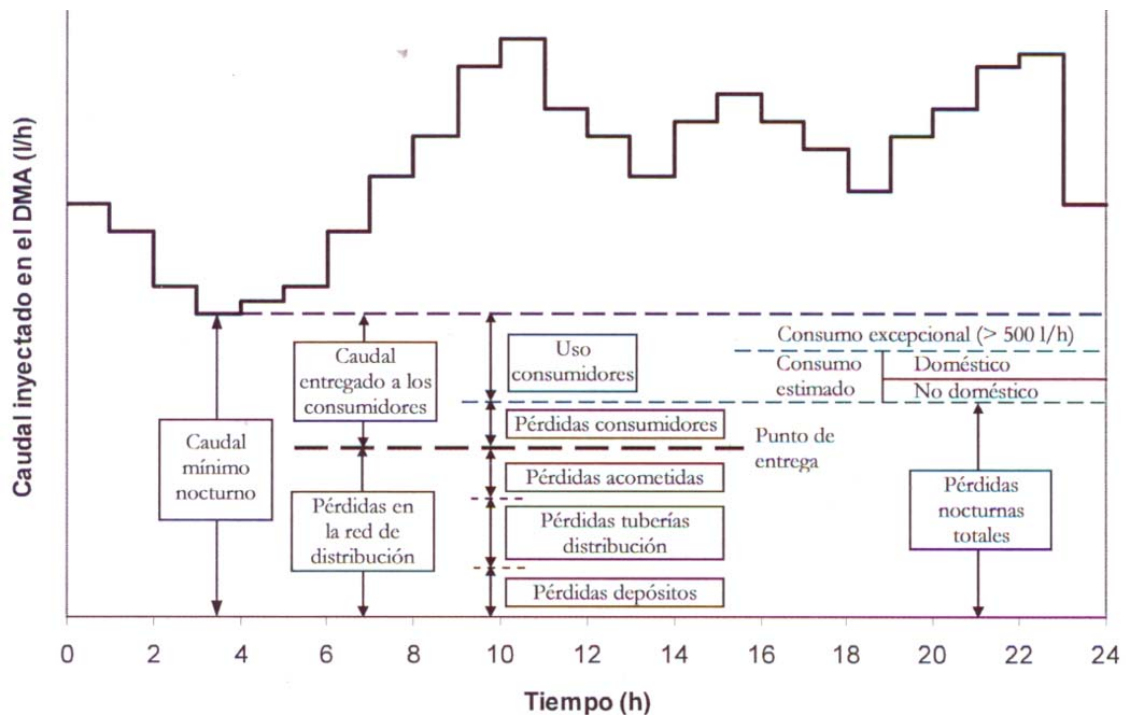


Fig.9 Componentes del caudal mínimo nocturno

Como se mencionó anteriormente no es objeto de esta Tesina el hacer un estudio más profundo del análisis del caudal mínimo nocturno.

2.7.- PRIORIZACIÓN EN LA BÚSQUEDA DE FUGAS

En base al análisis de caudales nocturnos se pueden elaborar informes sobre el nivel de fugas producido por roturas en DMAs, con objeto de proporcionar a la compañía suministradora un

programa sobre las fugas que pueden ser reducidas. Cuando este análisis esté desarrollado completamente, la compañía podrá monitorizar de forma efectiva un gran número de DMAs, y centrar las tareas de reducción de fugas en aquellos DMAs que produzcan mayor beneficio.

Los distritos en los que se haya observado un exceso de fugas deberán ser priorizados de acuerdo con diversos factores, entre los cuales se pueden citar los siguientes:

a) Nivel del exceso de fugas

La forma más simple de priorizar consiste en utilizar el exceso de caudal; es decir, la cantidad que el caudal nocturno medido excede el caudal nocturno objetivo, en m³/h. Aunque este parámetro resulta muy simple, ignora las variaciones en los tamaños de las DMAs, por lo que mediante este método se seleccionarán antes los DMAs más grandes, pudiendo existir DMAs más pequeños que tenga un ratio "exceso de volumen/propiedad" más alto.

b) Tiempo desde la última inspección.

Si se utiliza únicamente el exceso de fugas, algunos distritos serán inspeccionados con más frecuencia que otros. Aquellos que experimenten un incremento rápido del nivel de fugas serán inspeccionados cada pocas semanas, mientras que otros distritos puede que no sean revisados durante uno o dos años. Por ello, es conveniente establecer un tiempo máximo entre inspecciones con objeto de asegurar que las fugas en las zonas de baja prioridad no se prolonguen indefinidamente.

c) Medidas económicas

Se considerará alguna medida económica que tenga en cuenta el coste o el valor del agua en el distrito. Un método sencillo consiste en multiplicar el exceso de fugas por el coste unitario del agua en el distrito, lo que proporciona una medida del valor del agua que puede ser ahorrada mediante reducción de fugas, orientando el control de fugas de la forma más efectiva desde el punto de vista del coste.

CAPÍTULO 3.- CASO DE ESTUDIO:
RED DE ABASTECIMIENTO DE MASPALOMAS

1.- SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO DE LA ZONA DE ESTUDIO

1.1.- LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA

El área residencial de Maspalomas, objeto de estudio, se encuentra situada en la costa Sur de la isla de Gran Canaria, la cual ocupa la parte central del archipiélago canario. Jurisdiccionalmente pertenece al municipio de San Bartolomé de Tirajana.

Las Islas Canarias se localizan en el Océano Atlántico al noroeste del continente africano, del que dista aproximadamente unos 100 Kms. y al sureste de la península Ibérica a unos 1.150 kilómetros. Se localiza entre los 27° 37' y 29° 25' de latitud norte y los 13° 20' y 18° 10' de longitud oeste, bajo la influencia del Trópico de Cáncer.



Fig. 10 El archipiélago canario

La isla de Gran Canaria tiene una superficie de 1.532 kilómetros cuadrados. Su forma es la de una pirámide truncada, en cuya zona más alta se encuentran el pico de las Nieves a 1.949 metros y los Pechos como parte de una cordillera central que divide a la isla en dos zonas, las cuales cuentan con climas y paisajes diferentes: la zona centro y norte de la isla se ve favorecida por los alisios mientras que la sur, a causa de la retención de las nubes en la zona norte, presenta un aspecto más seco.

El término de San Bartolomé de Tirajana abarca la mayor parte de la isla de Gran Canaria, y la extensión de su municipio es una de las mayores del archipiélago (la tercera tras la de Pájara y La Oliva en Fuerteventura), incluyendo un total de 333,1 km² (un 21,3% de la isla).

En la figura siguiente se muestra sobre un mapa de la isla la ubicación exacta de la zona residencial de Maspalomas, y a continuación una ortofoto centrada dicha zona turística.



Fig.11 Mapa de ubicación de la playa de Maspalomas



Fig.12 Ortofoto de la playa de Maspalomas

1.2. DESCRIPCIÓN DEL MEDIO FÍSICO

El término de San Bartolomé comprende una morfología más o menos triangular que tiene su inicio en la cota más alta de la isla (Pico de Las Nieves, 1949 mts) y va descendiendo en altitud y divergiendo sus límites en dirección al mar, recorrido en el que participa las cuencas de Arguineguín, al oeste, y de Tirajana, al este, como aristas. Su contacto con el mar incluye una línea de costa de aproximadamente 24 km.

Administrativamente, linda al Norte con Tejeda, la Vega de San Mateo y Valsequillo; al Este con el municipio de Santa Lucía de Tirajana y al oeste con Mogán.

Dentro de las franjas generales de altitud, en las que se observan zonas costeras, medianías (más limitada que en la vertiente de barlovento de la Isla) y áreas cumbreñas, este desarrollo presenta un importante contraste topográfico, en el que la orografía incluye drásticas diferencias de pendiente y se transcurre fácilmente entre intervalos de más de 200 m. de altitud entre zonas bajas y altas, en unas pocas decenas de metros.

Pese a esta amplia superficie, el desarrollo edificatorio y económico se encuentra básicamente concentrado en el ámbito costero, como consecuencia de la explosión urbana acaecida tras la implantación del turismo y la terciarización de la economía municipal. El resto del municipio recoge una ocupación espacial más dispersa, especialmente en los valles y fondos de barrancos que discurren de norte a sur, representada en núcleos de población más o menos importantes y zonas agrícolas anexas.

1.3. CLIMATOLOGÍA

El clima del municipio de San Bartolomé de Tirajana, al que se podría definir como subtropical, se caracteriza por temperaturas suaves y precipitaciones escasas e irregulares, que aumentan de las islas orientales a las occidentales.

Entre los factores geográficos que influyen en el clima destacan: la latitud, la orografía y orientación de las vertientes, la corriente oceánica fría que pasa por Canarias, la proximidad a África y la incidencia de los vientos alisios húmedos del Nordeste.

Gracias a ello se origina un clima cálido, suave, sin contrastes térmicos violentos, que permite disfrutar de una temperatura que oscila entre los 18 °C en el mes más frío -febrero- y los 23°C en verano, estación en la que se da una media de 25 °C.

En ocasiones el viento seco y cálido procedente de África (denominado siroco), que se adentra por las zonas del sur y el este, puede formar el fenómeno denominado calima, que da lugar a una neblina de finísimas partículas procedentes del desierto y que deposita toneladas de polvo en suspensión sobre las islas.

1.4. GEOMORFOLOGÍA

El relieve de San Bartolomé de Tirajana es el resultado de una intensa transformación de las formas originadas durante los procesos constructivos mayoritariamente miocénicos y pliocénicos, es decir, los ciclos más antiguos en la formación del conjunto de Gran Canaria.

Con esta antigüedad, resulta lógico el predominio de un importante contraste orográfico y la existencia de un relieve diferenciado en el vasto espacio del municipio. Así, mientras el interior se muestra abrupto, formando destacadas cuencas con barrancos e interfluvios recortados, en el tramo costero las formas son más suaves, sobresaliendo los llanos sedimentarios, los aluviones, las terrazas fluviales y el campo dunar de Maspalomas.

En este sentido pueden plantearse varias unidades geomorfológicas principales que estructuran el territorio y presentan una influencia reseñable en la propia disposición de los núcleos y las actividades económicas.

1.6. CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS

Debido a la orografía del terreno, el agua de lluvia se infiltra en las partes altas, donde las precipitaciones son más abundantes, fluyendo radialmente por el subsuelo hacia el mar. El recorrido puede durar más o menos tiempo, dependiendo de los materiales atravesados y de su estructura.

La infiltración del agua se ve muy dificultada, en gran parte de la superficie municipal, por la existencia de materiales de reducida permeabilidad y considerables pendientes, exceptuando los llanos sedimentarios costeros. Además de ello, los regímenes de lluvia son de irregular intensidad y duración, lo que junto con la aridez costera dificultan, aún más si cabe, la infiltración.

Por otra parte, el gran encajamiento de los barrancos condiciona una superficie freática reducida, dejando grandes volúmenes en los interfluvios fuera de la zona saturada.

Es en la zona costera donde se concentra la mayor parte de la población, del desarrollo urbano y turístico, y de las zonas cultivadas necesitadas de los recursos hídricos para su funcionamiento. Esto ha motivado una intensa confrontación entre la oferta y la demanda de éstos, que ha acabado por reducir en gran medida la calidad del agua.

En lo que se refiere al volumen autorizado en obras de captación hay que considerar que esta cifra es muy inferior a la capacidad real de embalse existente, ya que el volumen autorizado se refiere al que se permite derivar a lo largo de un año. En cualquier caso, el municipio encabeza el número de aprovechamientos, con 72, que representan el 12% del total de la isla, repartidos entre pozos y sondeos, en su mayoría, galerías y nacientes. La mayor parte de ellos se sitúan, como es lógico, en los cauces de barranco, siendo el de Ayagaures, con diferencia, el más prolífico, donde los niveles de bombeo superan los 50 y 60 mts. por debajo del nivel del mar.

Las aguas superficiales, por su parte, discurren de forma intermitente y de modo torrencial por la red jerarquizada de barrancos, ya comentada. Precisamente, la baja permeabilidad mayoritaria del soporte geológico municipal ha propiciado su óptima adecuación para el aumento artificial de las reservas de agua superficiales, mediante la construcción de hasta 19 embalses, algunos de gran capacidad y superficie a nivel insular. Sin embargo, la pertinaz sequía y el crecimiento urbano ha facilitado la inutilización de los más próximos a la costa.



Fig.13 Principales corrientes y masas de agua en el entorno de Maspalomas

1.7.- DEMOGRAFIA

La población censada en el municipio de San Bartolomé de Tirajana para el año 2007 es de 49.601 habitantes. Durante los últimos años ha experimentado un importante crecimiento como podemos ver en la siguiente tabla:

San Bartolomé de Tirajana		
Año	Población	Crecimiento
1987	27.498	4,7%
1988	29.343	6,7%
1989	31.542	7,5%
1990	32.767	3,9%
1991	24.451	-25,4%
1992	26.775	9,5%
1993	31.203	16,5%
1994	34.098	9,3%
1995	35.750	4,8%
1996	35.443	-0,9%
1997	35.133	-0,9%
1998	37.162	5,8%
1999	38.729	4,2%
2000	39.939	3,1%
2001	40.825	2,2%
2002	42.403	3,9%
2003	45.559	7,4%
2004	44.155	-3,1%
2005	46.428	5,1%
2006	47.922	3,2%
2007	49.601	3,5%

Tabla 1 Demografía San Bartolomé de Tirajana. Fuente.- Instituto Canario de Estadística. ISTAC

En la siguiente gráfica podemos observar como los años 1991 y 2004 son los únicos con crecimiento negativo. En el resto de los años del período comprendido entre 1987-2007 se da un aumento entre el 3,1 y el 16,5 %. Si comparamos dicho crecimiento con el experimentado en la isla de Gran Canaria, podemos observar como en el municipio de San Bartolomé de Tirajana dicho crecimiento es más significativo:

Año	Crecimiento San Bartolomé de Tirajana	Crecimiento isla de Gran Canaria
1987	4,7%	1,1%
1988	6,7%	2,2%
1989	7,5%	1,7%
1990	3,9%	1,3%
1991	-25,4%	-5,5%

1992	9,5%	1,4%
1993	16,5%	3,2%
1994	9,3%	2,7%
1995	4,8%	1,3%
1996	-0,9%	-1,5%
1997	-0,9%	0,7%
1998	5,8%	-0,4%
1999	4,2%	1,7%
2000	3,1%	1,8%
2001	2,2%	1,9%
2002	3,9%	2,1%
2003	7,4%	2,4%
2004	-3,1%	0,1%
2005	5,1%	1,5%
2006	3,2%	0,6%
2007	3,5%	1,0%

Tabla 2 Crecimiento demográfico de San Bartolomé de Tirajana y de la isla de Gran Canaria. Fuente.- Instituto Canario de Estadística. ISTAC

Siendo dichos datos representados de manera gráfica, tal como observamos en el siguiente gráfico:

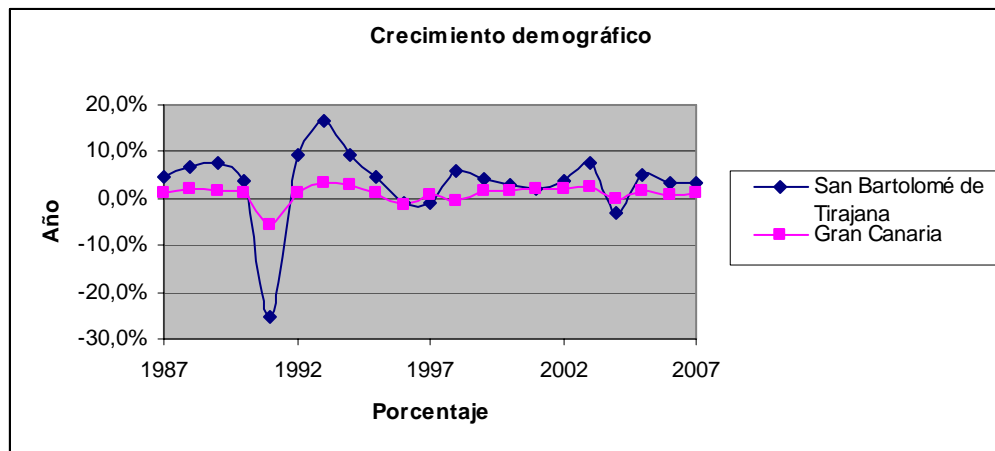


Gráfico 1 Demografía San Bartolomé de Tirajana. Fuente.- Instituto Canario de Estadística. ISTAC

1.8.- TURISMO

Como se dijo anteriormente se trata probablemente de la zona más turística de la isla, lo cual puede observarse en las siguientes tablas que muestran algunos indicadores significativos de dicha actividad:

Plazas hoteleras y extrahoteleras		
	Gran Canaria	San Bartolomé de Tirajana
Hoteleras	46.537	29.806 (64%)
Extrahoteleras	98.657	71.858 (72,8)

Tabla 3 Crecimiento demográfico de San Bartolomé de Tirajana y de la isla de Gran Canaria. Fuente.- Instituto Canario de Estadística. ISTAC

Como podemos observar, un 64% de las plazas hoteleras de la isla de Gran Canaria se encuentran en el municipio de San Bartolomé de Tirajana. En el caso de las plazas extrahoteleras, dicho porcentaje aún es mayor, asciendo al 72,8% respecto al total de la isla.

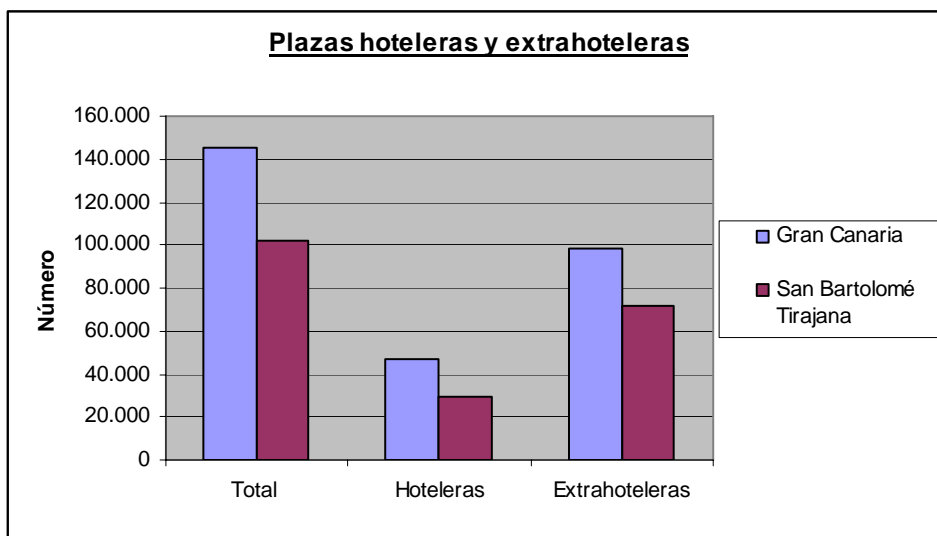


Gráfico 2 Comparativa del número de plazas hoteleras en San Bartolomé de Tirajana y Gran Canaria. Fuente.- Consejería de Turismo, 2006.

Otro dato significativo, que refleja también de manera directa la actividad turística de la zona se refiere al número de bares, cafeterías y restaurantes. En la siguiente tabla podemos observar la relación de dichos valores de San Bartolomé de Tirajana, respecto al resto de la isla:

Número de bares, cafeterías y restaurantes		
	Gran Canaria	San Bartolomé de Tirajana
Bares	2.396	559 (23,3%)
Cafeterías	210	39 (18,6%)
Restaurantes	1503	429 (28,6)

Tabla 4 Comparativa del número de bares, cafeterías y restaurantes en San Bartolomé de Tirajana y Gran Canaria. Fuente.- Consejería de Turismo, 2006

Quedando reflejados gráficamente los datos anteriores de la siguiente manera:

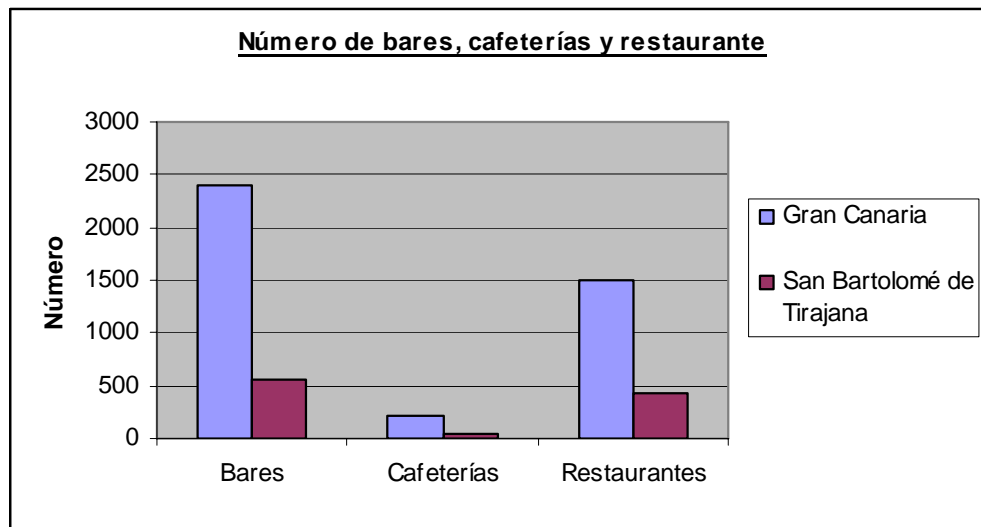


Gráfico 3 Comparativa del número de bares, cafeterías y restaurantes en San Bartolomé de Tirajana y Gran Canaria. Fuente.- Consejería de Turismo, 2006.

2. - DESCRIPCIÓN DE LAS INSTALACIONES ACTUALES

En sus orígenes el término de Maspalomas utilizaba canalizaciones hidráulicas de gran diámetro capaces de transportar el agua, normalmente de origen subterráneo desde los alrededores del municipio, aunque algo también de origen superficial desde puntos más alejados.

En 1986 comenzó la desalación de agua salobre procedente de diversos pozos y sondeos para el suministro de agua potable, mediante el sistema de electrodiálisis reversible. Maspalomas I con 21.000 m³/día de producción fue la mayor en Europa en su tiempo. En 1996 se redujo la capacidad hasta los 4.000 m³/día, equivalentes a 1,5 millones de metros cúbicos al año, con una capacidad real de producción de 9.000 m³/día.

Es en 1988 cuando se construye la planta desaladora de Maspalomas II. En este caso se trata de la desalación de agua de mar, inicialmente con una capacidad de 14.000 metros cúbicos al día de producción, incrementándose según las demandas exigidas hasta 26.000 m³/día, mediante el sistema de ósmosis inversa.

A finales de 2006 el abastecimiento de Maspalomas se efectúa aproximadamente un 92,5 % de agua desalada, aunque se espera poder garantizar en un breve plazo de tiempo el 100% del consumo de agua de la zona turística y urbana costera mediante la desalación de agua de mar.

También, y como política llevada a cabo por la empresa en cuanto a la no utilización del acuífero de la zona, se impulsó la construcción de una nueva planta desaladora de agua de mar en Maspalomas I, que permitió en una primera fase (Noviembre de 2006) disponer de 3000 m³/día y en una segunda fase (Enero de 2007) ampliar otros 3.000 m³/día.

Como obras accesorias a la planta desaladora de Maspalomas I, se construyó también toma de agua de mar mediante pozo costero en Tarajalillo, y una conducción para el agua bruta de 3,7 km de longitud, de poliéster reforzado de fibra de vidrio de 600 mm de diámetro.

Con la realización de dicha toma, se aseguró la no afección de los temporales a la calidad y suministro del agua bruta, como ocurre en la actualidad en el caso de la toma marina de Maspalomas II.

Las redes de transporte en alta del agua procedente de los pozos siguen operativas ante cualquier emergencia, pudiendo llegar por gravedad a los depósitos de la urbanización turística caudales superiores a los 300 l/s.

Por último, el suministro de agua a la zona turística de Maspalomas se completa con un volumen significativamente menor extraído del Sondeo 35, y vertido directamente al depósito Gloria II, así como el volumen extraído desde otro sondeo en la zona del Lomo, cuya agua debe ser previamente tratada mediante un proceso de filtrado antes de verterla a los depósitos del Lomo.

Así, en la actualidad los aportes de agua al sistema proceden de las siguientes fuentes de suministro:

- EDAM Maspalomas I
- EDAM Maspalomas II
- Sondeo 35
- Pozo Filtros El Lomo

A continuación se muestra un esquema del funcionamiento de la red completa, dentro del cual se encuentra el abastecimiento de Maspalomas y una imagen en la que podemos ver el emplazamiento de los depósitos de agua potable y desaladoras dentro del sistema:

EMPLAZAMIENTO DE LOS PUNTOS PRINCIPALES DE PRODUCCIÓN Y ALMACENAMIENTO



Fig 15.- Imagen del emplazamiento de los depósitos de regulación y de las plantas desaladoras

2.1.- ALMACENAMIENTO DEL SISTEMA

La zona de estudio se limita a la zona turística remarcada en la parte central del esquema anterior.

Dentro de dicha zona, el abastecimiento cuenta para su regulación en la actualidad con 6 grandes depósitos de distintas tipologías, y con diferentes volúmenes de almacenamiento.

En la siguiente tabla se indican las dimensiones así como los volúmenes de los distintos depósitos:

Nº	Denominación	Capacidad (m3)	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)
1	Dep. Gloria I	6.332	40,25	25,4	6
2	Dep. Gloria II	4.320	R=11*2 lados	22	5
3	Dep. Gloria III	4.320	R=11*2 lados	22	5
4	Dep. Lomo I	6.085	41,65	24,35	6
5	Dep. Lomo II	27.488	90	50	6
6	Dep. Lomo III	3.981	Radio = 15,91 m		5

Tabla 5. Características de los depósitos existentes en la red de agua de Maspalomas

En el Anexo 1 podemos ver la cubicación de cada uno de los depósitos, pudiendo conocer exactamente el volumen disponible en función de la altura de la lámina de agua.

En el siguiente gráfico podemos observar la ubicación de los distintos depósitos en la red de distribución:



Fig. 16 Ubicación de los depósitos dentro de la red de distribución

2.2.- ESQUEMA FUNCIONAMIENTO DE LA RED

El esquema siguiente muestra de una manera simplificada el funcionamiento del sistema de suministro de agua potable a la zona turística de Maspalomas.

Se han incluido los elementos representativos tales como depósitos, sondeos, las 2 estaciones desaladoras, cotas de los depósitos, puntos de control en los que se recogen datos mediante un sistema SCADA, así como los diámetros y material de las aducciones más importantes.

ESQUEMA DE PRODUCCIÓN Y ALMACENAMIENTO DE LA RED DE ABASTECIMIENTO DE MASPALOMAS

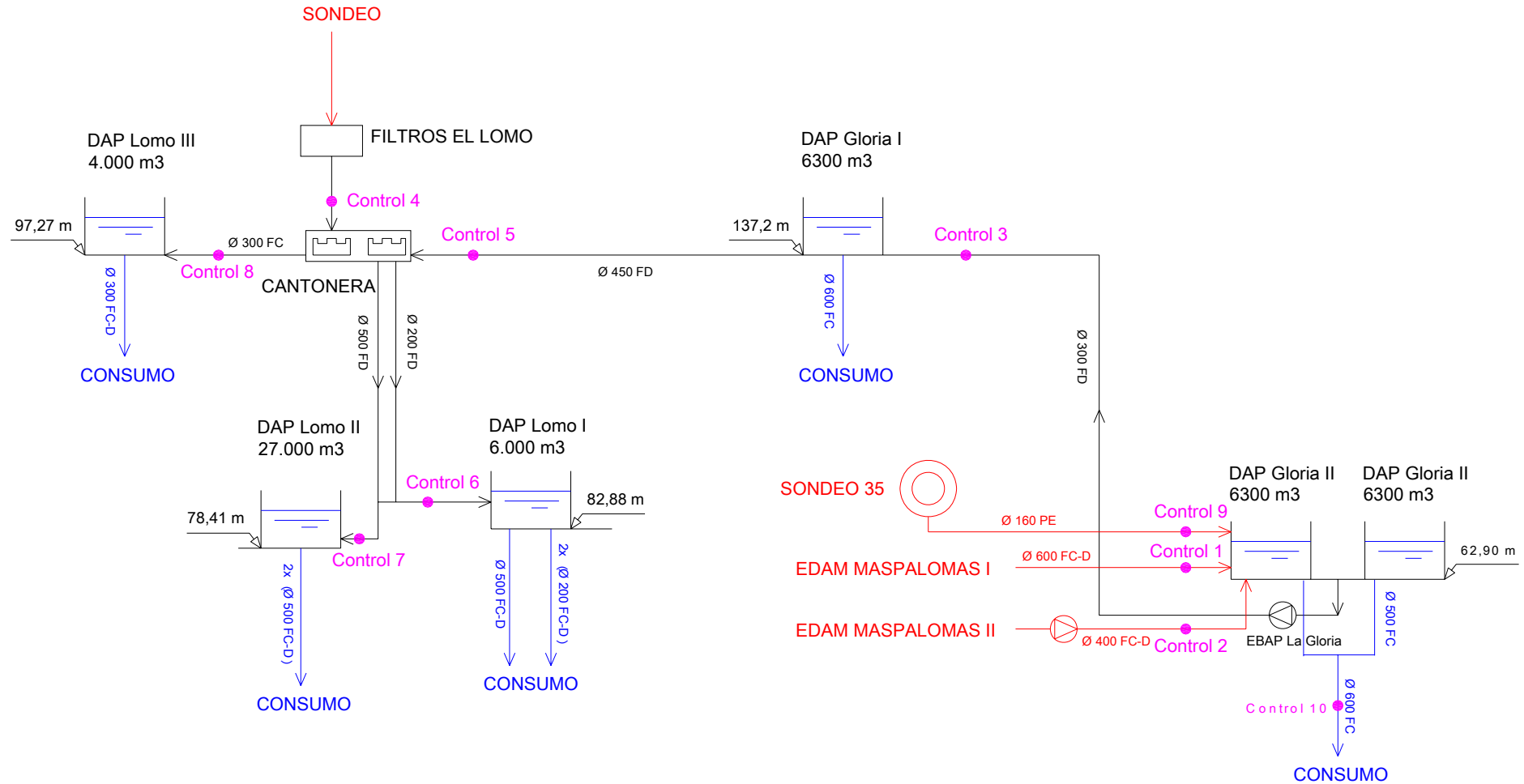


Fig. 17 Esquema de producción y almacenamiento de la red de abastecimiento de Maspalomas

En primer lugar hay que destacar que la inyección de agua potable a la red de abastecimiento se produce únicamente desde los depósitos de regulación.

Igualmente podemos observar cómo el agua desalada en las EDAM Maspalomas I y EDAM Maspalomas II es almacenada en los depósitos Gloria II-Gloria III, de manera que la función de estos es servir como depósitos de regulación en la red. Desde dichos depósitos una parte del agua se inyecta directamente a la red, mientras que otra es bombeada hacia el depósito Gloria I. Desde éste, una parte tendrá como destino final la inyección directa a red mientras que la otra será conducida por gravedad hasta la Cantonera. Esta última se comporta como una arqueta de reparto, en el cual se vierten en lámina libre tanto el agua procedente de los Filtros El Lomo como del Depósito Gloria I. Es importante destacar esto, ya que a la hora de modelar de arqueta consideraremos que se comporta como un embalse en lámina libre.

2.3.-CARACTERÍSTICAS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

La red de distribución del municipio de San Bartolomé está repartida en 16 zonas, entre las cuales las de mayor demanda son las correspondientes a Playa del Inglés y San Fernando. En el siguiente gráfico podemos observar la ubicación geográfica de cada una de las zonas declaradas, las cuales se identifican por su Código de Población (POBID):



Fig.18 División de la red de Maspalomas en las diferentes zonas

En lo que es la red de suministro propiamente dicha se aprecia una clara diferenciación entre las principales arterias y las tuberías de distribución. La red arterial está formada por las tuberías de mayor diámetro (superiores a 200 mm) encargadas de realizar la función de transporte desde los depósitos (o entre ellos) a las distintas zonas del municipio.

Por otro lado, la red de distribución está conformada por las tuberías de menor diámetro (200 mm o inferiores) encargadas de efectuar el reparto del agua a los diferentes abonados a través de las acometidas. La red arterial es fundamentalmente de tipo ramificada, sin embargo, la red de distribución es de tipo mixto, es decir ramificada-mallada.

El siguiente gráfico muestra el trazado de ambas redes, la arterial en color rojo y la de reparto en color negro.

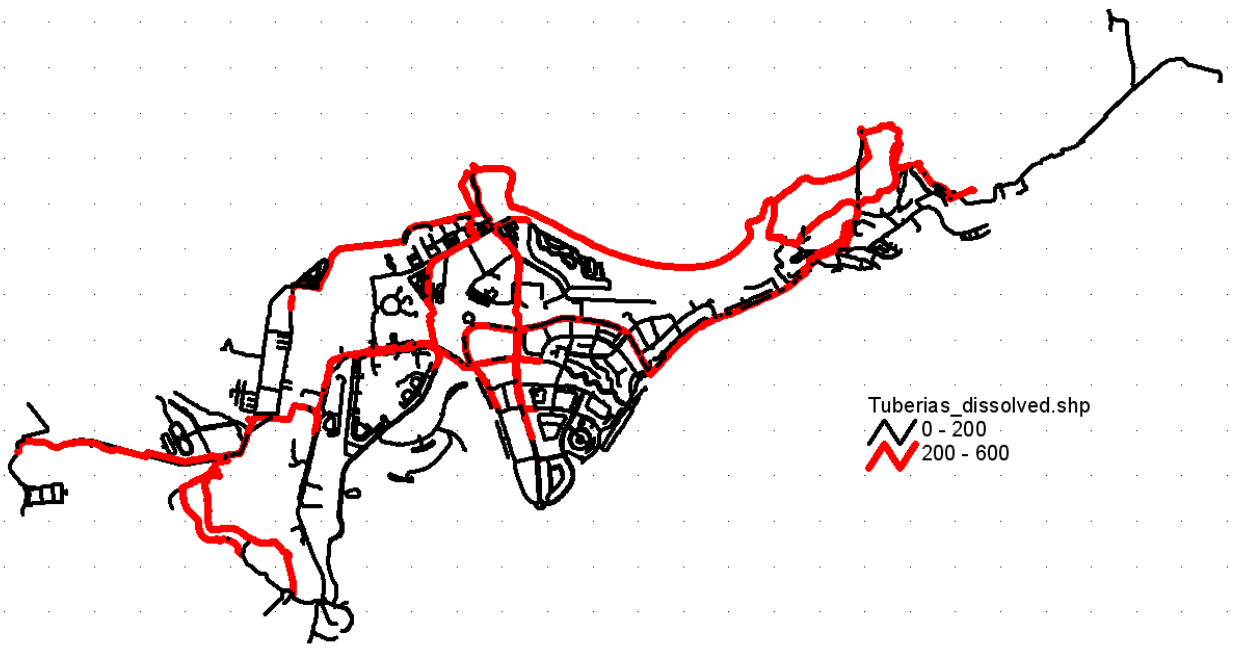


Fig. 19 Red arterial y red de distribución de Maspalomas

En el gráfico se muestran las mismas tuberías, ahora coloreadas por su diámetro:

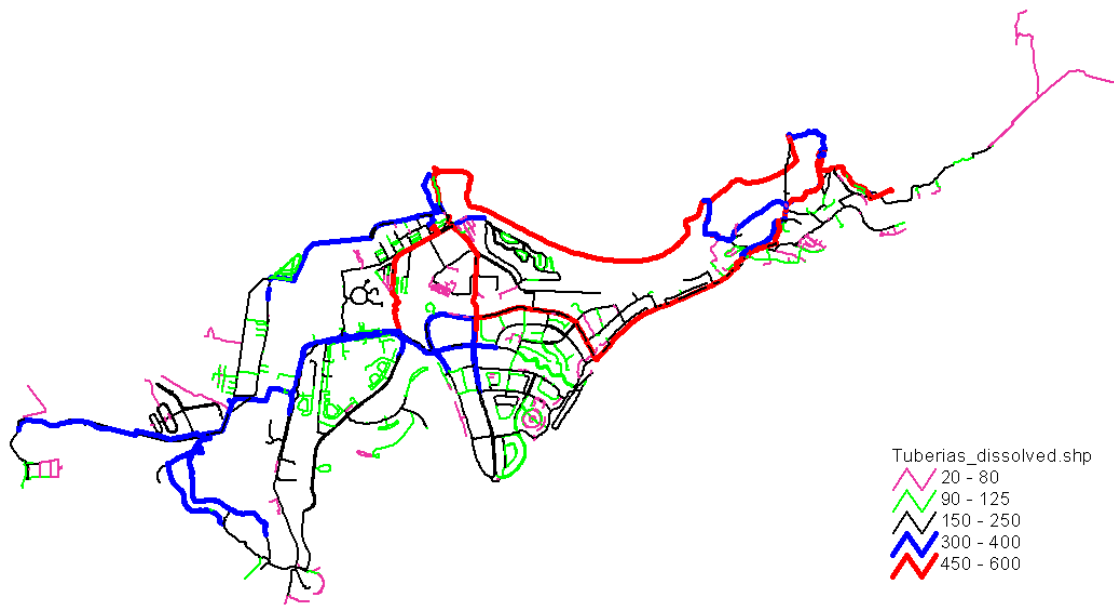


Fig. 20 Red de suministro de agua a Maspalomas, clasificada por diámetros

De manera resumida, en la siguiente tabla se muestra cuantificada la longitud de tubería para cada uno de los diferentes diámetros, así como el porcentaje que representan:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Porcentaje (%)
< 60	5.554	3.3
63	11.732	6.9
75	1.178	0.7
80	2.520	1.5
90	3.088	1.8
100	25.656	15.2
110	127	0.1
125	8.651	5.1
150	32.748	19.4
160	77	0.05
175	430	0.3
200	39.145	23.2
250	1.703	1.0
300	13.969	8.3
350	2.241	1.3
400	3.666	2.2
450	6.503	3.8
500	8.185	4.8
600	1.900	1.1
TOTAL	169.080	

Tabla 6 Tabla resumen del total de metros de tubería clasificada por diámetros

Como muestra la tabla, la longitud total de la red de distribución de agua a Maspalomas es de 169 Km aproximadamente, de los cuales un total de 97.549 m. (equivalente al 58% de la longitud total) pertenecen a los diámetros 100, 150 y 200 mm., pudiendo concluir que estos son los diámetros más abundantes en la red.

Por el contrario los diámetros menos empleados en la red corresponden a los de 110, 160, 175 mm.

Del mismo modo, se muestra la clasificación de la red por materiales de tubería:

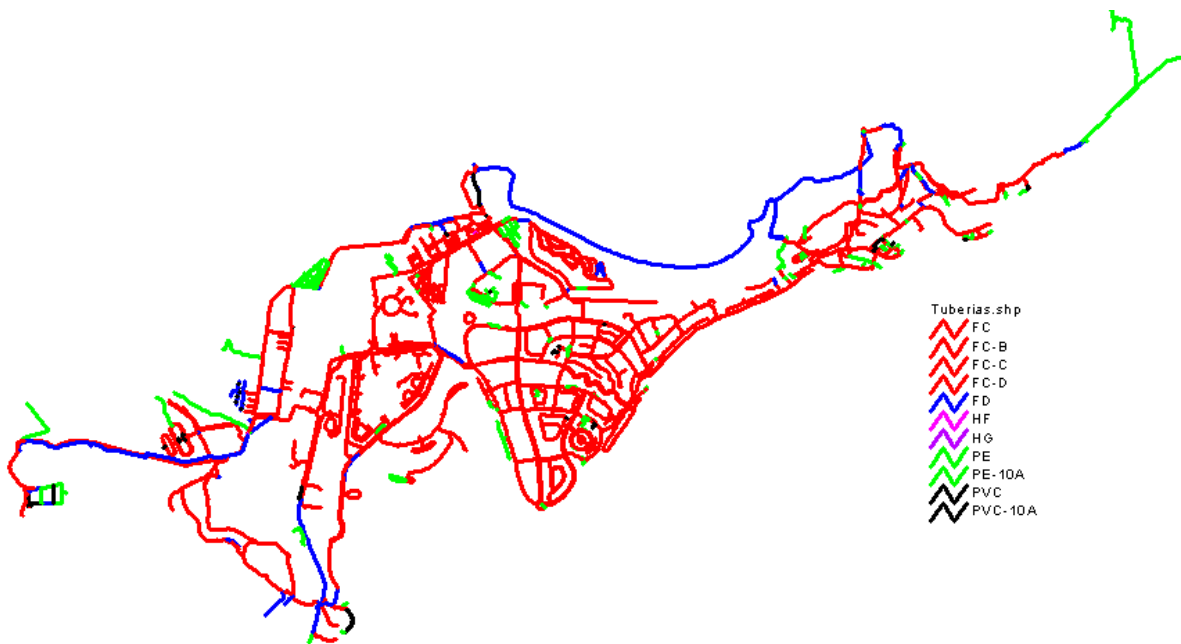


Fig. 21 Modelo de la red de Maspalomas clasificado por material de la tubería

Díámetro (mm)	Longitud (m)	Porcentaje (%)
PE-10 A	1.380	0.8
PVC-10 A	2.209	1.3
FC-D	105.842	62.6
PVC	11.733	6.9
FD	39.252	23.2
PE	3.294	1.9
HF	5.370	3.2
TOTAL	169.080	

Tabla 7 Tabla resumen de longitudes de tuberías según el material de las mismas

En este caso, resulta evidente que el material más empleado con el FC-D (Fibro cemento de clase D), que supone un 62.6 %, seguido del FD (Fundición dúctil) cuyo porcentaje alcanza el 23.2 %.

Nº acometidas/zona

La siguiente tabla nos indica el número de acometidas existentes en cada una de las zonas, pudiendo así observar cuales son las zonas más pobladas del municipio de Maspalomas. El total de las mismas censada asciende a 2074 acometidas.

ZONA	Nº acometidas
1	4
2	1
3	16
4	132
5	78
6	549
7	738
8	10
9	16
10	231
11	35
12	149
13	7
14	57
15	21
16	30
TOTAL	2074

Tabla 8 Tabla resumen del número de acometidas según sector

En la siguiente tabla se muestra el consumo y la distribución de las 18 mayores acometidas del sistema. Entre todas ellas suman un consumo de 2.534.941 m³/año, lo que representa un 23,7% del consumo total de Maspalomas

ZONA	Número acometidas	Consumo (m ³ /año)
2	1	274517
4	1	96.787
5	1	119.538
6	8	851.927
10	1	184.314
11	1	109.529
15	5	898.329
TOTAL	18	2.534.941

Tabla 9 Tabla resumen de las acometidas con mayor consumo

Cabe mencionar que estas acometidas de grandes consumos, pertenecen a hoteles o complejos turísticos de gran tamaño, a los cuales ELMASA abastece a través de una sola acometida, siendo luego ellos quienes con sus propias redes de distribución gestionan el agua dentro del complejo.

A nivel de curiosidad mencionar que las mayores acometidas son las siguientes:

- 1153691 (POBID = 15) con un consumo total de 339.616 m³/año
- 1020022 (POBID = 2) con un consumo total de 274.517 m³/año

Km tuberías/sector

El número de kilómetros de tubería existente en la red de Maspalomas, repartidos entre cada uno de los sectores es el siguiente:

POBID	KM tubería
0	27.720
1	0
2	268
3	985
4	6.425
5	8.612
6	43.548
7	26.544
8	1.924
9	2.185
10	26.153
11	2.479
12	7.686
13	436
14	5.816
15	6.426
16	1.867
TOTAL	169,081

Tabla 10 Tabla resumen de longitudes de tuberías según sector

Destacar que hay 312 tramos de tuberías que no tienen asociado un POBID. Tras observar el emplazamiento de dichas tuberías podemos concluir que la mayor parte son tuberías de transporte y que según la delimitación de las zonas del abastecimiento de Maspalomas, no tienen asignado un POBID.

Número de válvulas abiertas/cerradas por sector

En la tabla siguiente se recoge el estado abierto/cerrado a fecha actual de las 821 válvulas de corte censadas, distribuidas por zonas

ZONA	Nº válvulas abiertas	Nº válvulas cerradas
0	59	6
1	0	0
2	9	0
3	8	0
4	45	1
5	50	3
6	209	11
7	150	12
8	8	0
9	14	0
10	116	5
11	14	1
12	55	0
13	0	0
14	34	0
15	33	0
16	17	0
TOTAL	821	39

Tabla 11 Tabla resumen del número de válvulas por sector

Indicadores físicos

A continuación se determinan una serie de indicadores definidos por la IWA (International Water Association) que dan una idea de las características del sistema de abastecimiento. En este caso el objetivo de los indicadores es únicamente mostrarnos información del sistema, a pesar de que su uso está orientado a la mejora de la gestión del abastecimiento:

Capacidad almacenamiento en depósitos

Situación más desfavorable (mes de Agosto) = 1,56 días

Situación más favorable (mes de febrero) = 1,78 días

Densidad de válvulas

DV = 5,09 válvulas/km tubería

Densidad hidrantes (nº/km)

DH = 0,29 hidrantes/km tubería

Densidad de acometidas (nº/km)

DA = 12,26 acometidas/km

Dichos valores están dentro de los rangos recomendados.

Perfiles del terreno

Para terminar de completar la definición de la red de distribución, a continuación se muestran mediante gráficos los perfiles longitudinales de las principales tuberías de distribución, es decir aquellas que van desde los puntos de captación de agua (Desaladoras Maspalomas I y Maspalomas II), hasta los diferentes depósitos de regulación del sistema:

Perfil 1.- DAP Gloria II a DAP Gloria I

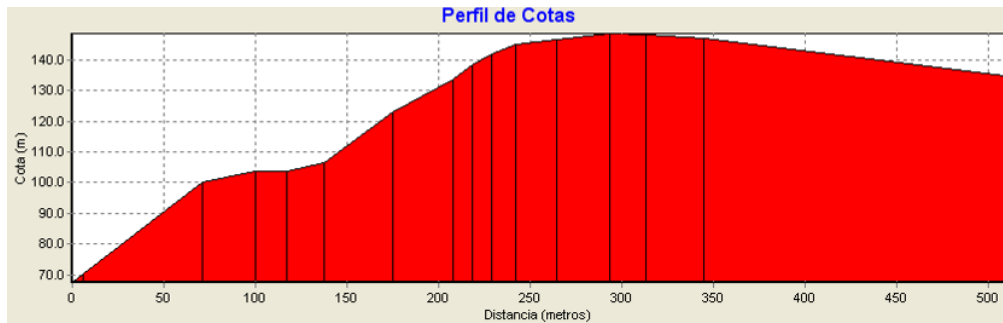


Fig. 22 Perfil longitudinal de tubería de DAP Gloria II a DAP Gloria I

Perfil 2.- DAP Gloria I a Cantonera

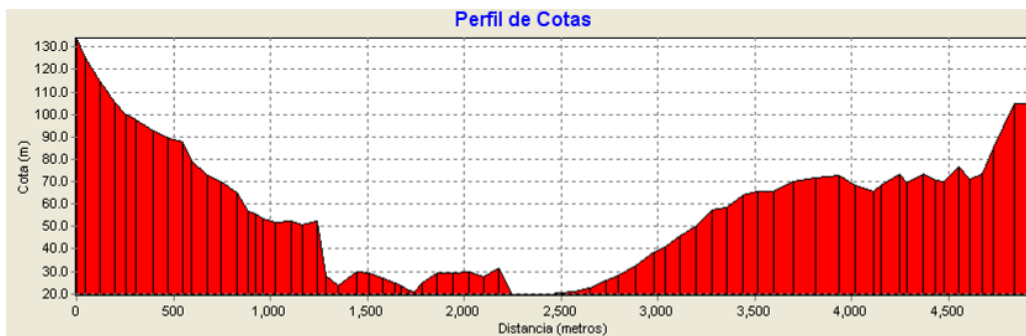


Fig. 23 Perfil longitudinal de tubería de DAP Gloria I a Cantonera

Perfil 3.- Cantonera a DAP Lomo II

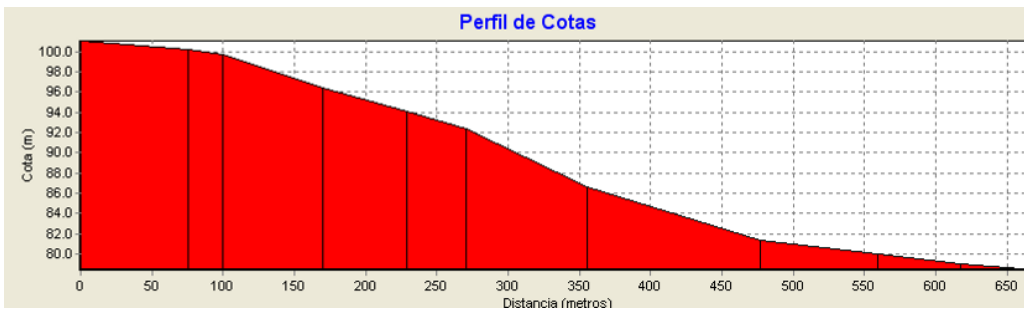


Fig. 24 Perfil longitudinal de tubería de Cantonera a DAP Lomo II

Perfil 4.- Cantonera a DAP Lomo I

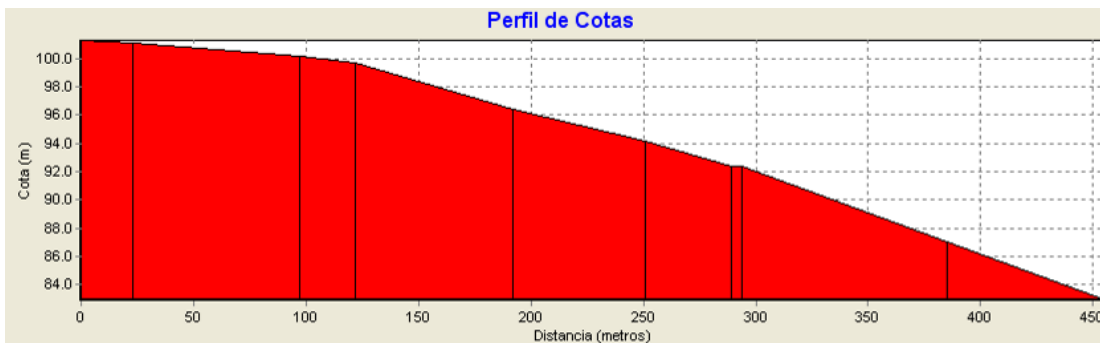


Fig. 25 Perfil longitudinal de tubería de Cantonera a DAP Lomo I

Perfil 5.- Desaladora Maspalomas II a DAP La Gloria II

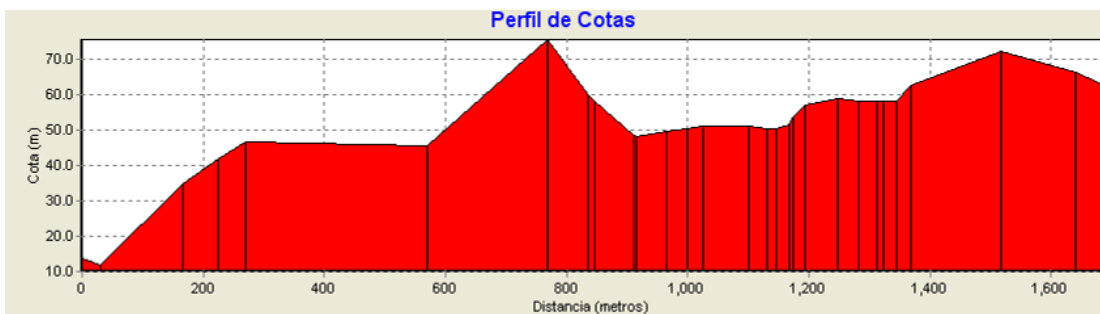


Fig. 26 Perfil longitudinal de tubería de EDAM Maspalomas II a DAP Gloria I

Perfil 6.- Desaladora Maspalomas I a DAP La Gloria II

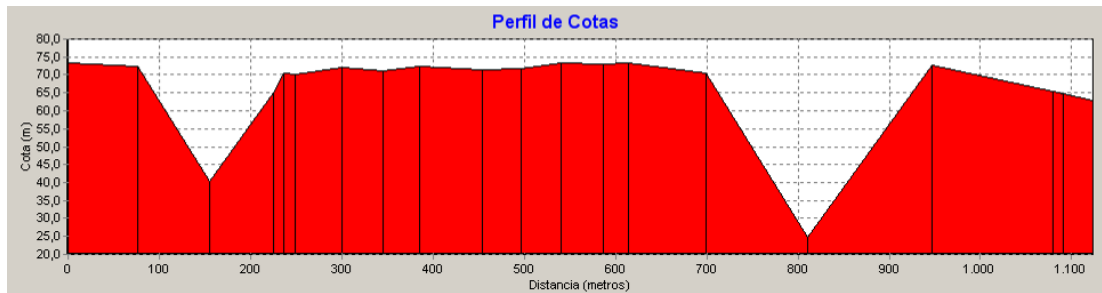


Fig. 27 Perfil longitudinal de tubería de EDAM Maspalomas I a DAP Gloria II

3.- ANÁLISIS DE LA DEMANDA

Los consumos de agua para un sistema de distribución juegan un papel fundamental a la hora de determinar el comportamiento del sistema.

Con respecto a los consumos registrados, para su determinación se parte generalmente de las facturaciones de los abonados. Sin embargo, hay que indicar que para que un consumo facturado se pueda considerar como un consumo registrado, la facturación debe estar basada en dos lecturas consecutivas del contador del abonado.

3.1.- ORIGEN DE LOS DATOS

Los datos del consumo en la zona de estudio fueron obtenidos de la base de datos MS Access AQUA.MDB extraída de la base de datos SQL Server del sistema de gestión de clientes de la empresa ELMASA, Gestión Integral del Agua. En dicha base de datos residen las tablas de las localizaciones geográficas y los consumos por abonado.

Para facilitar dicha búsqueda, se facilitó por parte de ELMASA una serie de consultas que permitían la creación de tablas de consumos por acometida, para cualquier periodo preestablecido.

Los datos de consumos y lecturas fueron recortados de manera que sólo han tenido en cuenta los comprendidos en el período anual 01/05/2007 y 30/04/2008.

3.2.- CARACTERIZACIÓN DE LA DEMANDA

A la hora de definir el tipo de demanda, cabe destacar que se trata de una zona muy turística, donde la práctica totalidad del suelo está ocupada por hoteles, bungalows o zonas residenciales con edificios de una sola altura. La gran mayoría de los complejos cuenta con piscina propia, aumentando así la demanda de agua.

Este tipo de demanda podría considerarse de tipo doméstica, con un consumo continuado a lo largo de las 24 horas del día, aunque va a ser durante la horas nocturnas cuando se observen los caudales mínimos.

La siguiente tabla cuantifica el reparto de la demanda total del sistema en cada una de las zonas que la forman, así como el número de acometidas existentes en cada una de las mismas:

ZONA	Nº acometidas	Consumo total (m ³)	Porcentaje
1	4	12.461	0.12%
2	1	274.517	2.57%
3	16	97.466	0.91%
4	132	557.824	5.22%
5	78	404.612	3.79%
6	549	4.644.545	43.46%
7	738	1.037.448	9.71%
8	10	42.073	0.39%
9	16	144.080	1.35%
10	231	1.445.124	13.52%
11	35	311.099	2.91%
12	149	463.292	4.33%
13	7	3.241	0.03%
14	57	55.654	0.52%
15	21	1.120.507	10.48%
16	30	74.121	0.69%
TOTAL	2074	10.688.064	100.00%

Tabla 12 Consumo total y número de acometidas en cada una de las zonas de la red

Tras observar los datos anteriores puede apreciarse cómo la zona con mayor número de acometidas no se corresponde precisamente con la de mayor consumo. Esto se debe a que los usuarios que conforman dicha zona serán de tipo urbano, con consumos muy por debajo de los que pueden tener hoteles, complejos residenciales, etc.

Igualmente cabe destacar que el sector 6, perteneciente a Playa del Inglés, es el que presenta el mayor consumo, con un total de 4.644.545 m³/año, lo que supone un 43,46 % de la demanda total del sistema. Se debe a que es la zona más turística, y por tanto donde mayor número de hoteles existen.

También es importante observar cómo la zona número 2, con tan sólo 1 acometida presenta un consumo total importante que asciende a 274.517 m³/año.

3.3.- ESTACIONALIDAD DEL CONSUMO

Como bien podemos imaginar el consumo total de la red de abastecimiento se verá fuertemente influenciado por la época del año en la que nos encontremos, siendo en la época invernal los consumos inferiores a la época estival, debido a las altas temperaturas y a la afluencia de turistas siempre mayor en verano.

En el caso del municipio de San Bartolomé de Tirajana, debido al atractivo turístico del lugar y a su clima suave durante todo el año, el factor de estacionalidad no es muy marcado, aunque sí que existen ciertas diferencias entre los meses de verano y de invierno.

En la siguiente tabla podemos ver el consumo de la población a lo largo de un año, comenzando en el mes de mayo de 2007 y finalizando el mes de abril de 2008, así como el coeficiente de estacionalidad en cada uno de los meses, que indican como varía la demanda mensual respecto de la media anual.

Mes	Consumo AQUA (m3)	Factor estacionalidad
Mayo	879.191	0.949
Junio	914.660	0.987
Julio	1.019.760	1.101
Agosto	1.044.280	1.127
Septiembre	956.282	1.032
Octubre	952.058	1.028
Noviembre	906.907	0.979
Diciembre	877.967	0.948
Enero	889.882	0.961
Febrero	852.435	0.920
Marzo	934.849	1.009
Abril	889.157	0.960
Total	11.117.428	
Promedio	926.452	

Tabla 13 Consumo mensual de la población durante el período de estudio

La diferencia entre los consumos totales al año obtenidos por uno u otro procedimiento es achacable al procedimiento utilizado en la consulta.

Así, en la siguiente gráfica podemos apreciar dichos coeficientes, obtenidos al dividir el consumo mensual por el consumo anual promediado. La demanda es algo mayor durante los meses de verano debido, como se mencionó anteriormente, a la afluencia turista y a las condiciones estivales

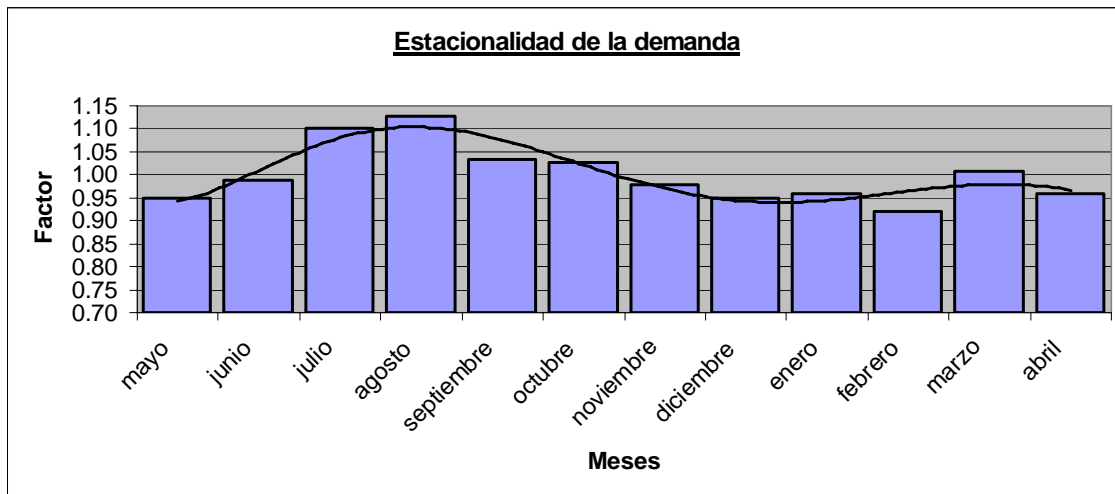


Grafico 4 Factor de estacionalidad de la demanda de agua

Se observa que el máximo de demanda ocurre en el mes de Agosto, mientras que el mínimo se da en el mes de febrero, coincidiendo con las épocas de máximo y mínimo turismo respectivamente.

4.- ANALISIS DE LA PRODUCCIÓN

Este apartado trata de analizar la captación de agua desde los distintos puntos de suministro: desaladoras, sondeo y filtros del lomo. El agua captada ha sido determinada a partir de los datos SCADA, pero la falta de datos ha impedido realizar un cálculo exacto del volumen producido.

Por tanto, y para solventar esta carencia de datos se seleccionaron todos aquellos días en los que los datos estaban completos, que fueron 233 días. De esta manera, obtuvimos una captación de 8.197.120 m3.

Entonces se realizó una extrapolación lineal, de manera que para los 365 días se obtuvo una captación total de 12.840.982 m3/año.

En la siguiente tabla se presenta la producción anual desde los 4 puntos de captación de agua al sistema:

	Agua captada (m3)	Porcentaje (%)
Planta desaladora Maspalomas I	2.182.230	17,0
Planta desaladora Maspalomas II	8.708.085	67,8
Sondeo 35	142.269	14,1
Filtros del Lomo	1.808.398	1,1
Total	12.840.982	100

Quedando representados de manera gráfica de la siguiente forma:

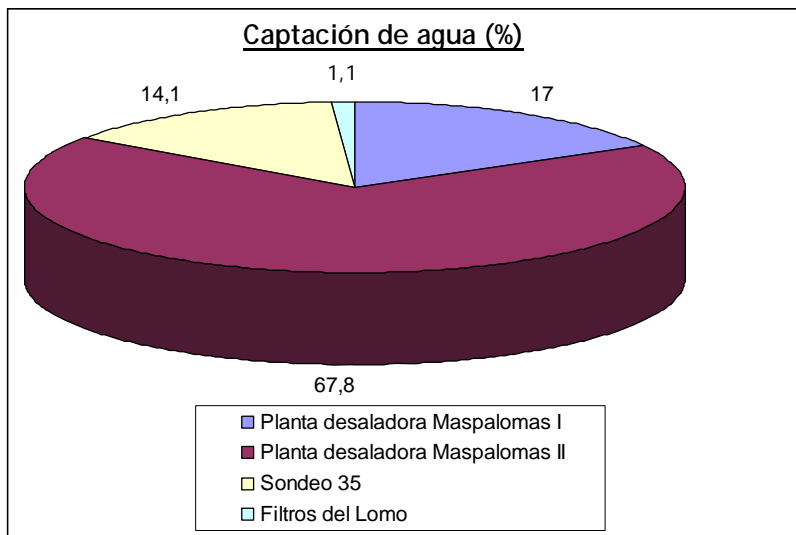


Gráfico 5 Captación de agua al sistema desde las distintas fuentes de suministro

5.- BALANCE HÍDRICO

Realizar el balance hídrico de un abastecimiento supone un primer paso para efectuar un diagnóstico del mismo. Esto supone conocer las entradas de agua al sistema, así como su destino definitivo.

Los aportes de agua a la red deben ser determinados a partir de los caudalímetros instalados en los puntos de producción o de inyección a la red, mientras que los volúmenes extraídos son hallados a partir de la lectura de los contadores de los abonados.

Uno de los ratios más importantes, entre los indicadores de la eficiencia de un sistema, es el rendimiento volumétrico. El rendimiento de una red o de un sector se define como la relación

entre el volumen de agua registrado y el volumen total aportado en un mismo período de referencia. La diferencia entre ambos volúmenes puede tener las siguientes causas:

- ausencia de contadores
- tomas ilegales o fraudes
- errores en la medición de los contadores, o subcontajes
- pérdidas de agua por fugas o defectos en la red

Como se dijo anteriormente, el volumen de agua consumida han sido extraído de la base de datos MS Access AQUA.MDB obtenida a su vez de la base de datos SQL Server del sistema de gestión de clientes de la empresa ELMASA Gestión Integral del Agua.

A la hora de plantear un balance hídrico debe de hacerse para períodos de tiempo suficientemente largos, por ejemplo el año, de manera que los posibles volúmenes de agua almacenados en los depósitos de regulación no afecten al resultado final.

El volumen de agua inyectado a la red, se obtiene a partir de los datos SCADA ubicados en los principales puntos de producción, suministrados por la empresa ELMASA Ciclo Integral del Agua

La siguiente tabla muestra los valores del volumen captado y el volumen consumido durante el período mencionado, de acuerdo con lo indicado en los apartados 3 y 4.

Período	Captado (m3/día)	Consumido AQUA (m3/día)
01/05/07-030/04/08	12.840.982	11.117.428

Tabla 20 Volumen de agua captada y consumida por el sistema

Como cabe esperar el volumen captado es mayor que el consumido, ya que de no ser así tendríamos rendimientos mayores del 100%, lo cual no tiene ningún significado.

Una vez calculados el volumen aportado al sistema y el volumen consumido, el siguiente paso es calcular el rendimiento de la red, definido como la relación entre el volumen de agua registrado y el volumen total aportado en un mismo período de referencia:

$$Rto = \frac{11.117.428}{12.840.982} = 0,832$$

Se obtiene un rendimiento de gestión del 83,2%, lo cual significa que aproximadamente el 17,8% del agua inyectada al abastecimiento no es contabilizada, por alguna de las causas mencionadas previamente. A pesar de esto, es un rendimiento elevado, indicándonos la calidad en el suministro de Maspalomas.

6.- MODULACIÓN DE LA DEMANDA DIARIA

6.1.- Balances diarios

Se eligió como día tipo el 12 de Mayo, ya que será el día utilizado posteriormente para la elaboración del modelo matemático y el posterior estudio de sectorización.

Aunque no se dispone de datos de control en las salidas de los depósitos a red (excepto el punto de control 10), estas se han calculado por diferencia entre las entradas y salidas controladas y la variación de nivel en el mismo:

BALANCE EN EL DAP GLORIA II - GLORIA III

Conforme al diagrama mostrado en la Figura 17 *Esquema de producción y almacenamiento de la red de abastecimiento de Maspalomas* los depósitos de agua potable de La Gloria II y La Gloria III, situados a la cota 62,9 m, constituyen uno de los puntos principales de almacenamiento del sistema, ya que el agua captada en tres de los cuatro puntos de suministros del sistema (Desaladora Maspalomas I, Desaladora Maspalomas II y Sondeo 35) es almacenada en este depósito

Una vez almacenada el agua en el depósito Gloria II - Gloria III, una parte del agua es inyectada a la red y otra parte importante es conducida hasta el depósito de Gloria I, mediante la EBAP La Gloria. A continuación se presenta un balance con las entradas y salidas de agua en los depósitos Gloria II - Gloria III:

DÍA	ENTRADAS			SALIDAS	Acumulado depósito	Salida a red calculada (m3)
	EDAM Masp. I	EDAM Masp. II	Sondeo 35	Gloria I		
12-may	5.100	23.970	410	11.120	130,7	18.229

Tabla 14 Balance en el depósito Gloria II - III

BALANCE EN EL DAP GLORIA I

El Depósito Gloria I representa el punto más alto del sistema, y está situado a una cota de 137,2 metros. A partir de él, una pequeña fracción de agua se inyecta a la red de abastecimiento mientras que la mayor parte es destinada hacia la Cantonera.

<u>DÍA</u>	ENTRADAS	SALIDAS		<u>Acumulado depósito</u>	<u>Salida a red calculada (m3)</u>
	<u>Gloria II- III</u>	<u>Cantonera</u>	<u>Acometidas varias</u>		
12-may	11.120	9.970	117	-1009,24	2.042

Tabla 15 Balance en el depósito Gloria I

BALANCE EN EL DAP LOMO I

El Depósito Lomo I está situado a una cota de 82,88 metros. Es un depósito de regulación, a partir del cual se suministra agua a una parte de la población.

<u>DÍA</u>	ENTRADA	<u>Acumulado depósito</u>	<u>Salida a red calculada</u>
	<u>Cantonera</u>		
12-may	5.346	2714	2.632

Tabla 16 Balance en el depósito Lomo I

BALANCE EN EL DAP LOMO II

El Depósito Lomo I está situado a una cota de 78,41 metros. Es un depósito de regulación, a partir del cual se suministra agua a una parte de la población.

<u>DÍA</u>	ENTRADA	<u>Acumulado depósito</u>	<u>Salida a red calculada</u>
	<u>Cantonera</u>		
12-may	1.860	-1652	3.512

Tabla 17 Balance en el depósito Lomo II

BALANCE EN EL DAP LOMO III

El Depósito Lomo I está situado a una cota de 97,27 metros. Es un depósito de regulación, a partir del cual se suministra agua a una parte de la población.

ENTRADA			
<u>DÍA</u>	<u>Cantonerá</u>	<u>Acumulado depósito</u>	<u>Salida a red calculada</u>
12-may	7.175	1094	6.081

Tabla 18 Balance en el depósito Lomo III

BALANCE EN LA CANTONERA

La cantonera es una arqueta de reparto en la que no se da acumulación de agua, y cuyas entradas y salidas son las siguientes:

<u>DÍA</u>	ENTRADAS		SALIDAS		
	<u>Gloria I</u>	<u>Filtros del Lomo</u>	<u>Lomo I</u>	<u>Lomo II</u>	<u>Lomo III</u>
12-may	9970	4.591	5346	1.860	7.175

Tabla 19 Balance en la Cantonera

Una vez realizados todos los balances y teniendo claramente determinadas las entradas y salidas de agua en cada uno de los depósitos del sistema, es conveniente realizar un cálculo que me permita conocer qué parte del agua captada desde las Desaladoras y pozos es realmente inyectada a la red desde los depósitos. Para ello, se ha elaborado la siguiente tabla:

<u>DÍA</u>	<u>CAPTACIÓN (m3)</u>	<u>ALMACENADO DEPOSITOS (m3)</u>	<u>SALIDAS A RED (m3)</u>
12-may	33.661	3.023	30.638

Tabla 19 Cantidad de agua captada al sistema y sacada de los depósitos

La tabla anterior nos da una idea del volumen neto de agua que puede ser retenido o extraído diariamente en los depósitos.

6.2.- Curva modulación horaria

Puesto que los datos facilitados por la empresa son horarios no resulta difícil el cálculo de la curva de modulación. Para ello se emplearon las salidas a red calculadas desde cada uno de los depósitos, de manera que conocemos la cantidad de agua inyectada a la red de distribución.

Posteriormente, relativizando estos datos al caudal medio, se obtiene de forma directa la curva de modulación, que para el día tipo queda de la siguiente forma:

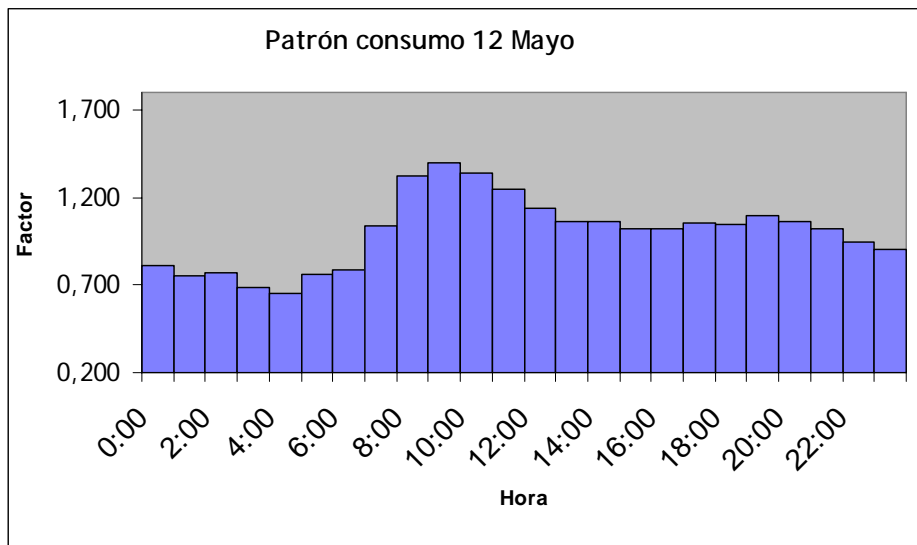


Grafico 6 Curva de modulación de la demanda para el mes de Mayo

En la gráfica puede observarse como el coeficiente punta es 1,4 y el valle 0,6. Un cálculo más detallado de la curva de modulación puede verse en el Anejo 1.- Elaboración del modelo matemático.

7.- ELABORACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO

En los anteriores apartados del capítulo se han descrito las instalaciones de la red y se ha llevado a cabo el análisis de la producción y de la demanda. Con esta información el siguiente paso es la elaboración del modelo matemático, que será una herramienta clave para un estudio más completo de la red. En el *Anejo 1.- Elaboración del modelo matemático* se describe paso a paso el proceso seguido para su elaboración. Tras la captura de la información relativa a las acometidas y conducciones y la incorporación de los elementos de regulación del sistema fue necesaria una depuración del trazado de la red. Posteriormente

fueron interpoladas las cotas de la red y asignados los consumos mediante un tema de puntos correspondiente a los extremos de las acometidas y cuyos valores aparecen en la base de datos MS Access AQUA.MDB proporcionados por la empresa ELMASA. En el *Anexo 1.- Elaboración del modelo matemático* puede verse con detalle el proceso de calibración seguido para dicha la red de Maspalomas.

Una vez que el modelo se encuentra calibrado, en el *Anexo 2.- Análisis y diagnóstico del comportamiento de la red* puede verse de manera más detallada el funcionamiento de la red. Entonces estamos en condiciones de realizar un análisis a fondo del comportamiento hidráulico de la red, al tiempo que se efectúa un diagnóstico del estado de la misma. Este paso se considera fundamental para abordar posteriormente el proceso de sectorización de la red, en el cual se tendrá en cuenta el diagnóstico sobre el estado de la red, a fin de corregir en la medida de lo posible los problemas detectados si los hubiere, al tiempo que se despliegan los medios oportunos para controlar mejor los caudales aportados y el destino final del agua inyectada. Así, en el *Anexo 3* tenemos un estudio detallado de los sectores originados en la propuesta de sectorización 1. Para cada uno de ellos se analizan las principales características hidráulicas en las tuberías y nudos del sistema, tales como velocidades, caudales, pérdidas unitarias, presiones y alturas piezométricas.

8.- CONCLUSION

Como se ha podido ver a lo largo del capítulo se trata de una red con un rendimiento de gestión más que aceptable para un origen del agua superficial o subterráneo a poca profundidad. Pero tratándose de una red en la que más del 90% del agua proviene de la desalación, en cuyo caso el coste final del agua es bastante elevado, se considera que el rendimiento debiera de ser más próximo al 100% debido a la repercusión que tiene la eficiencia de la red en el precio final. Es por esto que la empresa ha planteado la elaboración del modelo matemático y su posterior estudio de sectorización.

CAPÍTULO 4.-
PROPUESTAS DE SECTORIZACIÓN

1.- INTRODUCCIÓN

La sectorización de una red de abastecimiento es un proceso cuyo diseño no tiene solución única. Como se vio en el capítulo dos, existen numerosos criterios para establecer los límites de las DMAs en función del tipo de red en que nos encontremos y según la topografía del terreno, tipo de abonados, distribución de la red de transporte, etc. Todas estas variables hacen que dicho proceso de división de la red en sectores se haya de llevar a cabo con gran delicadeza. Por tanto será cuestión del gestor del abastecimiento el decidir la implantación de las DMAs. Debido al número de variables existentes en el diseño, normalmente la sectorización definitiva no es obtenida de manera directa. De ahí, que el siguiente capítulo muestre tres posibles alternativas de sectorización, todas ellas viables, pero con diferentes costes de implantación así como distintas características de diseño y posterior gestión para cada una de ellas.

Actualmente la red de Maspalomas está funcionando de manera que el Depósito de Lomo III, con una capacidad de 4.000 m³ está sacando un caudal medio de 94,68 l/s mientras que el depósito Lomo II, cuya capacidad es cuatro veces mayor (27.000 m³) que el anterior sólo está proporcionando un caudal de 48,08 l/s. Esto provoca unas pérdidas de carga unitarias bastante elevadas en todas aquellas tuberías dependientes del depósito Lomo III. En el caso del DAP Lomo II, las tuberías dependientes de él están infrautilizadas, ya que aportan un caudal bajo en relación al diámetro de las mismas.

A continuación se van a mostrar las diferentes alternativas de sectorización propuestas. En primer lugar tenemos la más rápida y directa y que por tanto tiene un menor coste de instalación. A continuación, y en base a la anterior, se mostrará otra alternativa en la que se aumenta el número de sectores de manera que el caudal entrante en cada uno de ellos es menor. Y por último, se muestra una alternativa cuyo diseño es completamente distinto a los anteriores, basándose en el empleo de la red de transporte como arteria principal para el abastecimiento de las DMAs diseñadas.

Para verificar la delimitación de las DMAs se empleo la herramienta GISRed 2.0, cuyo algoritmo recorre las tuberías del sistema y se detiene en el momento que encuentra un caudalímetro previamente identificado o una válvula cerrada. El resultado obtenido por dicho algoritmo es un tema denominado DMAs. Dicho algoritmo no sólo verifica la delimitación de las DMAs, sino que también me informa de los posibles tramos que hayan quedado desconectados del sistema, debido al cierre de las válvulas.

2.- PROPUESTA DE SECTORIZACIÓN 1

El objetivo de esta propuesta es reducir el caudal aportado al sistema por el depósito de Lomo III, de manera que se reducen considerablemente las pérdidas, y también aprovechar la capacidad hidráulica de las tuberías que parten de Lomo II.

Como inconveniente, decir que el hecho de que los sectores no partan de una red arterial, sino que tengan DMAs tipo cascada, es decir dependientes de los anteriores, hace que los errores en el cálculo del caudal consumido sean importantes.

Así, a continuación podemos ver los caudalímetros instalados en cada uno de los sectores formados así como su diámetro:

- Sector 1.- 300 mm.
- Sector 2.- 2 x 200 mm
- Sector 3.- 200 mm
- Sector 4.- 350 mm; 600 mm
- Sector 5.- 400 mm; 500 mm
- Sector 6.- 500 mm.
- Sector 7.- 500 mm.
- Sector 8.- 300 mm
- Sector 9.- 300 mm
- Sector 10.- 300 mm.
- Sector 11.- 200 mm.

El siguiente cuadro nos muestra un resumen del número de caudalímetros a instalar según su diámetro:

Diámetro (mm)	200	300	350	400	500	600	TOTAL
Unidades	4	4	1	1	3	1	14

Tabla 21 Número y diámetro de los caudalímetros a instalar en la propuesta 1

En la siguiente figura podemos observar la delimitación de las DMAs formadas, así como la ubicación de los caudalímetros.

PROPUESTA DE SECTORIZACIÓN 1

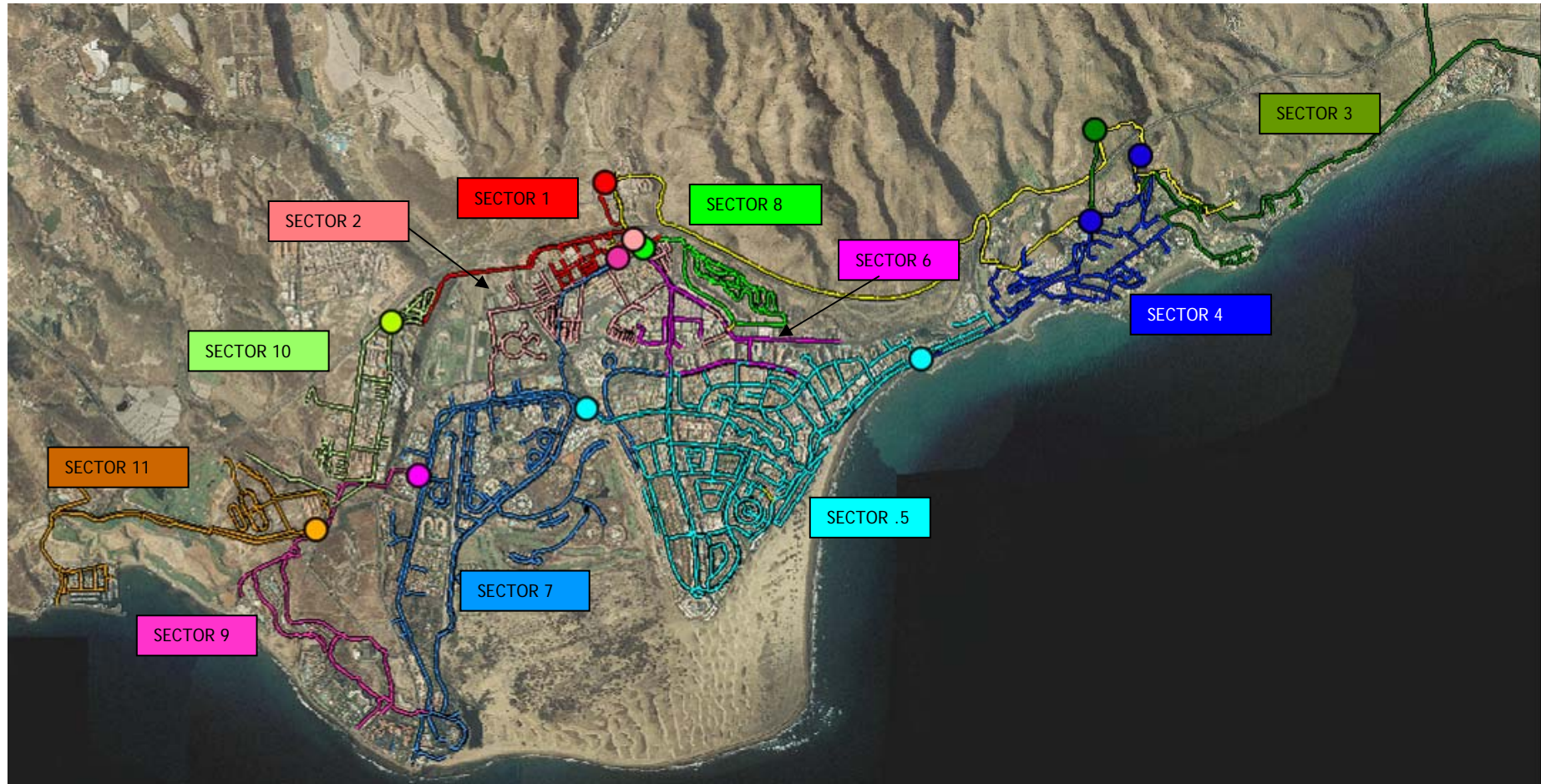


Fig 28.- Sectores formados en la propuesta de sectorización 1

Características sectorización propuesta 1

DMA	Sector	Acometidas	% acometidas	Consumo total (m3)	Porcentaje (%)	Longitud tuberías (m)	Porcentaje (%)
1	Lomo III	106	5,5%	12.245	1,5%	6.168	3,7%
2	Lomo I	355	18,5%	52.097	6,3%	13.071	7,9%
3	Gloria I	56	2,9%	44.813	5,4%	9.729	5,9%
4	Gloria II	146	7,6%	55.273	6,7%	12.631	7,6%
5	Gloria II/Lomo II	470	24,5%	264.490	32,1%	39.640	23,9%
6	Lomo II	51	2,7%	57.482	7,0%	5.792	3,5%
7	Lomo II	270	14,1%	178.563	21,7%	32.256	19,4%
8	Lomo I	230	12,0%	11.383	1,4%	6.378	3,8%
9	Lomo II	20	1,0%	104.278	12,7%	6.600	4,0%
10	Lomo III	119	6,2%	30.163	3,7%	8.979	5,4%
11	Lomo III	77	4,0%	11.362	1,4%	11.848	7,1%
Red arterial		19	1,0%	863	0,1%	12.875	7,8%
TOTAL		1919		823.012		165.967	

Tabla 22 Características de la propuesta de sectorización 1

Lomo I

El DAP Lomo I abastece a los sectores 2y 8 entre los que totalizan un número de 585 acometidas y un consumo de 63.480 m3.

Lomo II

El DAP Lomo II abastece a los sectores 5 (parte), 6, 7 y 9 entre los que totalizan un número de 576 acometidas y un consumo de 472.568 m3

Lomo III

El DAP Lomo III abastece a los sectores 1, 10 y 11 entre los que totalizan un número de 302 acometidas y un consumo de 53.770 m3

Gloria I

El DAP Gloria I abastece al sector 3, que cuenta con 56 acometidas y un consumo de 44.813 m3

Gloria II-III

El DAP Lomo II abastece al sector 4 y parte del 5 entre los que totalizan un número de 381 acometidas y un consumo de 187.518 m3

3.- PROPUESTA DE SECTORIZACIÓN 2

A la vista de las características de la sectorización anterior, podemos comprobar que entre las DMAs 5 y 7 consumen más de la mitad del consumo total de la red de Maspalomas. Por tanto, el diseño de la propuesta de sectorización 2 es similar, a excepción de que dichos sectores han sido divididos de manera que al aumentar el número de DMAs reducimos el caudal consumido por los mismos, con el objetivo de tener un mayor control sobre las fugas.

En esta propuesta seguimos teniendo el inconveniente de que no todas las DMAs parten de la red arterial, por lo que tendremos errores en la medición del caudal consumido por dichas zonas.

Los caudalímetros a instalar en cada uno de los sectores son:

- Sector 1.- 300 mm.
- Sector 2.- 2 x 200 mm
- Sector 3.- 200 mm
- Sector 4.- Se corresponde con la red arterial
- Sector 5.- 600 mm. 350mm
- Sector 6.- 2 X 500 mm. (nuevo sector)
- Sector 7.- 500 mm.
- Sector 8.- 200 mm (nuevo sector)
- Sector 9.- 400 mm (nuevo sector)
- Sector 10.- 500 mm. (nuevo sector)
- Sector 11.- 300 mm.(nuevo sector)
- Sector 12.- 500 mm.
- Sector 13.- 300 mm.
- Sector 14.- 300 mm.
- Sector 15.- 200 mm.

El siguiente cuadro nos muestra un resumen del número de caudalímetros a instalar según su diámetro:

Diámetro (mm)	200	300	350	400	500	600	TOTAL
Unidades	5	4	1	1	4	1	16

Tabla 23 Número y diámetro de los caudalímetros a instalar en la propuesta 2

En la siguiente figura podemos observar la delimitación de las DMAs formadas así como la ubicación de los caudalímetros:

PROPUESTA DE SECTORIZACIÓN 2

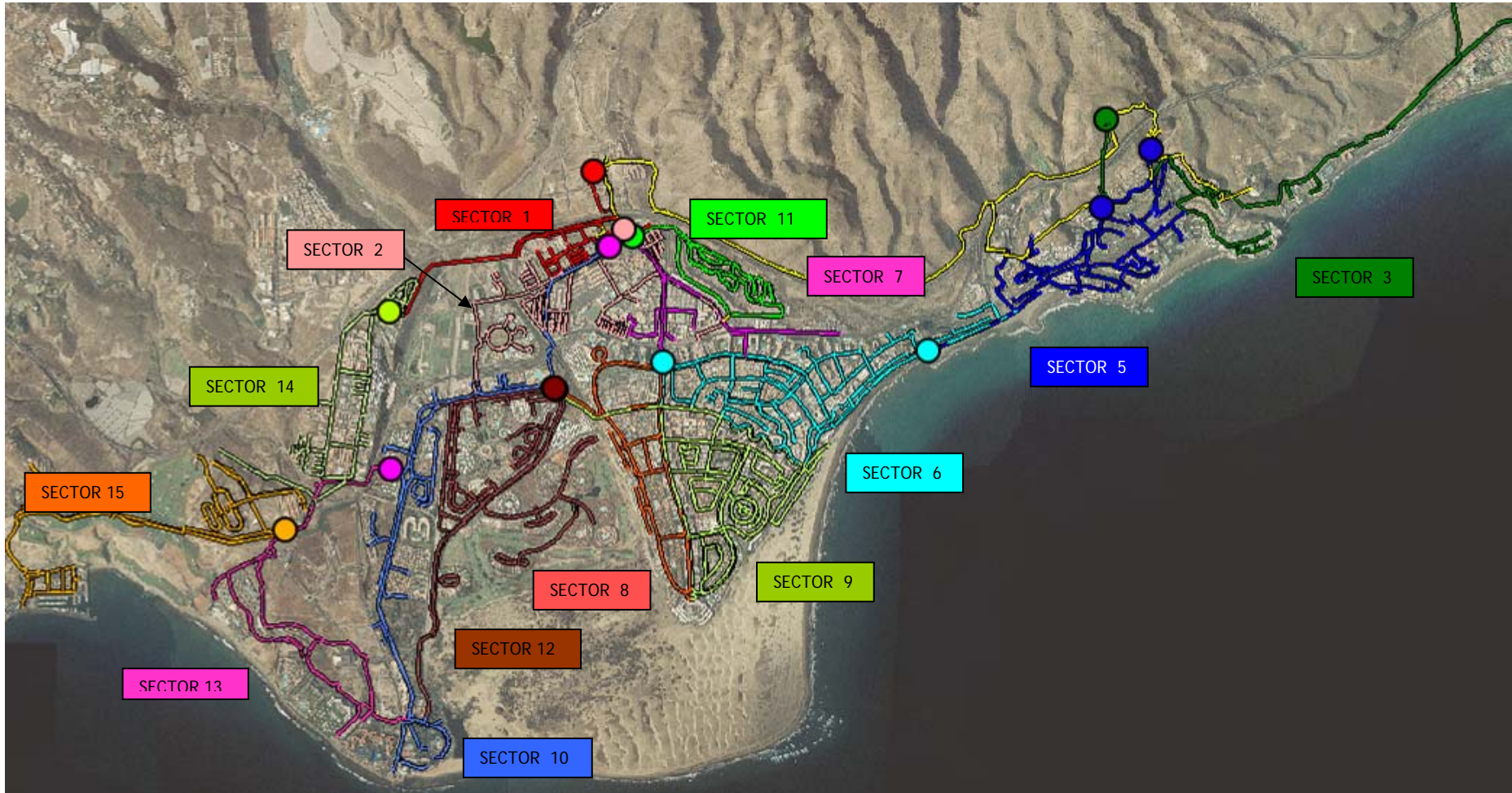


Fig 29.- Sectores formados en la propuesta de sectorización 2

Características sectorización

DMA	Sector	acometidas	% acometidas	Consumo total (m3)	Porcentaje (%)	Longitud tuberías (m)	Porcentaje (%)
1	Lomo III	106	5,5%	12245	1,5%	6.167,7	3,7%
2	Lomo I	355	18,5%	52097	6,3%	13.070,6	7,9%
3	Gloria I	56	2,9%	44813	5,4%	9.729,2	5,9%
Red arterial		19	1,0%	863	0,1%	12.741,3	7,7%
5	Gloria II	146	7,6%	55273	6,7%	12.636,8	7,6%
6	Gloria II/Lomo II	210	10,9%	171656	20,9%	18.478,7	11,1%
7	Lomo II	40	2,1%	17484	2,1%	4.745,3	2,9%
8	Lomo II	81	4,2%	85259	10,4%	7.471,5	4,5%
9	Lomo II	229	11,9%	80972	9,8%	17.931,7	10,8%
10	Lomo II	82	4,3%	84034	10,2%	11.960,1	7,2%
11	Lomo I	230	12,0%	11383	1,4%	6.377,8	3,8%
12	Lomo II	149	7,8%	61130	7,4%	17.227,8	10,4%
13	Lomo II	20	1,0%	104278	12,7%	6.600,2	4,0%
14	Lomo III	119	6,2%	30163	3,7%	8.979,1	5,4%
15	Lomo III	77	4,0%	11362	1,4%	11.847,9	7,1%

Tabla 24 Características de la propuesta de sectorización 2

Lomo I

El DAP Lomo I abastece a los sectores 2, 11 entre los que totalizan un número de 585 acometidas y un consumo de 63.480 m3.

Lomo II

El DAP Lomo II abastece a los sectores 6 (parte), 7, 8, 9, 10, 12, 13 entre los que totalizan un número de 706 acometidas y un consumo de 518.985 m3

Lomo III

El DAP Lomo III abastece a los sectores 1, 14 y 15 entre los que totalizan un número de 302 acometidas y un consumo de 53.770 m3

Gloria I

El DAP Gloria I abastece al sector 3, que cuenta con 56 acometidas y un consumo de 44.813 m3

Gloria II-III

El DAP Lomo II abastece al sector 5 y parte del 6 entre los que totalizan un número de 251 acometidas y un consumo de 141.101 m3

4.- PROPUESTA DE SECTORIZACIÓN 3

A continuación se presenta la última de las propuestas. En este caso, los criterios de diseño empleados han sido diferentes a las anteriores propuestas. Se ha partido de la condición de que ninguna de las tuberías de transporte, es decir aquellas mayores de 350 mm, formen parte de ningún sector ya que como se mencionó en el Capítulo 2 esto nos proporciona una mayor flexibilidad a la hora de formar nuevas DMAs y también una mayor exactitud a la hora de calcular el caudal entrante a cada DMA. Esto supone que cada DMA tenga un solo caudalímetro de entrada de manera obtenemos la medida directamente. En caso contrario, estaríamos cometiendo un error equivalente a la suma de los errores de los caudalímetros implicados.

Otra de los parámetros tenidos en cuenta ha sido que las DMAs sean alimentadas por único punto, aunque esto puede ocasionar los siguientes inconvenientes:

- disminución de la garantía de suministro, ya que el consumo de todo el sector podría no ser satisfecho en caso de avería en la única entrada definida. Por tanto, es necesario habilitar entradas alternativas de emergencia que estén cerradas en condiciones normales.
- Podrían aparecer pérdidas de carga importantes entre el punto de alimentación y el punto más alejado de la DMA, con lo que en ese caso, sería necesario reforzar considerablemente la red del interior del sector.
- La distribución de presiones en el interior del sector puede ser muy heterogénea, sobre todo en sectores de gran tamaño.
- Los tiempos de permanencia del agua dentro del sector pueden aumentar considerablemente, disminuyendo su calidad, ya que el agua tardará más tiempo en alcanzar los puntos más alejados del sector.

Teniendo en cuenta los posibles inconvenientes que podrían surgir y con la ayuda del modelo matemático, se ha llegado a la solución propuesta que se describe más adelante.

Así, en la siguiente imagen podemos ver de forma global la ubicación de las tuberías de transporte, a partir de las cuales se han establecido las DMAs.



Fig. 30 Distribución de las tuberías con diámetros mayores o iguales a 350 mm.

Los caudalímetros a instalar en cada uno de los sectores son:

Sector 1,- Es la red arterial y por tanto no tiene caudalímetro

Sector 2.- 200 mm.

Sector 3.- 200 mm.

Sector 4.- 200 mm.

Sector 5.- 350 mm.

Sector 6.- 250 mm.

Sector 7.- 250 mm.

Sector 8.- 200 mm.

Sector 9.- 500 mm.

Sector 10.- 300 mm.

Sector 11.- 200 mm.

Sector 12.- 500 mm.

Sector 13.- 200 mm.

Sector 14.- 300 mm.

Sector 15.- 300 mm.

Sector 16.- 200 mm.

Sector 17.- 150 mm

El siguiente cuadro nos muestra un resumen del número de caudalímetros a instalar según su diámetro:

Diámetro (mm)	150	200	250	300	350	500	TOTAL
Unidades	1	7	2	3	1	2	16

Tabla 25 Número y diámetro de los caudalímetros a instalar en la propuesta 3

En la siguiente figura podemos observar la delimitación de las DMAs formadas, así como la ubicación de los caudalímetros:

PROPUESTA DE SECTORIZACIÓN 3

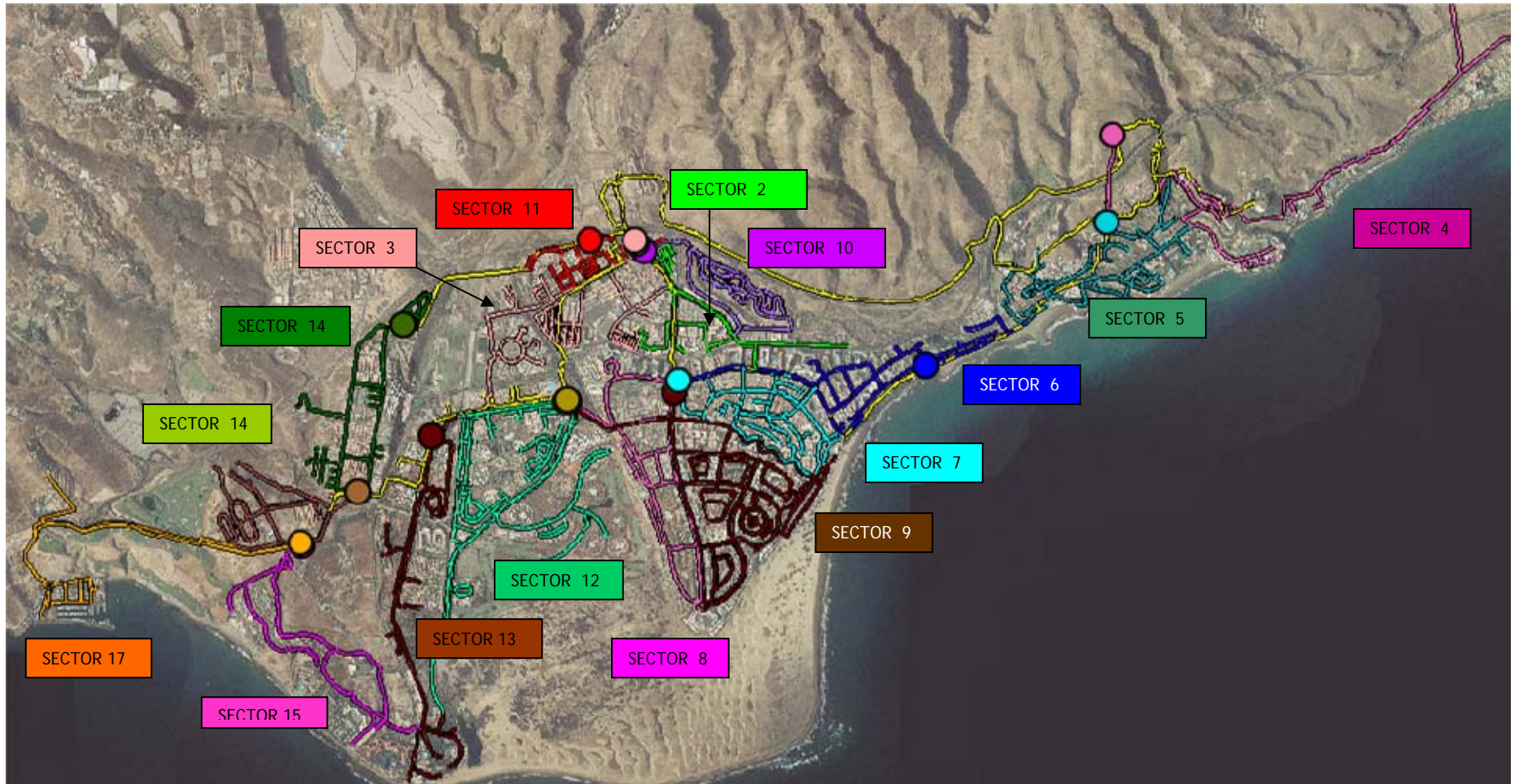


Fig. 31.- Sectores formados en la propuesta de sectorización 3

las características básicas que definen cada uno de los sectores serán ahora:

DMA	Sector	Acometidas	Acometidas (%)	Consumo total (m3)	Porcentaje (%)	Longitud tuberías (m)	Porcentaje (%)
Red arterial		22	1,1	18.428	2,2	26.363	15,9
2	Lomo I	50	2,6	26.391	3,2	5.748	3,5
3	Lomo I	344	17,9	42.395	5,2	10.628	6,4
4	Gloria I	72	3,8	45.610	5,5	10.289	6,2
5	Gloria II	146	7,6	55.273	6,7	10.159	6,1
6	Gloria II	108	5,6	116.756	14,2	7.111	4,3
7	Gloria II	101	5,3	50.681	6,2	8.607	5,2
8	Lomo II	81	4,2	85.259	10,4	7.473	4,5
9	Gloria II	230	12,0	85.191	10,4	18.083	10,9
10	Lomo I	230	12,0	11.383	1,4	6.445	3,9
11	Lomo III	104	5,4	12.202	1,5	3.750	2,3
12	Lomo II	149	7,8	61.130	7,4	17.098	10,3
13	Lomo II	67	3,5	66.588	8,1	7.931	4,8
14	Lomo III	114	5,9	29.976	3,6	7.823	4,7
15	Lomo II	19	1,0	104.200	12,7	5.461	3,3
16	Lomo III	62	3,2	5.143	0,6	6.659	4,0
17	Lomo II	20	1,0	6.406	0,8	6.636	4,0

Tabla 26 Características de la propuesta de sectorización 3

Lomo I

El DAP Lomo I abastece a los sectores 2, 3, 10 entre los que totalizan un número de 624 acometidas y un consumo de 80.169 m3.

Lomo II

El DAP Lomo II abastece a los sectores 8, 12, 13, 15 y 17 entre los que totalizan un número de 336 acometidas y un consumo de 323.583 m3

Lomo III

El DAP Lomo III abastece a los sectores 11, 14, 16 entre los que totalizan un número de 280 acometidas y un consumo de 47.321 m3

Gloria I

El DAP Gloria I abastece al sector 4, que cuenta con 72 acometidas y un consumo de 45.610 m3

Gloria II-III

El DAP Lomo II abastece a los sectores 5, 6, 7 y 9 entre los que totalizan un número de 585 acometidas y un consumo de 307.901 m³

5.- COMPARATIVA DE LAS DIFERENTES PROPUESTAS

5.1.- HIDRÁULICA

La siguiente tabla nos indica el porcentaje de abonados así como el caudal inyectado por cada uno de los depósitos al sistema para cada una de las propuestas:

	PROPUESTA 1		PROPUESTA 2		PROPUESTA 3	
	% abonados	% consumo	% abonados	% consumo	% abonados	% consumo
DAP GLORIA I	2,9%	5,4%	2,9%	5,4%	3,8%	5,5%
DAP GLORIA II-III	19,9%	22,8%	13,1%	17,1%	30,5%	37,4%
DAP LOMO I	30,5%	7,7%	30,5%	7,7%	32,5%	9,7%
DAP LOMO II	30,0%	57,4%	36,8%	63,1%	17,5%	39,3%
DAP LOMO III	15,7%	6,5%	15,7%	6,5%	14,6%	5,7%
RED ARTERIAL	1,0%	0,1%	1,0%	0,1%	1,1%	2,2%

Tabla 27 Tabla comparativa del número de abonados y consumo en las 3 propuestas

Quedando dichos datos expresados gráficamente de la siguiente forma:

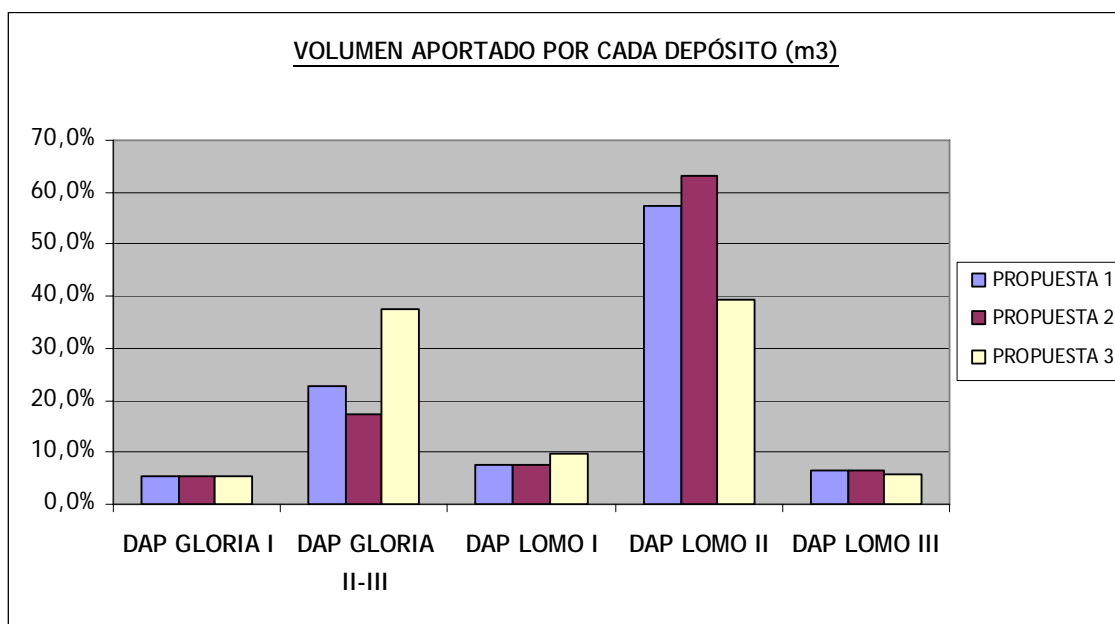


Gráfico 5 Comparativa del volumen aportado por cada depósito en las 3 propuestas

En la siguiente tabla podemos observar el número de nudos con consumo, cuyas presiones a la hora punta (09:00 am) son inferiores a 10 mca y que por tanto podrían tener problemas de presión en el suministro.

También se ha indicado para la hora de menor consumo (04:00 am) el número de nudos con presiones superiores a 70 mca, informándonos de las zonas donde sería conveniente la instalación de una VRP para disminuir la presión, reduciendo así el caudal por fugas:

	PRESIONES	
	P>70mca	P<10 mca
Sit actual	31	14
Propuesta 1	23	7
Propuesta 2	44	7
Propuesta 3	39	6

Tabla 28 Número de nudos con presiones mayores a 70 y menores a 10 mca.

Como podemos observar, en la situación actual existe un importante número de nudos con consumo que en la hora punta no tienen presión suficiente, no garantizando una buena calidad en el suministro. Dicho número se verá reducido en cualquier caso con la sectorización.

5.2.- ECONÓMICA

El principal factor que se debe considerar cuando se analizan diferentes alternativas para la reducción de fugas es su eficacia desde el punto de vista del coste. Por ello, una vez que se ha revisado la definición preliminar de las DMAs, se debe realizar un estudio económico en el que se cuantifiquen en términos monetarios los costes y beneficios que va a conllevar su implantación. Como se ha indicado anteriormente, el principal beneficio que se obtiene mediante esta técnica es la reducción del volumen de agua perdido a través de las fugas. El coste del agua, ó el beneficio financiero que una compañía va a obtener como consecuencia de la reducción en el nivel de fugas puede dividirse en:

- costes operacionales: se producirá un ahorro en energía eléctrica y productos químicos debido a la reducción del volumen de agua que se pierde a través de las fugas

- costes de capital: se producirá un ahorro debido al menor dimensionado de las inversiones necesarias. Esto puede incluir tanto las instalaciones de tratamiento como las de suministro y distribución
- costes sociales: al evitar posibles perjuicios a terceros causados por las fugas.

El coste del agua fugada dependerá por tanto del nivel de fugas en cada DMA y de los correspondientes costes de operación y capital. En general, cuando la demanda va en aumento, el coste de capital del agua es grande, y está justificada la realización de un control de fugas intenso por motivos financieros. Sin embargo, cuando la demanda permanece constante y no se prevén inversiones, el coste del agua puede ser muy bajo, siendo difícil justificar un gasto elevado para control de fugas

Por esto, el cálculo del coste económico de cada una de las sectorizaciones propuestas es un complejo proceso, ya que no solamente hay que considerar el coste de los caudalímetros que se van a instalar, sino también otros costes ocasiones no previstos inicialmente. Por ejemplo, un proceso importante sería verificar todas y cada una de las válvulas que se encuentran cerradas, para poder así asegurar que las DMAs son independientes entre sí. En el caso de que algunas de las válvulas hubieran perdido su estanqueidad se procedería a su reparación o recambio, de manera que estos costes también habría que tenerlos en cuenta.

Igualmente habría que simular un escenario que incorporara las pérdidas de agua debidas a las fugas para poder así hacer un cálculo económico más completo.

A continuación se hace una primera valoración económica de cada una de las propuestas, teniendo en cuenta únicamente el coste de los caudalímetros.

Propuesta 1

Es la opción más económica, debido al menor número de sectores formados y por lo tanto instalación de menor número de caudalímetros. Igualmente su puesta en marcha, no supone la maniobra de un gran número de válvulas

Diámetro (mm)	200	300	350	400	500	600
Unidades	4	4	1	1	3	1
Coste unitario	1.401,13	2.615,87	3.586,38	4.008,43	4.947,87	5.490,97
Coste total	5.604,52	10.463,48	3.586,38	4.008,43	14.843,61	5.490,97

Tabla 29 Coste total de los caudalímetros a instalar para la propuesta 1

El coste total de la adquisición de los caudalímetros asciende a : **43.998 €**

Propuesta 2

Esta opción es ligeramente más cara que la anterior. El diseño es idéntico, a excepción de que 2 de los sectores han sido divididos en 2,3 sectores respectivamente ya que en la configuración anterior el consumo de ambos sectores equivale a algo más del 50% del consumo total de la población, de ahí su necesidad de dividirlo en sectores más pequeños:

Diámetro (mm)	200	300	350	400	500	600
Unidades	5	4	1	1	4	1
Coste unitario	1.401,13	2.615,87	3.586,38	4.008,43	4.947,87	5.490,97
Coste total	7.005,65	10.463,48	3.586,38	4.008,43	19.791,48	5.490,97

Tabla 30 Coste total de los caudalímetros a instalar para la propuesta 2

El coste total de la adquisición de los caudalímetros asciende a: **50.346,39 €**

Propuesta 3

Diámetro (mm)	150	200	250	300	350	500
Unidades	1	7	2	3	1	2
Coste unitario	1.165,47	1.401,13	1.754,63	2.615,87	3.586,38	4.947,87
Coste total	1.165,47	9.807,91	3.509,26	7.847,61	3.586,38	9.895,74

Tabla 31 Coste total de los caudalímetros a instalar para la propuesta 3

El coste total de la adquisición de los caudalímetros asciende a: **35.812,37 €**

A la vista de los costes de instalación de caudalímetros la opción más barata es la última de las propuestas. A pesar de esto no ha sido implantada ya que supone un exhaustivo análisis del estado de las válvulas, debiendo de ser remplazadas todas aquellas que no proporcionen la estanqueidad adecuada. Fue la empresa ELMASA quien finalmente decidió implantar la primera de las propuestas de sectorización.

6.- CONCLUSIÓN

Como se ha visto en el presente capítulo la sectorización de una red de abastecimiento no tiene una solución única, sino que dependiendo de los factores que se consideren prioritarios nos llevará a una delimitación final de las DMAs, y por tanto de los sectores que formaran dicha red.

Además de los factores propios que intervienen en el diseño de las DMAs, no hay que olvidar nunca el coste económico, ya que será este último el que determine la viabilidad de cada una de las propuestas existentes. Así, una red excesivamente sectorizada puede que no sea la mejor solución, ya que la delimitación de los sectores puede suponer un coste desproporcionado respecto a la reducción de agua pérdida.

De los resultados de la tabla anterior se puede ver como la primera sectorización, cuya delimitación es más rápida y sencilla, supone un mayor coste de inversión. Sin embargo, la propuesta última con un menor coste de los caudalímetros es la propuesta técnicamente más correcta ya que tiene en cuenta las recomendaciones propuestas por la IWA Water Loss Task Force.

CAPÍTULO 5.-
ESTUDIO DE LA SECTORIZACIÓN IMPLEMENTADA

1.- INTRODUCCIÓN

En este capítulo se va a describir de manera detallada el comportamiento hidráulico de la sectorización implementada. Fue la empresa gestora de la red de abastecimiento de Maspalomas, ELMASA Gestión Integral del Agua, quien finalmente decidió implantar la propuesta de sectorización 1. A pesar de que hidráulicamente es la que más problemas presenta, tiene la ventaja de que su puesta en marcha es relativamente rápida a pesar de que su coste económico sea el mayor de las tres propuestas previamente mencionadas.

2.- CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS SECTORES

Una vez llevado a cabo el proceso de sectorización es interesante conocer las características de cada uno de los sectores, ya que me darán información importante acerca del funcionamiento del sistema:

2.1.- Abonados

En lo que respecta al número de abonados así como su consumo podemos observarlo en la siguiente tabla:

Sector	Nº abonados	Porcentaje abonados	Consumo (m3/año)	Porcentaje consumo
1	106	5,5%	12.245	1,5%
2	355	18,5%	52.097	6,3%
3	56	2,9%	44.813	5,4%
4	146	7,6%	55.273	6,7%
5	470	24,5%	264.490	32,1%
6	51	2,7%	57.482	7,0%
7	270	14,1%	178.563	21,7%
8	230	12,0%	11.383	1,4%
9	20	1,0%	104.278	12,7%
10	119	6,2%	30.163	3,7%
11	77	4,0%	11.362	1,4%
12	19	1,0%	863	0,1%

Tabla 32. Resumen del número de abonados y consumo por sectores

De la tabla anterior se desprende que los Sectores 5 y 7, correspondientes a Playa del Inglés y a Campo Internacional, suponen aproximadamente un 55,3 % del consumo total, siendo sectores demasiado grandes.

2.2.- Longitud tuberías

Otra de las características que puede tener importancia a la hora de definir los sectores es la longitud de tuberías, quedando de la siguiente manera:

Sector	Km. tubería	Porcentaje (%)
1	6.168	3,7%
2	13.071	7,9%
3	9.729	5,9%
4	12.631	7,6%
5	39.640	23,9%
6	5.792	3,5%
7	32.256	19,4%
8	6.378	3,8%
9	6.600	4,0%
10	8.979	5,4%
11	11.848	7,1%
12	12.875	7,8%

Tabla 33. Longitud de tuberías por sectores

2.3.- Elevaciones

A continuación se muestran las elevaciones existentes en cada uno de los sectores. Se mostrarán las elevaciones máximas, mínimas y el desnivel del sector.

Sector	Elevación mínima (m)	Elevación máxima (m)	Desnivel (m)
1	41,4	93,9	52,5
2	27,7	80,0	52,3
3	3,7	119,9	116,2
4	2,4	66,2	63,8
5	1,7	50,4	48,7
7	34,6	78,5	43,9
6	1,2	76,3	75,1

8	27,6	77,3	49,7
9	6,7	42,5	35,8
10	21,3	81,9	60,6
11	1,9	77,7	75,8
12	0,0	148,6	

Tabla 34. Elevaciones máximas, mínima y desniveles por sectores

** El sector 12, corresponde con las tuberías de transporte así como a los posibles tramos que hayan podido quedarse desconectados del sistema.

Como se puede observar el desnivel existente en los sectores es algo elevado, especialmente el sector 3 con un desnivel de 116,2 m. Esto se debe a que el origen de dicho sector se encuentra en el depósito Gloria I, siendo este el punto más alto del sistema, mientras que el punto más bajo corresponde con complejos turísticos ubicados en la zona de playa.

3.- ANÁLISIS GLOBAL DE LA RED

3.1.- CAUDALES DE SALIDA DE LOS DEPÓSITOS

En primer lugar, y antes de llevar a cabo un estudio más detallado del comportamiento de la red tras la sectorización propuesta por ELMASA se considera importante analizar los caudales de salida de los depósitos, ya que la maniobra de determinadas válvulas provoca una redistribución de caudales en el sistema y por tanto una variación en la salida de los depósitos.

Así en primer lugar se va a contrastar el caudal extraído de cada uno de los depósitos, la velocidad así como las pérdidas unitarias en el tramo de tubería más próximo al depósito en la hora de mayor consumo (09:00) en el día tipo elegido (12 Mayo). Podría darse el caso de que tras la redistribución de caudales, la tubería de salida de alguno de los depósitos no tuviera capacidad suficiente para suministrar la demanda de agua:

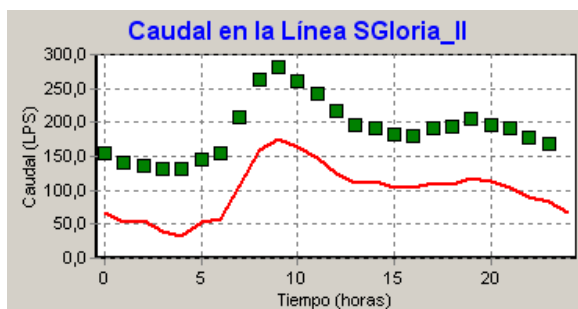
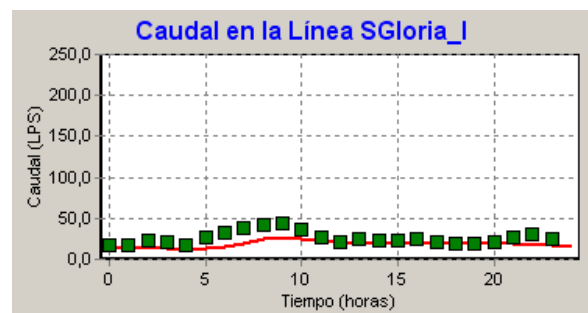
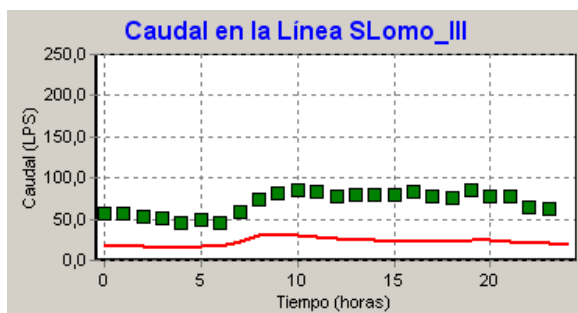
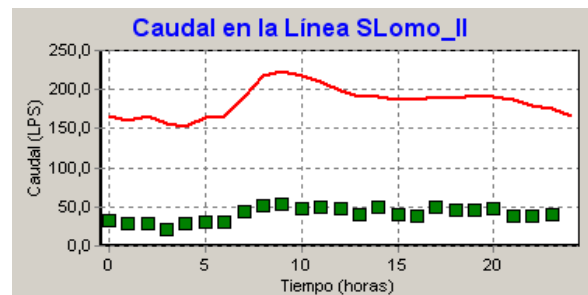
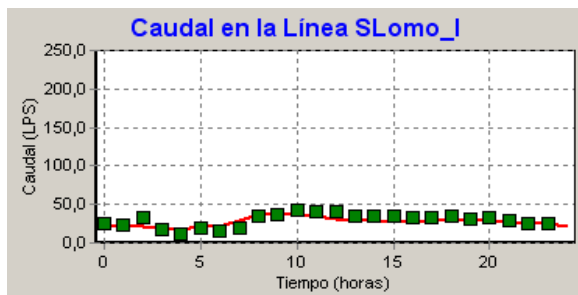
Tubería	Diámetro	SITUACION ACTUAL			SECTORIZACIÓN		
		Caudal	Velocidad	Pérdida Unit.	Caudal	Velocidad	Pérdida Unit.
SLomo_I	200	38,15	1,21	7	38,15	1,21	7,01
SLomo_II	400	48,08	0,38	0,34	224,19	1,78	6,32
SLomo_III	300	94,68	1,34	5,15	31,64	0,45	0,64
SGloria_I	200	26,17	0,83	3,42	26,17	0,83	3,42
SGloria_II	600	288,7	1,02	1,32	175,63	0,62	0,51

Tabla 35. Características de las tuberías de salida en los depósitos antes y después de la sectorización implantada.

Tras observar los resultados podemos ver como tras la sectorización los caudales sacados por los depósitos Lomo II, Lomo III y Gloria II-III ha variado considerablemente. En el caso de Lomo III y Gloria II-III, el caudal ha disminuido por lo que hemos logrado disminuir las pérdidas unitarias considerablemente.

Para la situación de la tubería de salida del depósito Lomo II, la pérdida unitaria es ahora de 6,3 m/km, lo cual se considera elevado por ser una tubería de transporte. Dichas pérdidas nos originan zonas con presiones bajas pero cómo a medida que el flujo avanza disminuye la cota del terreno esto hace que la presión vaya aumentando, de manera que dichas pérdidas son perfectamente admisibles. En el caso de la situación previa a la sectorización, una pérdida de carga tan baja como 0,34 m/km para una tubería de 400 mm nos informa de la infrautilización de la misma.

Gráficas de los caudales extraídos por los depósitos



En la situación inicial los caudales obtenidos por EPANET, representados con la línea roja, coincidían prácticamente con los caudales sacados por los depósitos en la realidad (datos de calibración). Como cabe esperar, tras la sectorización no se da dicha coincidencia debido a que se ha producido una redistribución de los caudales suministrados originado por la maniobra de determinadas válvulas del sistema.

A continuación se muestra un análisis de las variables más características del sistema tras el proceso de sectorización :

3.2.- ANÁLISIS DE CAUDALES

A continuación podemos ver la situación de los caudales antes y después de la sectorización propuesta:

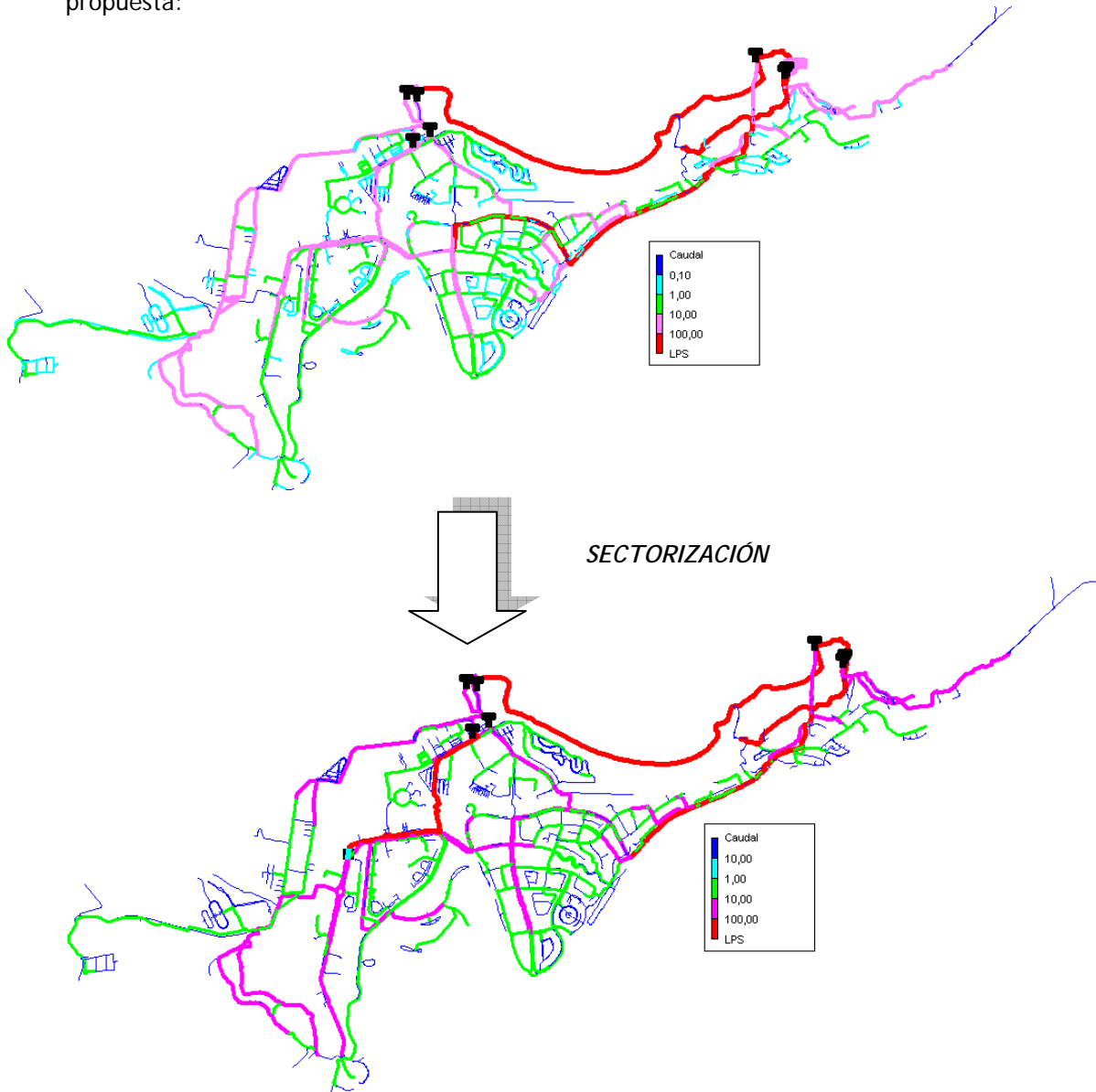


Fig. 32.- Caudales circulantes antes y después de llevar a cabo la sectorización

Si comparamos los caudales circulantes con los obtenidos en la situación actual, vemos que la principal diferencia es el aumento de caudal en la tubería que va desde el depósito Gloria II hacia la zona de Campo Internacional (POBID 10).

También destacar que en la zona de Sonneland, los caudales se han reducido debido al cierre de la válvula situada en su parte más al Sur, con la consiguiente reducción del caudal de Salida del depósito Lomo III.

3.3.- ANÁLISIS DE VELOCIDADES

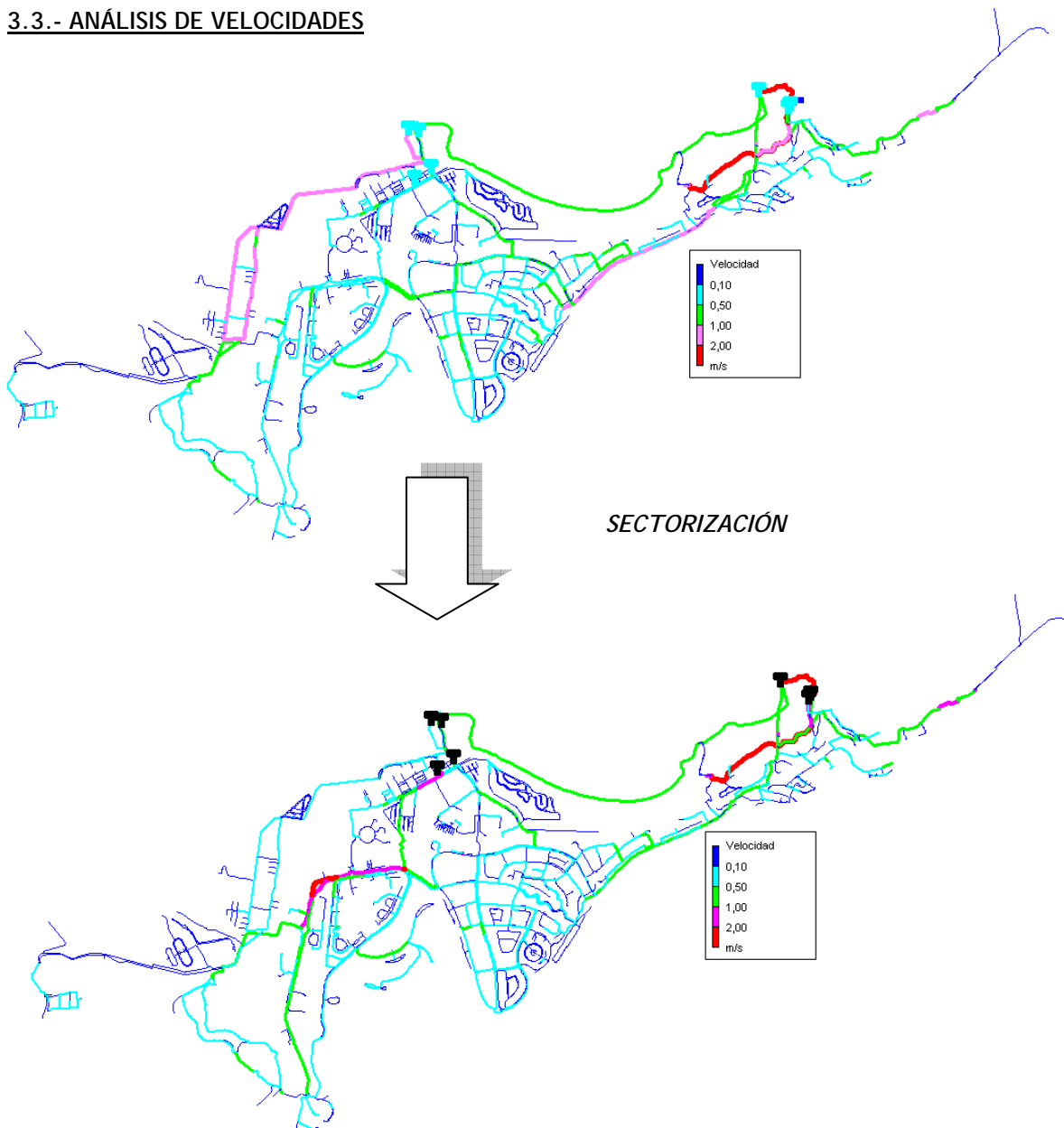


Fig. 32.- Velocidades antes y después de llevar a cabo la sectorización

A la vista de los resultados, se puede afirmar que las velocidades en la Zona de Playa del Inglés han disminuido ligeramente, encontrándose la mayor parte de ella entre los límites de 0,1 - 0,5 m/s. También se ha dado una reducción importante en las tuberías que conforman la Zona de Sonneland, de manera que hemos pasado de tener velocidades próximas a 2 m/s a velocidades próximas a 0,5 m/s, con la consiguiente reducción de las pérdidas unitarias.

Sin embargo, la tubería que sale del depósito Lomo II, al entrar en la zona del Campo Internacional tiene un tramo de velocidades superiores a 2 m/s. Examinando los resultados vemos que las velocidades son de 2,48 m/s y teniendo en cuenta que se trata de tuberías de

transporte dicha velocidad es inadmisibles. Así, una de las posibles medidas que se podría llevar a cabo sería aumentar el diámetro de la tubería en esa zona.

3.4.- ALTURAS PIEZOMÉTRICAS

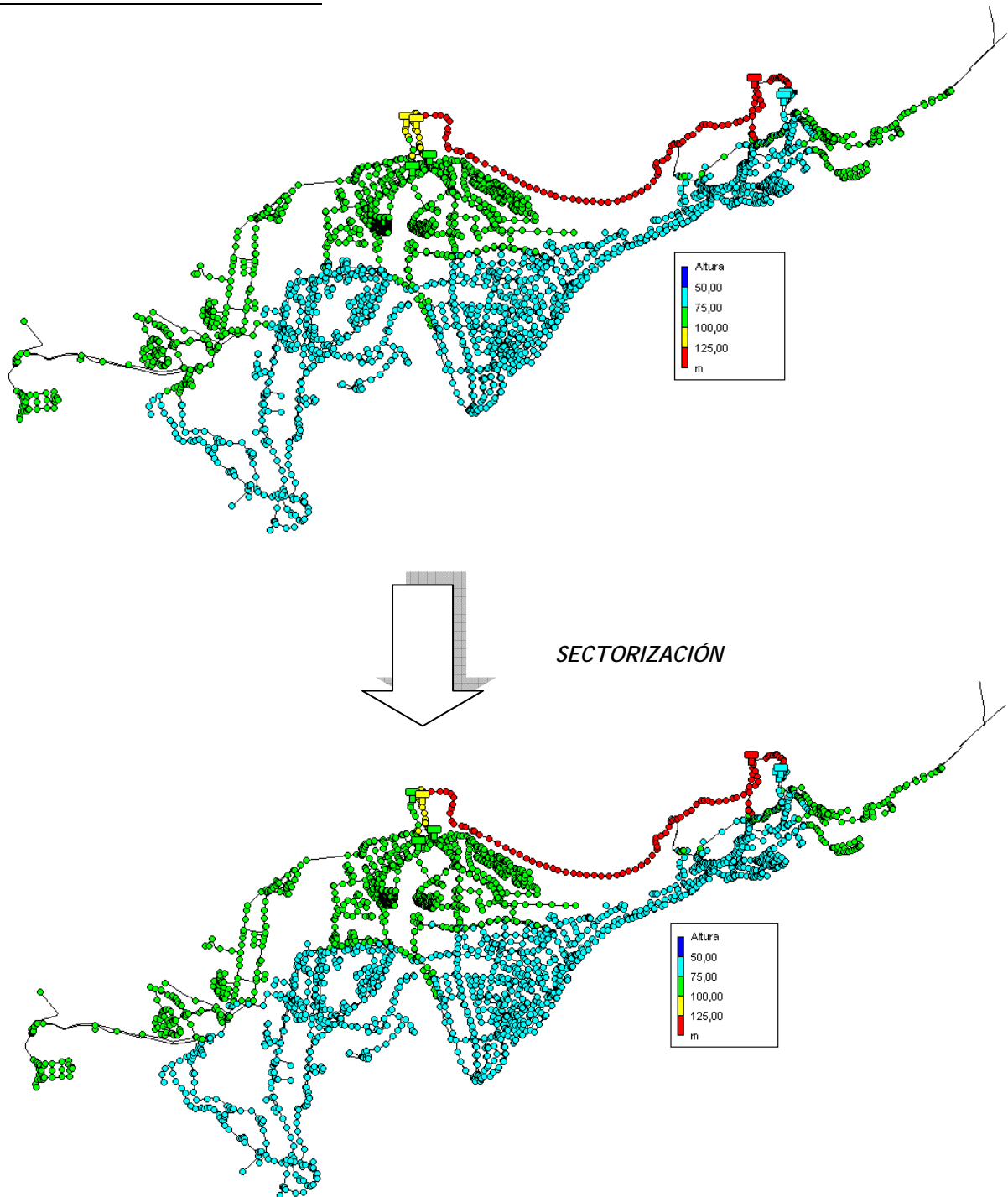
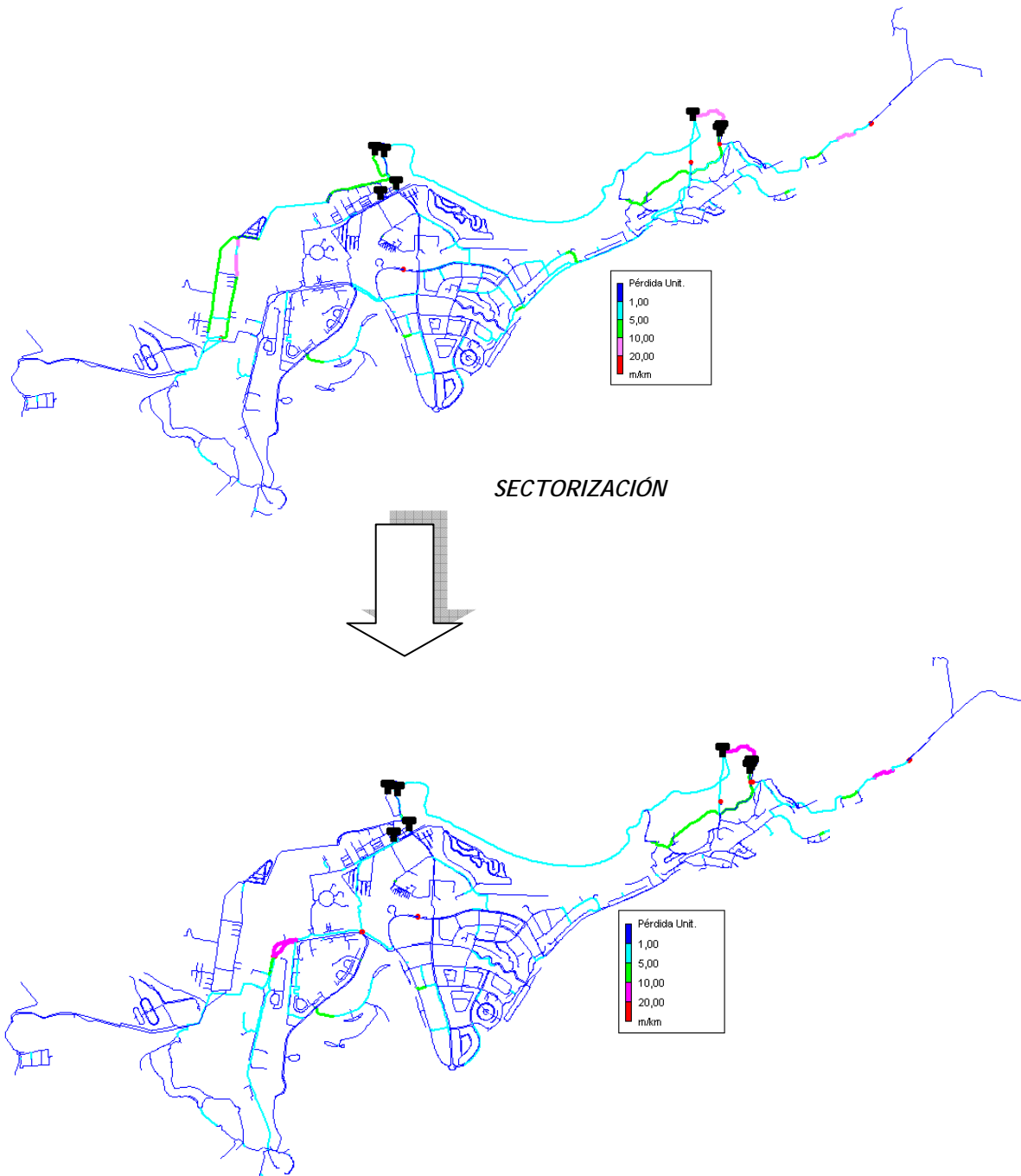


Fig. 33.- Alturas piezométricas en los nudos antes y después de llevar a cabo la sectorización

En lo que a alturas piezométricas respecta no existen diferencias destacables entre ambas situaciones.

3.5.- PÉRDIDAS DE CARGA UNITARIAS



Tras examinar las pérdidas originadas en la nueva situación, podemos ver cómo los problemas existentes en la zona de Sonneland se han visto resueltos. Por el contrario tenemos una serie de tuberías con pérdidas de carga superiores los 10 m/km, lo cual podría suponer un

problema ante un aumento de demanda ya que dichas pérdidas aumentarían significativamente pudiéndose originar zonas con presiones inferiores a 15 mca, y por tanto con falta de presión en el servicio. Dicha zona se encuentra a la entrada de Campo Internacional.

3.6.- DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES

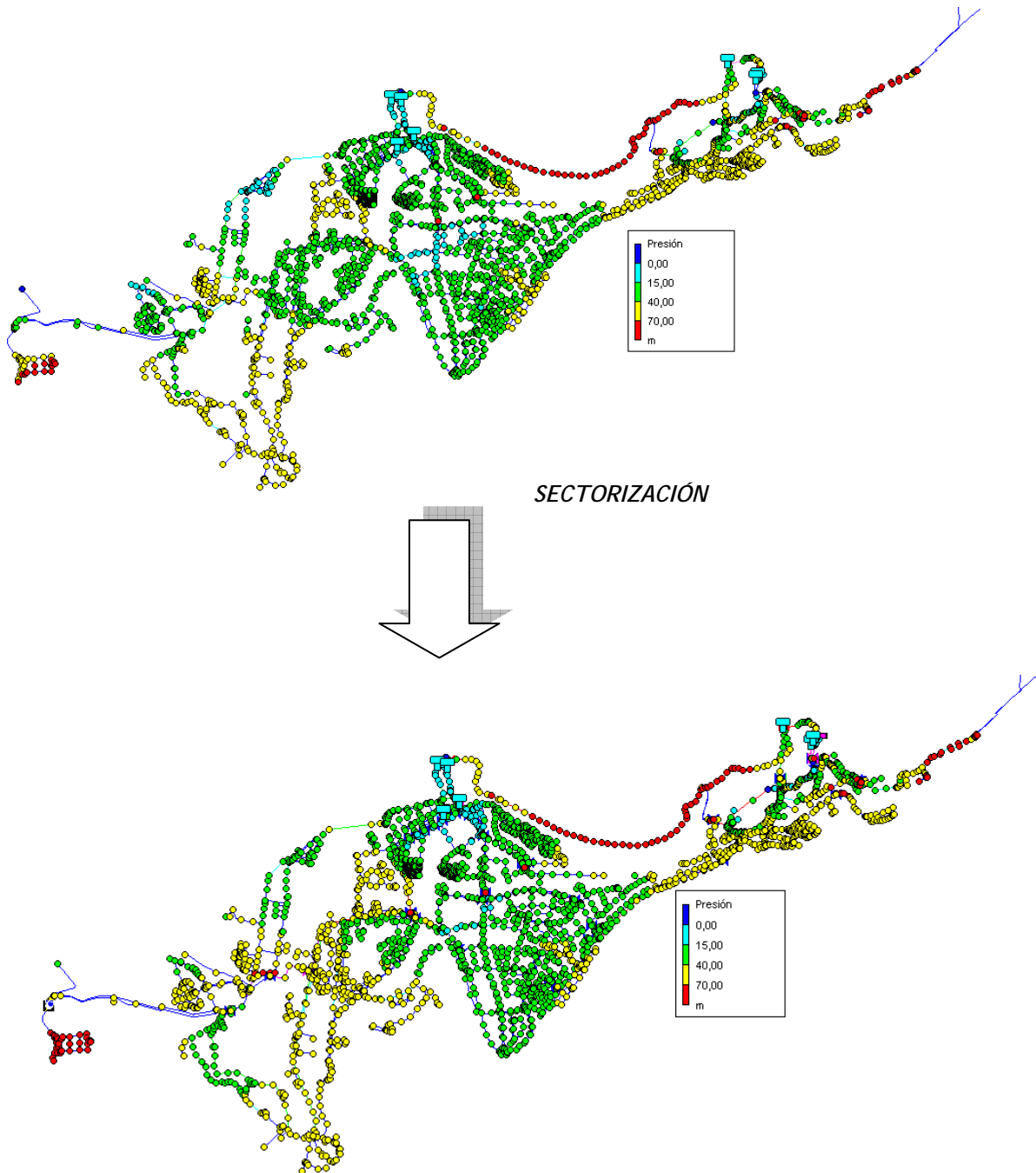


Fig. 35.- Presiones en los nudos antes y después de llevar a cabo la sectorización

En este caso podemos ver como el nivel de presiones ha mejorado considerablemente. Tras la sectorización, se ha aumentado la presión en aquellas zonas que previamente se encontraban con presiones entre 15-40 mca (zonas Playa del Inglés y zona de Sonneland. También en la zona de Meloneras se ha conseguido la reducción de la presión de los 40-70 mca de la situación actual que puede considerarse excesivo para el control de fugas a los 15-40 mca tras la sectorización

Aunque de menor importancia, en la zona de Campo Internacional las presiones han aumentado, pasando de valores comprendidos entre los 15-40 mca a valores comprendidos entre 40-70 mca. Este aumento de presión estará relacionado de manera directa con las fugas, de manera que si la situación lo requiriera y con vistas a aumentar el rendimiento de la zona sería conveniente la instalación de válvulas reductoras de presión en esta zona.

4.- ESTUDIO DETALLADO DE 2 SECTORES

Una vez analizado de manera global el funcionamiento del sistema, tras la maniobra de determinadas válvulas e instalación de caudalímetros, se ha podido comprobar los cambios experimentados en la distribución de caudales desde los depósitos de regulación, lo que ha provocado cambios en la distribución de presiones, pérdidas de carga unitaria, velocidad en las tuberías, etc.

Pero el estudio de sectorización, no quedaría completamente definido sin hacer un análisis más profundo de cada uno de los sectores formados. Por ello, en este apartado se va a mostrar el análisis realizado para 2 de los sectores. El resto del análisis puede consultarse en el Anexo 3.- Estudio detallado de cada uno de los sectores.

SECTOR 1. SALIDA DE LOMO III

En la siguiente imagen podemos observar las tuberías que forman el Sector 1, con sus diámetros correspondientes:

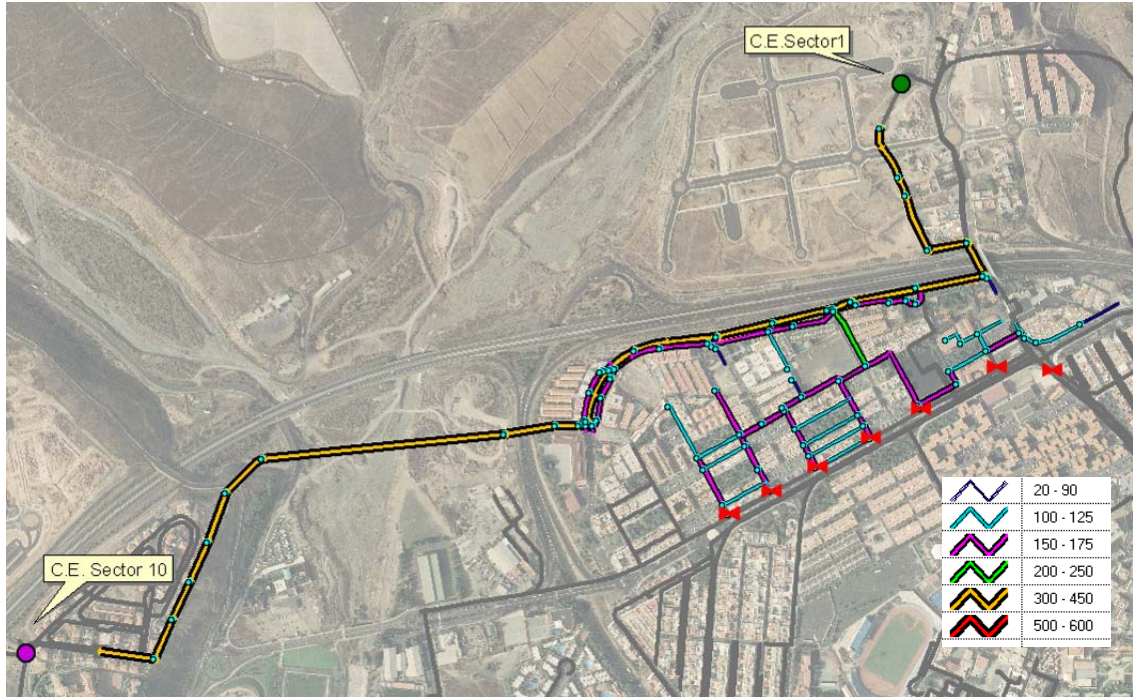


Fig. 36.-Tuberías del sector número 1

Y en la siguiente tabla, las tuberías del sector agrupadas por diámetros.

Diámetro (mm)	Longitud (m)
32	80,2
63	138,3
100	1309,9
150	2106,1
200	123,6
300	2467,9

Como se mencionó en el apartado de análisis del sistema, los diámetros predominantes en el sistema son el 100, 150 y 200 mm.

Características del Sector

Las características principales que definen el sector son:

- Cota máxima.- 93,92 m
- Cota mínima.- 41,36 m
- Cota media.- 74,67 m
- Desnivel.- 52,56 m

- Nº acometidas.- 112
- Consumo.- 169.547 m³/año (1,59% del total)
- Longitud tubería.- 6.226 m

Destacar que el Sector 1 se inicia en el Depósito Lomo III. Presenta un único punto de entrada a través de la tubería que sale de dicho depósito, la cual tiene un diámetro de 300 mm. Al final del mismo tenemos el sector 10. Por lo tanto el consumo del Sector 1 será la lectura del caudalímetro a la salida del depósito Lomo III menos la lectura del caudalímetro a la entrada del DMA 10.

El caudal de entrada y salida al sector está ilustrado en la siguiente gráfica:

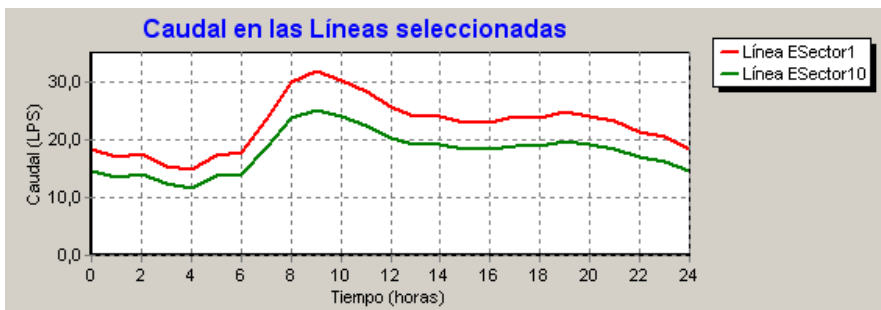


Fig37 Caudales de entrada y de salida

Hay que tener en cuenta que el caudal consumido por el Sector 1, es una pequeña parte respecto al caudal que circula por el caudalímetro de entrada, ya que como se mencionó anteriormente, la salida del Sector 1 abastece a los sectores 10 y 11 respectivamente. Por tanto, el error obtenido a la hora de calcular el consumo del Sector 1, por diferencia de lecturas entre el caudalímetro de entrada y el de salida puede ser importante ya que estaríamos acumulando los errores de ambos caudalímetros. Sería conveniente en un futuro segregar este sector para alimentarlo desde un solo punto.

El tramo de tubería principal que recorre el sector de inicio a fin, uniendo los caudalímetros de entrada y salida respectivamente tiene una pérdida de carga muy baja, siendo inferior a 1m/Km.

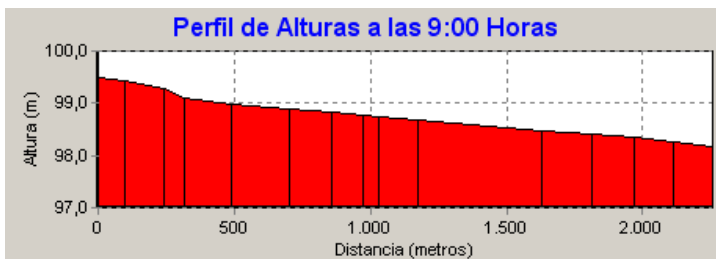


Fig 38 Perfil de alturas piezométricas

En el resto de tuberías del sector la pérdida de carga es también inferior a 1 m/Km.

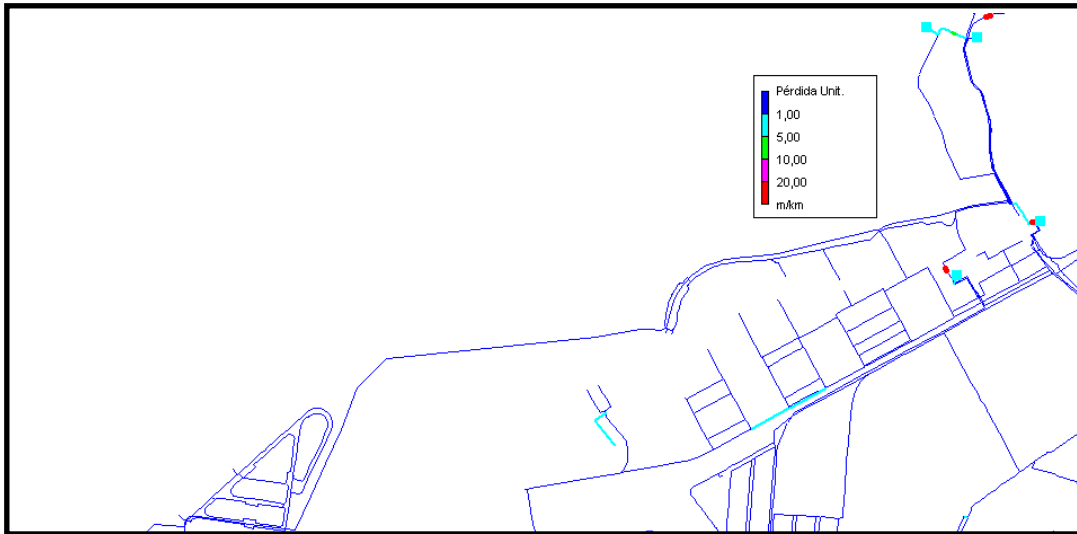


Fig 39 Pérdidas de carga en las tuberías del sector número 1

En la siguiente figura podemos ver los resultados obtenidos en EPANET en los nudos y tuberías del Sector:

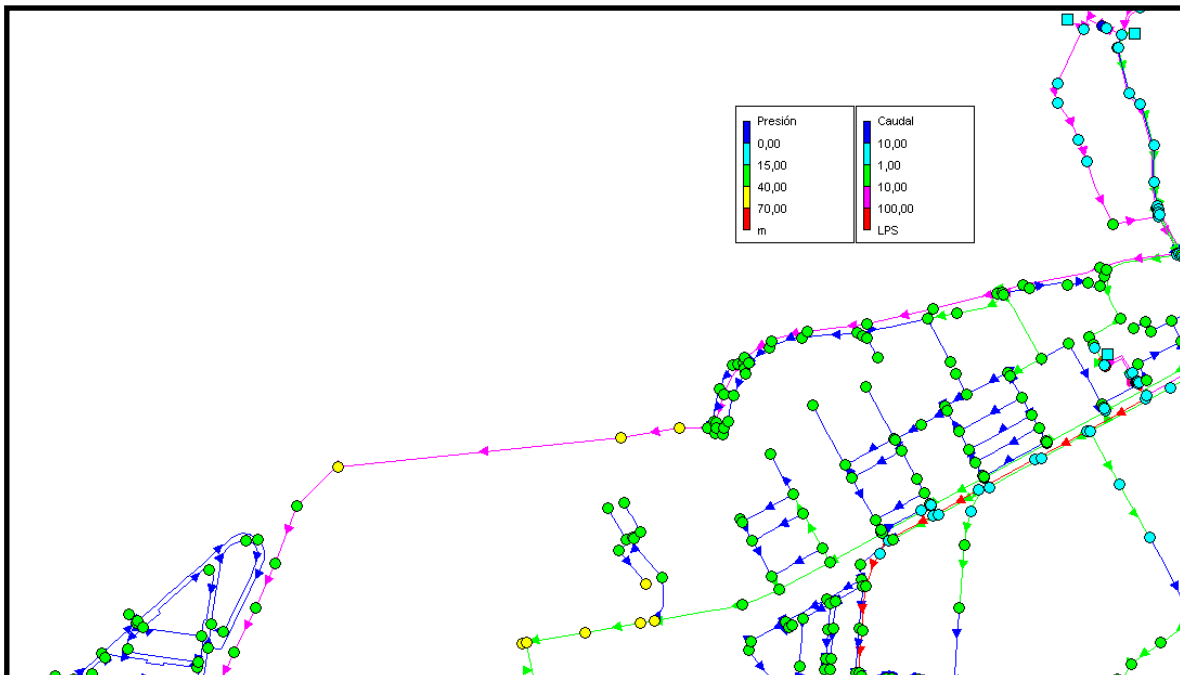


Fig 40 Presiones en los nudos del sector número 1

Según se observa en la figura anterior, la práctica totalidad de los nudos del sistema se encuentran con presiones entre los 15-40 mca. La tubería principal del sector, se encuentra marcada de color magenta.

SECTOR 10. ZONA DE SONNELAND

En la siguiente imagen podemos observar las tuberías que formar el Sector 1, con sus diámetros correspondientes:

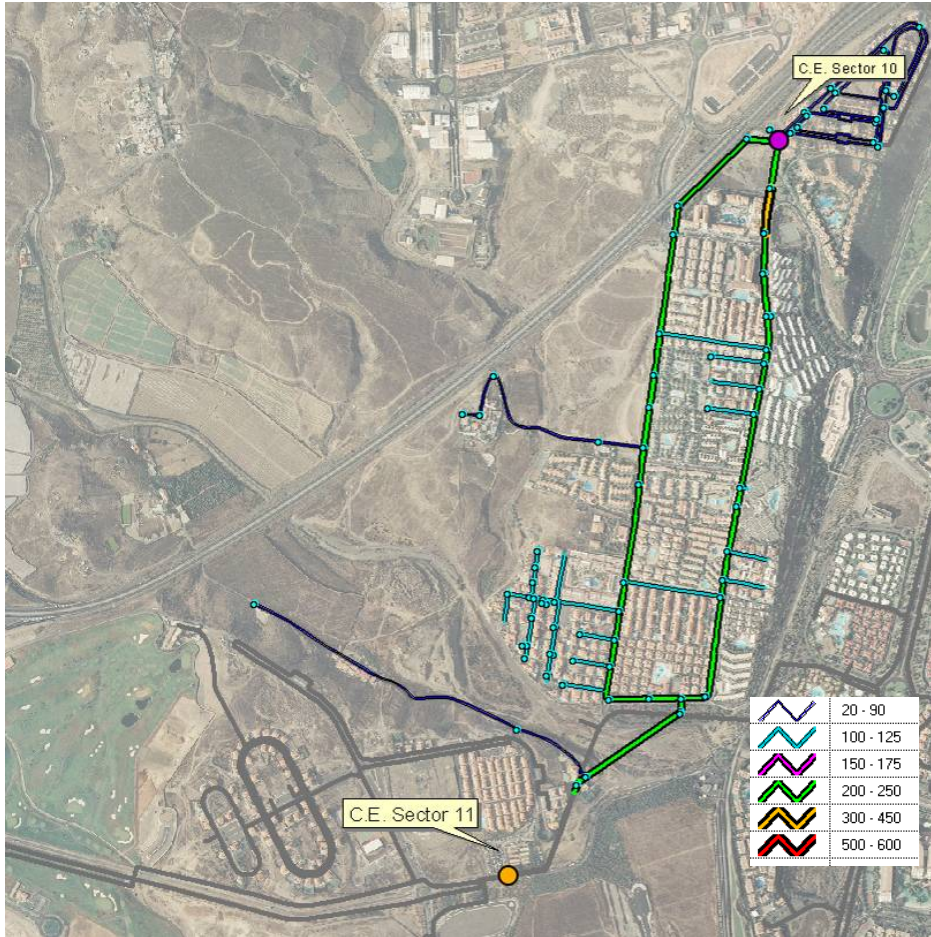


Fig. 42 Tuberías del sector número 10

Y en la siguiente tabla, las tuberías del sector agrupadas por diámetros.

Diámetro (mm)	Longitud (m)
32	85,6
63	1376,1
90	2384,9
100	2106,1
200	123,6
300	2467,9

Como se mencionó en el apartado de análisis del sistema, los diámetros predominantes en el sistema son el 100, 150 y 200 mm.

Características del Sector

Las características principales que definen el sector son:

- Cota máxima.- 81,85 m
- Cota mínima.- 21,33 m
- Cota media.- 52,20 m
- Desnivel.- 60,52 m.
- N° abonados.- 153
- Consumo.- 466.200 m³/año (7,64% del total)
- Longitud tubería.- 9.049 m

Destacar que el Sector se 10 inicia tras el Sector 1 y que la salida del Sector 10 supone el inicio del Sector 11.

Presenta un punto de entrada a través de la tubería *ESector 10* de 300 mm de diámetro y una tubería de salida de 200 mm.

El caudal de entrada y salida al sector está ilustrado en la siguiente gráfica:

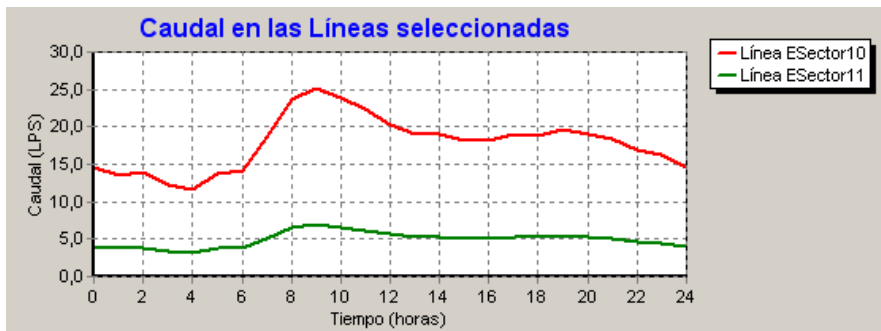


Fig. 43 Caudales de entrada y de salida

Cabe mencionar la misma explicación que para el Sector 1, referente al error cometido a la hora de calcular el caudal consumido por el sector, si bien la situación es en este caso más favorable al ser el caudal saliente de menor magnitud que el demandado.

El tramo de tubería principal que recorre el sector de inicio a fin, uniendo los caudalímetros de entrada y salida respectivamente tiene una pérdida de carga muy baja, siendo alrededor de 1m/Km.

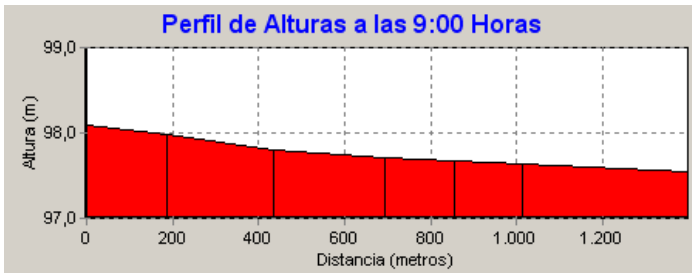


Fig 44 Perfil de alturas piezométricas

En la siguiente imagen podemos ver los resultados obtenidos en EPANET en los nudos y tuberías del Sector.

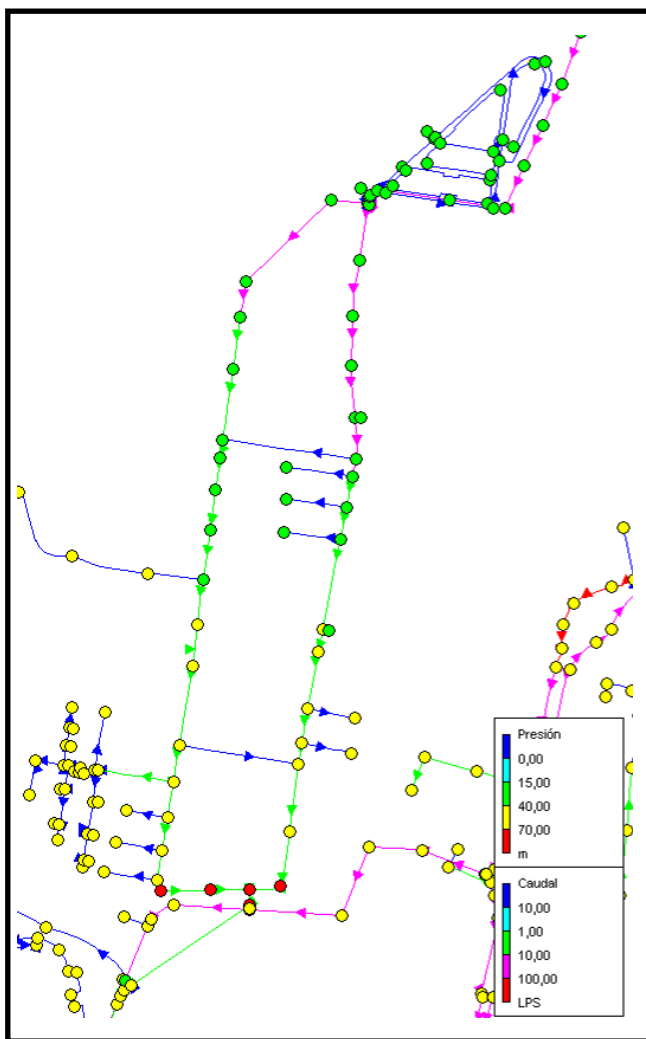


Fig 45. Presiones en los nudos del Sector 10

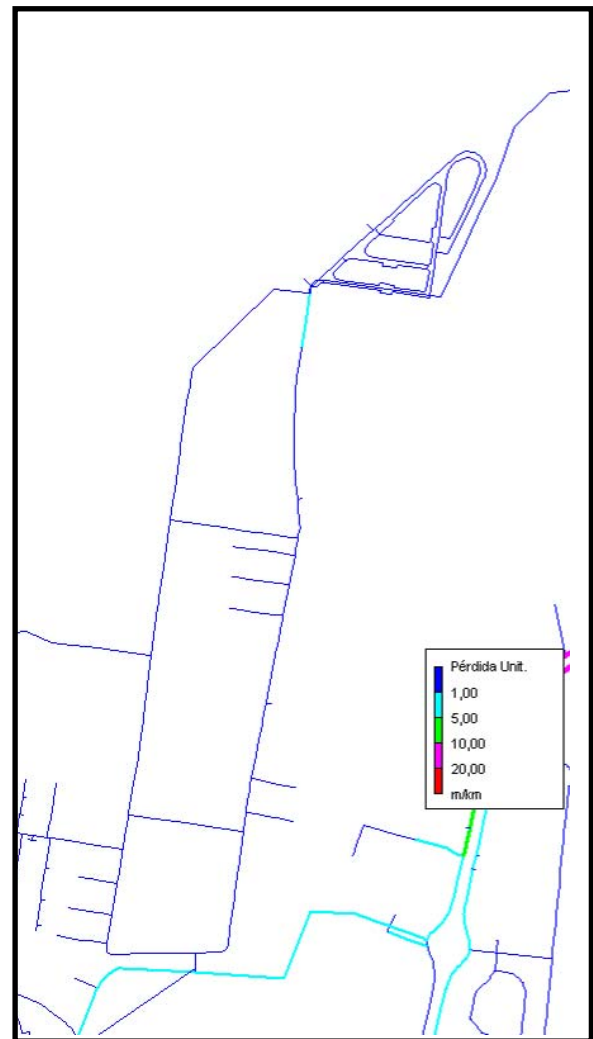


Fig 46. Pérdidas en las tuberías Sector 10

Se observa como a medida que avanza el flujo aumentan las presiones, debido a la orografía del terreno. Las pérdidas unitarias son en todo el sector menores a 1 m/Km.

CAPÍTULO 6.- CONCLUSIONES

1.- CONCLUSIONES GENERALES

Es sabido por todos que las redes actuales en España tienen rendimientos bajos debido principalmente al mal estado de las tuberías así como a la falta de métodos eficaces de gestión que impiden hacer de nuestras redes sistemas óptimos y sostenibles. Es por esto, que las empresas encargadas de los abastecimientos están optando por implantar estrategias que faciliten el control de las fugas.

Dichas estrategias exigen en su gran mayoría un profundo conocimiento del sistema, de manera que a día de hoy es inconcebible su desarrollo sin tener un modelo matemático que nos permita analizar el funcionamiento actual de la red. Otra de las ventajas del modelo, es que puede ser manipulado para determinar qué efectos tiene en el sistema el cierre de válvulas, dónde es más conveniente la instalación de un caudalímetros, etc.

También el modelo es un elemento clave a la hora de diseñar una propuesta de sectorización.

Así, una vez elaborado el modelo matemático de la red de Maspalomas y realizado el análisis del comportamiento actual se sacaron las siguientes conclusiones:

- La red de transporte presenta un diseño fundamentalmente ramificado, mientras que el de la red de distribución es mallado-ramificado.
- La zona de Bahía Feliz (POBID 2), situada en la parte más oriental y que supone el extremo de la red está formada por un diámetro PE 63mm. de manera que se generan pérdidas de carga muy elevadas (entre 5-10 m/km). Igualmente, siendo el extremo de la red se nos quedaría insuficiente ante un aumento futuro de las demandas.
- En la zona de Sonneland (POBID 12) y Pedraza (POBID 13) se tienen pérdidas unitarias entre 6-10 m/km siendo estas demasiado elevadas.
- El nivel de presiones en el momento de mayor consumo hace que determinadas áreas de la zona de Playa del Inglés, San Fernando (POBID 7) así como en Sonneland (POBID 12) queden con presiones bajas (inferiores a los 15 mca), que aunque no es alarmante en la actualidad teniendo en cuenta que la mayoría de los edificios cuentan con aljibe podría generar problemas a corto plazo con la ampliación y ejecución de nuevas áreas residenciales.

Actualmente el rendimiento de la red es bastante bueno, aunque si no se realiza un adecuado control de las fugas es posible que dicho rendimiento disminuya considerablemente.

En lo que respecta al proceso de sectorización llevado a cabo, la empresa ELMASA Gestión Integral del Agua, se decantó por la propuesta número 1.

Se trata de la sectorización más simple y más rápida de llevar a cabo, ya que no implica grandes cambios en la red. Únicamente con la manipulación de unas pocas válvulas y la instalación de caudalímetros podremos tener la red sectorizada. El principal inconveniente que presenta dicha red es que incorpora la red arterial a las propias DMAs, de manera que algunos de los caudalímetros son de diámetros elevados con su correspondiente coste económico. También se disminuye considerablemente la versatilidad del sistema.

Por el contrario, la sectorización propuesta número 3 es la más adecuada. Se trata de una propuesta en la que todos los sectores parten de la red arterial. Además todos los sectores poseen una única alimentación, lo que facilitará el cálculo del caudal de entrada a la DMA y nos dará una mayor precisión en la medida. Como principal inconveniente, se trata de una propuesta que implica la modificación del estado de muchas válvulas, la incorporación de alguna nueva así como el refuerzo de los puntos de entrada. Todo ello hace que el coste económico aumente considerablemente.

2.- DESARROLLOS FUTUROS

Los métodos de sectorización para la gestión más eficiente de las fugas empezó a desarrollarse a principios de los 80 en gran parte de Europa y EEUU. La situación en España es diferente ya que han sido en los últimos años cuando han empezado a desarrollarse dichos métodos.

Dado que la sectorización se plantea como una de las estrategias fundamentales para desarrollar dichas metodologías de gestión, se ha pensado en la elaboración de una herramienta para tal fin.

Hasta día de hoy, todas las sectorizaciones se han realizado en base a un modelo matemático y al conocimiento de la red. El desarrollo de un algoritmo que nos determine que válvulas cerrar y dónde instalar caudalímetros para delimitar DMAs en una red de abastecimiento y que además tenga en cuenta diferentes criterios de diseño tales como: presiones, consumo

sectores, número abonados, etc nos hace pensar en el desarrollo de nuevas herramientas de cálculo que podrían ser de utilidad para abordar futuras propuestas de sectorización.

ANEXO 1

ELABORACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO

1.- INTRODUCCIÓN

El análisis de redes de distribución de agua se realiza mediante el uso de modelos matemáticos, a través de los cuales se pueden simular las distintas situaciones reales a estudiar.

Un modelo matemático consiste fundamentalmente en un conjunto de datos de tipo hidráulico, geométrico y de configuración que caracterizan a los diferentes componentes de una red, junto a un conjunto de ecuaciones que los interrelacionan, mediante las cuales se puede reproducir el comportamiento del sistema bajo cualquier condición de funcionamiento. La red de distribución es concebida como un conjunto de líneas y nudos que representan de forma simplificada los diferentes elementos. Debido a la complejidad que supone la resolución de las ecuaciones de equilibrio hidráulico, los modelos matemáticos necesitan ser procesados en un ordenador, lo que a su vez proporciona otras ventajas adicionales, como la facilidad en el manejo de la información, la posibilidad de realizar múltiples simulaciones, etc.

Debe tenerse en cuenta que, puesto que un modelo matemático es una representación simplificada del sistema real, el resultado que se obtenga del modelo estará afectado en mayor o menor medida por un error. Obviamente, el modelo debe ser lo suficientemente preciso para la aplicación a la que está destinado, ó de lo contrario, las predicciones que se obtengan del mismo serán inservibles.

En el caso de la red de distribución de Maspalomas, por tratarse de una red en servicio, deberá validarse el modelo previamente a la utilización mediante una calibración, en la cual se compararán los resultados teóricos proporcionados por el modelo, con las medidas de campo disponibles. En la fase de calibración se compensan los efectos de las incertidumbres y simplificaciones introducidas, de modo que si ésta se realiza sobre un espectro de situaciones suficientemente amplio, y se comparan un número adecuado de medidas, la validez del modelo simplificado puede ser tan amplia como la de un modelo que incorporase todos y cada uno de los elementos de la red.

En esta sección, se resumen los pasos seguidos para la obtención del modelo de red utilizando para ello la extensión GISRed sobre ArcView GIS 3.2 a.

Mediante la extensión GISRed se ha capturado la información contenida en diversos ficheros shape proporcionados por ELMASA, en los que se detalla la totalidad de conducciones de la red, su trazado, conectividad y propiedades físicas más importantes. A continuación y de

manera automática, la aplicación se encargada de asignar los consumos en los nudos e interpolar las cotas en los mismos, para finalmente generar el modelo en detalle.

Finalmente, para llevar a cabo todas las simulaciones requeridas con el modelo, se ha utilizado el programa EPANET en su versión más actual, la 2.00.10.

2.- CAPTURA DE LA INFORMACIÓN EN FORMATO SHAPE

La primera fase a abordar en el proceso de construcción de un modelo matemático de una red de abastecimiento, es normalmente la captura de la información disponible, habitualmente muy dispersa en cuanto a su formato (CAD, GIS, ficheros de texto, papel, etc). En el caso que nos ocupa, la información de partida se encontraba en formato digital, y más en concreto en la Geodatabases GESTIRED, y la Database AQUA, proporcionadas por ELMASA.

2.1.- Conducciones

La información de las mismas se obtuvo a partir de la geodatabase GESTIRED, desde la cual se generó el fichero shapefile *Gestired_Sde_net_tuberias.shp*. La gran mayoría de los registros del tema exportado presentaba una identificación y relación topológica correcta. Se detectaron solamente 119 de los 5832 registros existentes en el sistema sin identificar.

Una vez realizado el análisis del trazado de las conducciones, se observó que muchas tuberías (no todas) estaban seccionadas por aquellos puntos donde se interseccionan con acometidas. Así, tras analizar dichos registros nos encontramos con los siguientes casos:

- Diversos elementos con el mismo código configuraban en conjunto una única tubería, teniendo asociados cada uno de ellos la longitud total de la tubería. Se corrigieron estos casos refundiendo todos los elementos que representaban la misma tubería en uno solo.

The screenshot shows the ArcGIS interface with a map of a pipe network. Below the map, a table displays the attributes of the pipe network. The table has the following columns: Shape, Codigos, Rastros, Cód_Origen, Alce, Alce #, Material, Diámetro, Tuberías, Longitud, Almacenar, Tipo, and Layer. The data rows are as follows:

Shape	Codigos	Rastros	Cód_Origen	Alce	Alce #	Material	Diámetro	Tuberías	Longitud	Almacenar	Tipo	Layer	Shape Area
Polylines	1524	2422	1524_2422	10790	10790	PE-10A	90	PE-10A Ø 90	31.3172	120.0000	Distribucion		27.375772244120
Polylines	1524	2423	1524_2423	10798	10799	PE-10A	90	PE-10A Ø 90	31.3172	120.0000	Distribucion		2.49432726300
Polylines	1525	2424	1525_2424	10794	10796	FC-C	200	FC-C Ø 200	14.1167	120.0000	Distribucion		1.64376246164
Polylines	1525	2425	1525_2425	10794	10796	FC-C	200	FC-C Ø 200	14.1167	120.0000	Distribucion		12.42223141500
Polylines	1526	2426	1526_2426	10794	794	FC-C	200	FC-C Ø 200	65.2728	120.0000	Distribucion		2.72626900295

Fig. 10 Error tipo 1 en el proceso de captura de la información

- En otros casos, registros con el mismo código representaban conducciones distintas.

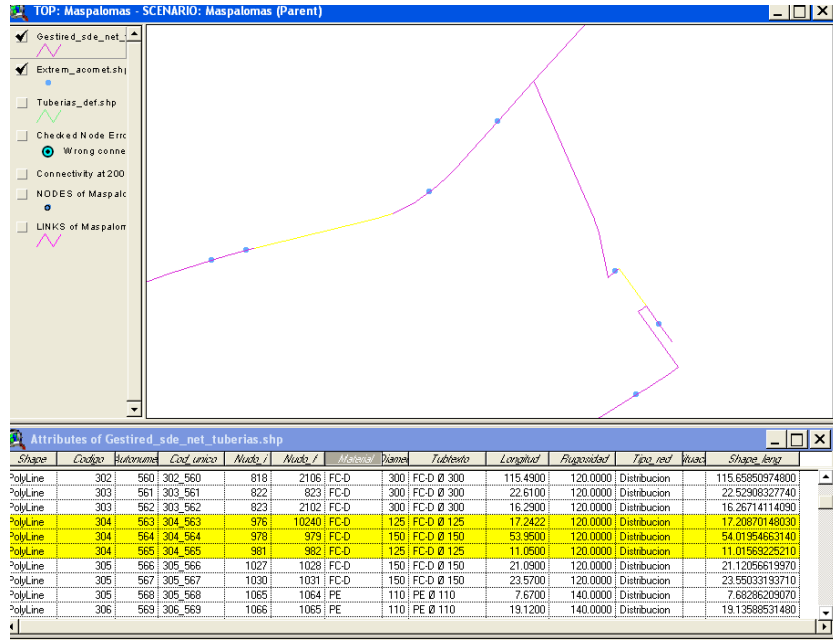


Fig. 11 Error tipo 2 en el proceso de captura de la información

Para solucionar este problema se renombraron los identificadores añadiendo un valor autonumérico a cada elemento que realmente representaba una tubería distinta, asociándoles de esta manera un "codigo_unico":

CODIGO TUBERÍA	VALOR AUTONUMERICO	CODIGO UNICO
1005	1	1005_1
1005	2	1005_2
1006	3	1006_3
1007	4	1007_4

- Finalmente se observaron otros casos que habían registros repetidos, compartiendo el mismo código, nudo de inicio y nudo final, lo que constituía un problema importante para el manejo de la información desde GISRed (ver figura siguiente).

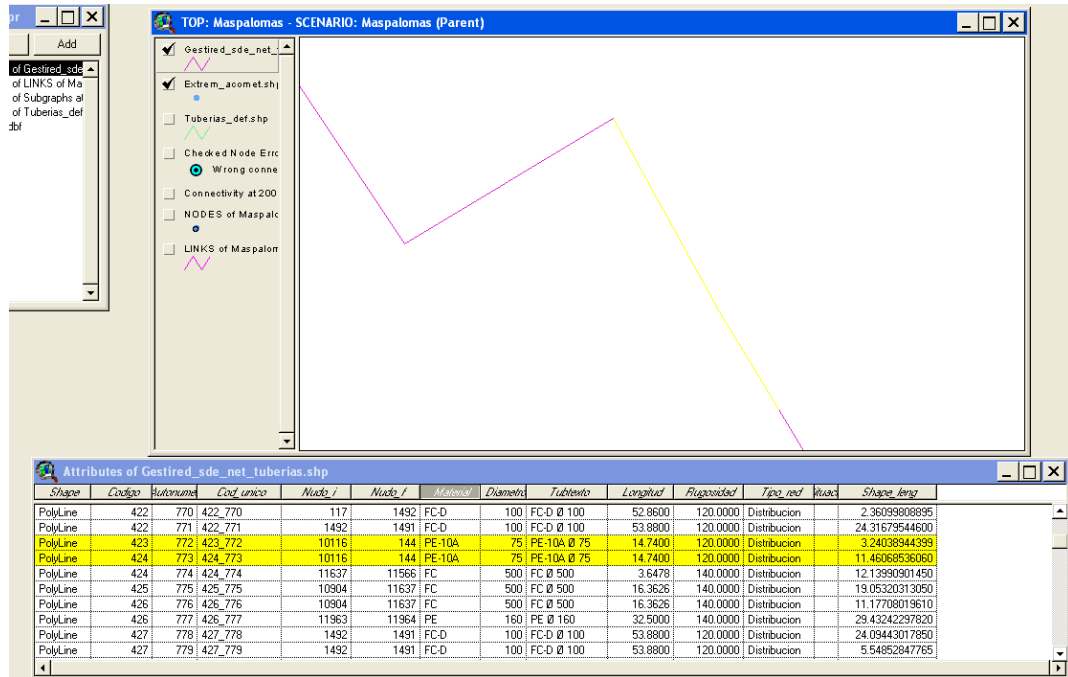


Fig. 12 Error tipo 3 en el proceso de captura de la información

Para resolver este problema se utilizó la herramienta “Dissolve” de ArcGIS 9.2, de manera que los registros que aparecen con el mismo nudo de inicio, nudo fin, longitud y diámetro se agrupasen en un solo registro:

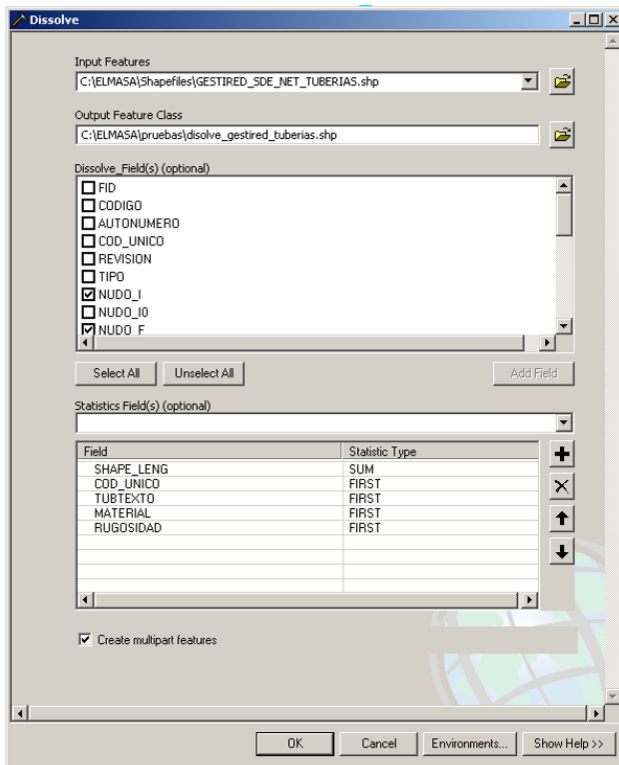


Fig. 13 Herramienta Dissolve para eliminar tramos repetidos.

El objetivo final de este primer procesado fue obtener un registro único en la tabla de atributos por cada tubería identificada en el trazado.

Una vez adecuados los datos se utilizó la herramienta de GISRed de importación para realizar la primera carga de los datos. El proceso de importación es directo, con la ventaja de poder capturar propiedades adicionales como el diámetro o el material de las tuberías. Durante el proceso de importación la aplicación genera los nudos de la red, en cada punto de intersección o extremo de las líneas, al tiempo que crea una topología coherente que ya se conserva en cualquier operación de edición posterior. Además de ello, GISRed ofrece herramientas adicionales para la depuración de los trazados en caso necesario (modificación de trazados, conexiones entre tuberías, anclaje de nudos próximos, etc.). Todo ello queda finalmente cargado en la base de datos propia del proyecto GISRed abierto.

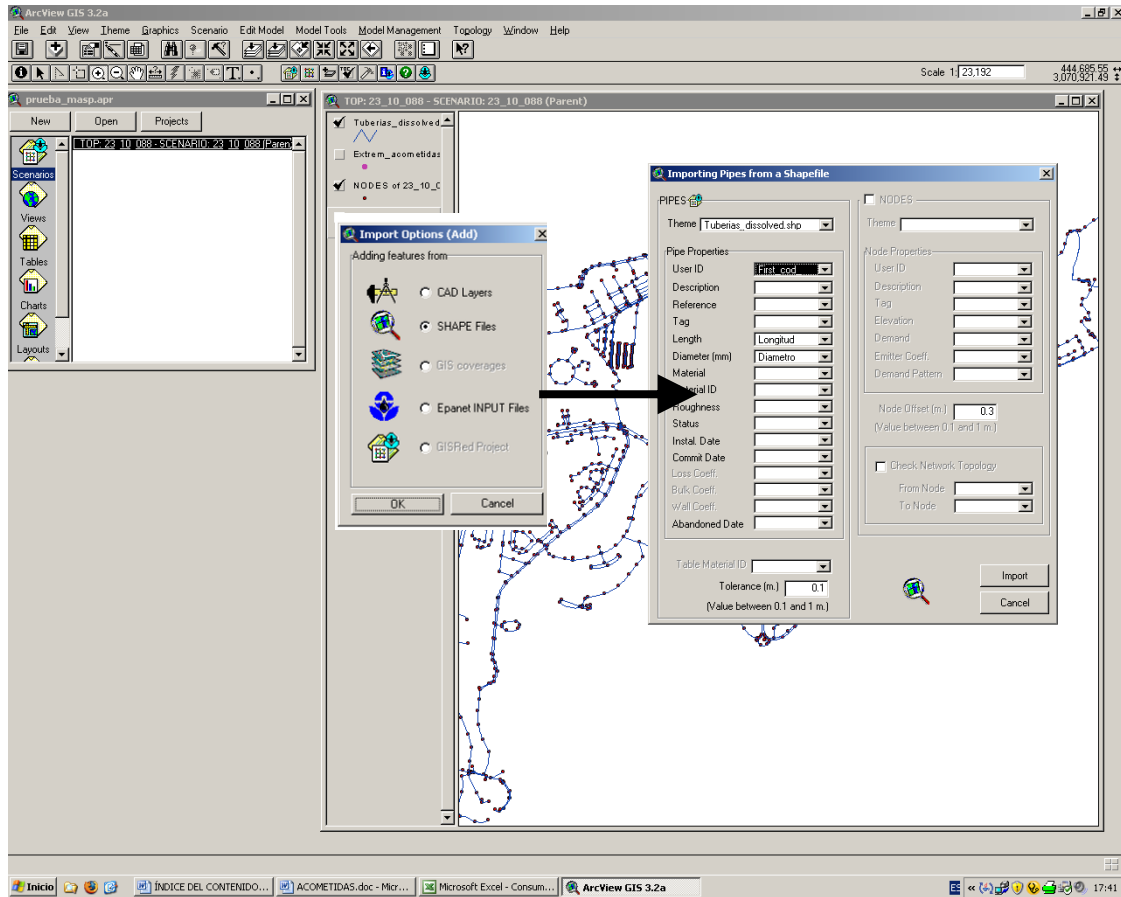


Fig. 14 Importación de datos a GISRED

2.2.- Acometidas

La información de las mismas fue obtenida, al igual que en el caso de las conducciones, a partir de la geodatabase de GESTIRED, mediante la generación del fichero shapefile *GESTIRED_acometidas.shp*.

Posteriormente para asociar el consumo a cada una de las acometidas se realizó un JOIN entre este tema y la tabla creada de *consumos totales.dbf* (obtenida de la base de datos de AQUA). Debido a que el campo ACOGIS era de tipo texto se tuvo que realizar antes una conversión a tipo numérico, guardando el nuevo fichero con el nombre *gestired_acometidas2.shp*

A partir de este tema, el paso siguiente fue obtener las coordenadas X,Y del extremo de partida de la acometida. Para ello se utilizó la herramienta *Calculate* con las siguientes instrucciones:

[shape].Along(0).GetX

[shape].Along(0).GetY

Una vez obtenidas las coordenadas, se creó un nuevo tema de puntos a partir de las coordenadas X, Y antes calculadas, denominado *extrem_acometidas.shp*. El nuevo tema recogerá finalmente el consumo de cada acometida, siendo utilizado posteriormente para realizar la asignación de demandas a los nudos del modelo.

Nota.- Es importante procurar que no hayan registros con el campo consumo vacío, para que la asignación tenga éxito. En los registros que así sea, poner un 0.

3.- DEPURACIÓN DEL TRAZADO DE LA RED

Al finalizar el proceso de importación la aplicación muestra una serie de temas auxiliares con información de posibles errores detectados durante el proceso de importación, que no se pudieron corregir. GISRed facilita una serie de herramientas para la corrección de dichos errores. Por ejemplo, dispone de un navegador que salta de error en error destacando mediante un determinado símbolo la posible causa de error.

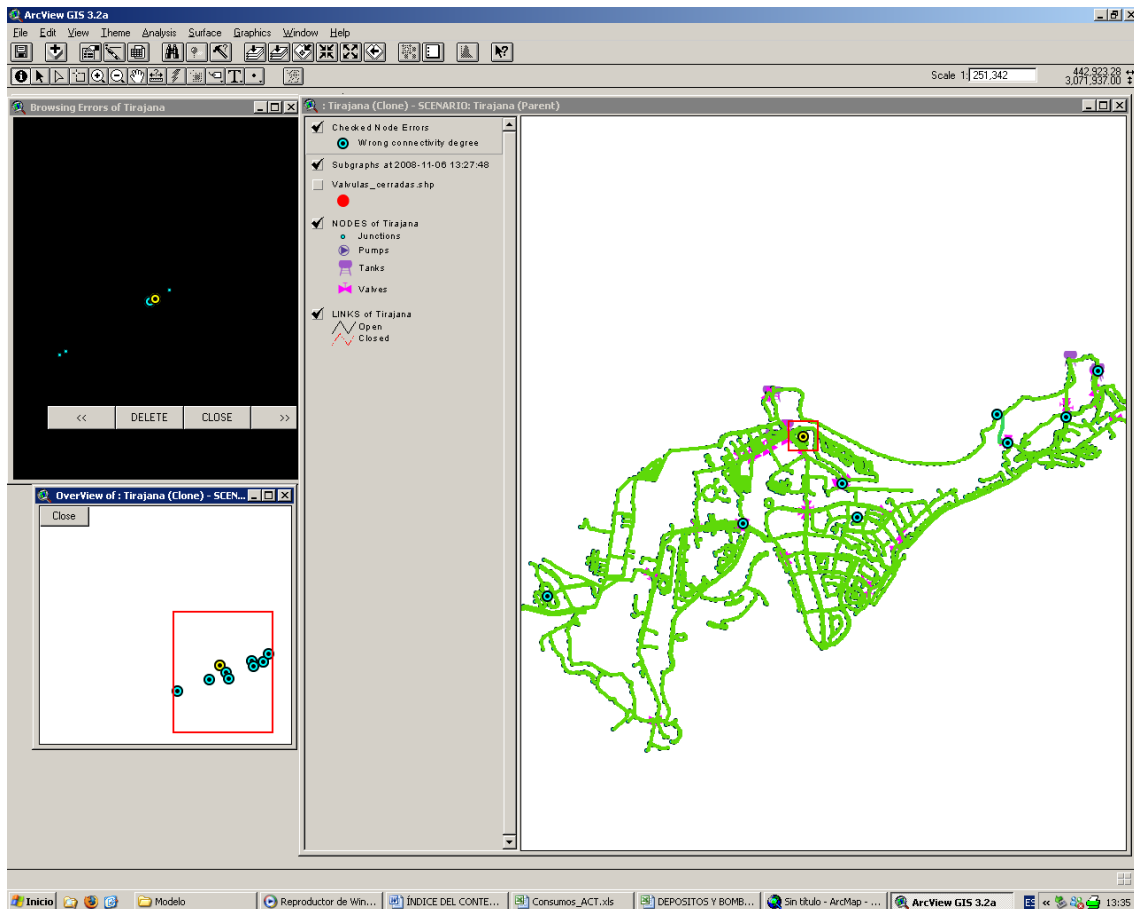


Fig. 15 Proceso de depuración de la red

Adicionalmente, la extensión incluye una serie de herramientas enfocadas a la detección y reparación de errores e inconsistencias en el modelo de red. Por ejemplo, la detección de nudos extremos de tuberías que quedan muy cerca unos de otros dentro de una tolerancia definida; la localización de elementos con parámetros de red no definidos o inexistentes (diámetros, rugosidades, cota, material, etc). Tras este proceso de verificación, si se detecta alguna anomalía la aplicación muestra un tema de errores en la tabla de contenidos del escenario, indicando los elementos en los que se han detectado dichas anomalías. De todas estas herramientas, la más destacable es la que comprueba la conectividad de la red haciendo uso de algoritmos propios de la teoría de grafos. Con esta herramienta, resulta inmediato comprobar si la red se encuentra totalmente conexas.

Así, se encontraron varios nudos que no estaban bien conexos. De manera sencilla, y gracias a esta utilidad se corrigieron de inmediato. Para las zonas que podemos ver en el gráfico siguiente en distinto color se procedió de manera similar; ambas presentaban el problema de no estar conexas a la red de distribución.

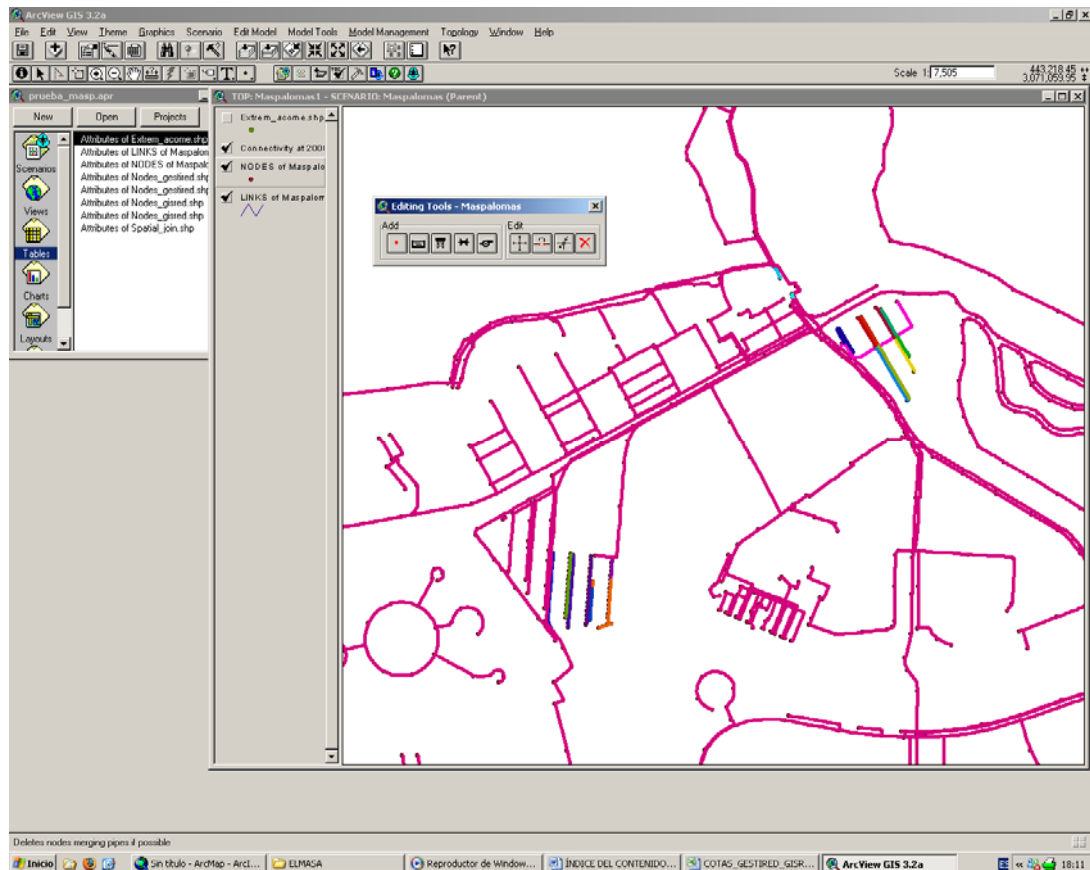


Fig. 16 Detección y corrección de las zonas inconexas

4.- INTERPOLACIÓN DE COTAS

La cota de un nudo de consumo es siempre una propiedad requerida cuando se trabaja con un modelo hidráulico. Aunque no afecta a la distribución de caudales, sí afecta a los valores de las presiones. Por ello es un dato fundamental para valorar la calidad del servicio en base a las presiones de suministro, y también en lo que respecta al proceso de calibración.

La mayoría de paquetes SIG del mercado proporcionan diversos algoritmos capaces de generar superficies de interpolación a partir de una nube de puntos con un atributo de cota asociado. Los más sofisticados, incluso permiten la generación de modelos digitales del terreno a partir de los cuales se determina la cota de los nudos de la red. En el caso de GISRed, la asignación de cotas a los nudos se puede realizar de manera manual (nudo a nudo), en bloque utilizando para ello los diálogos de propiedades, mediante un algoritmo de interpolación que se apoya directamente en un tema de puntos de referencia, o bien en base a una superficie de interpolación de tipo GRID.

En el caso de la zona de Maspalomas, se ha empleado esta última opción. El archivo GRID fue generado a partir del archivo tipo TIN *ztmdt05* proporcionado por ELMASA con triangulaciones de 1 metro. De esta manera se elaboró el archivo final *ztmdt05.grid*, con una resolución de 1 metro, utilizado posteriormente por GISRed.

4.1.- Verificación del proceso de interpolación

Antes de continuar con el proceso de elaboración del modelo matemático se comprobó la interpolación realizada a partir del tema tipo GRID. Para ello se realizó una unión espacial (*SPATIAL JOIN*) entre el tema de nudos procedente de GESTIRED (*nodes_gestired.shp*) y el tema *node.s_gisred.shp*, creado por la herramienta de GISRED, obteniendo el fichero *spatial_join.shp*.

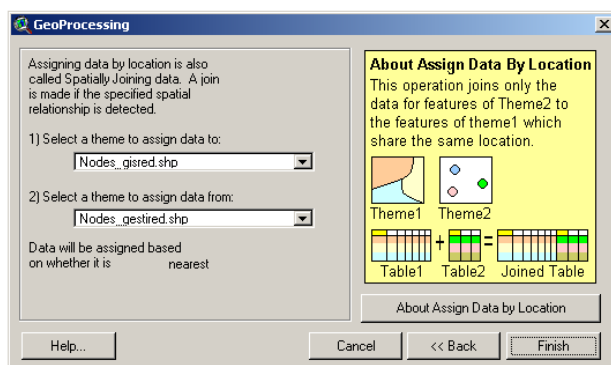


Fig. 17 Operación de unión espacial con ArcView 3.2 a

A continuación se extrajo la tabla de atributos del archivo generado por GISRED (con EXCEL) llamado *JUNCTIONS*, y se copiaron las cotas de los nudos generados por GISRED.

A continuación se abrió la tabla de atributos del fichero *spatial_join.shp* y se copiaron las cotas recogidas por GESTIRED en la misma hoja Excel, de nominada *Cotas_GISRED_GESTIRED.xls* para realizar la comparación.

A la vista de ello hubo que modificar manualmente alguna de las cotas obtenidas de forma automática por GISRed, ya que la diferencia era muy elevada. El motivo fueron algunos errores provocados por los algoritmos internos utilizados para construir el fichero GRID a partir del fichero TIN.

En la siguiente imagen puede observarse uno de estos errores debidos a la conversión de formatos:

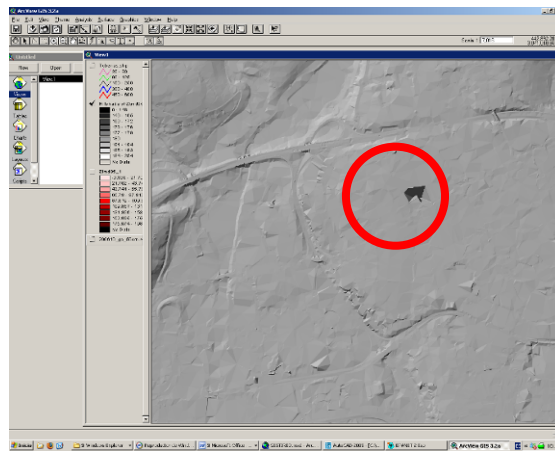


Fig. 18 Error originado en la conversión de TIN a GRID

5.- ASIGNACIÓN DE CONSUMOS

Es una de las etapas clave dentro del proceso de construcción de un modelo matemático de una red de distribución de agua. La asignación de consumos a los nudos de la red resulta una labor harto difícil sin la ayuda de herramientas que faciliten la tarea de repartir el caudal consumido.

Dada la componente espacial de esta tarea, los SIG proporcionan un gran número de herramientas encaminadas a la gestión espacial de toda la información que interviene en el proceso. Normalmente entrará en juego también la posibilidad de conexión con bases de datos o ficheros externos con información acerca de los consumos recopilados por calles, por acometidas, etc. Resulta muy útil en estos casos disponer de un módulo capaz de realizar asignaciones automáticas a partir de estos ficheros o tablas externas, explotando la eficiencia de todas herramientas disponibles en un SIG.

GISRed implementa un gestor de hipótesis de carga y la opción de repartir los consumos a partir de temas de puntos (grandes consumidores localizados, por ejemplo en acometidas,...), o temas de polígonos (áreas de consumo o District Metered Areas DMA's), sobre ciertos nudos elegidos en función del diámetro de las tuberías a que pertenecen u otros criterios. Se utilizan para ello herramientas de análisis espacial. Además incluye una herramienta en forma de asistente que permite tener en cuenta el reparto del consumo no registrado.

Esta última opción se utiliza para ajustar el volumen inyectado a la red con el volumen consumido; así, es posible introducir como parámetro de entrada el volumen inyectado o bien

utilizar un tema de polígonos en el que se define el rendimiento de la red por zonas o sectores, o bien la inyección total por áreas. En cualquier caso, el volumen no registrado se reparte de manera proporcional a la demanda existente en los nudos de cada zona.

En este caso se empleó el método de la asignación espacial de los consumos a partir de su localización por puntos. Para ello se utilizó el tema de puntos *acometidas_mayo.shp* el cual recoge para cada acometida su consumo correspondiente.

6.- INCORPORACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE PRODUCCIÓN Y REGULACIÓN

Una vez importada y depurada la red, y asignados los consumos base a los nudos, el paso siguiente consiste en introducir los elementos adicionales tales como válvulas, depósitos, etc., así como sus propiedades hidráulicas, esto es, consignas de válvulas, capacidad de los depósitos, altura total en el caso de los embalses, curvas de modulación, leyes de control, etc.

Para introducir todas estas propiedades hidráulicas al modelo, GISRed ofrece una serie de diálogos de propiedades asociados a cada elemento (tuberías, nudos de consumo, válvulas, bombas, depósitos y embalses), editores de curvas de modulación y de comportamiento, editores especiales para la introducción de controles simples y reglas compuestas de control asociadas a ciertos elementos de la red, etc.

En el caso de la red de abastecimiento de Maspalomas, el sistema de alimentación de la red se ha modelado conforme se muestra en el esquema siguiente:

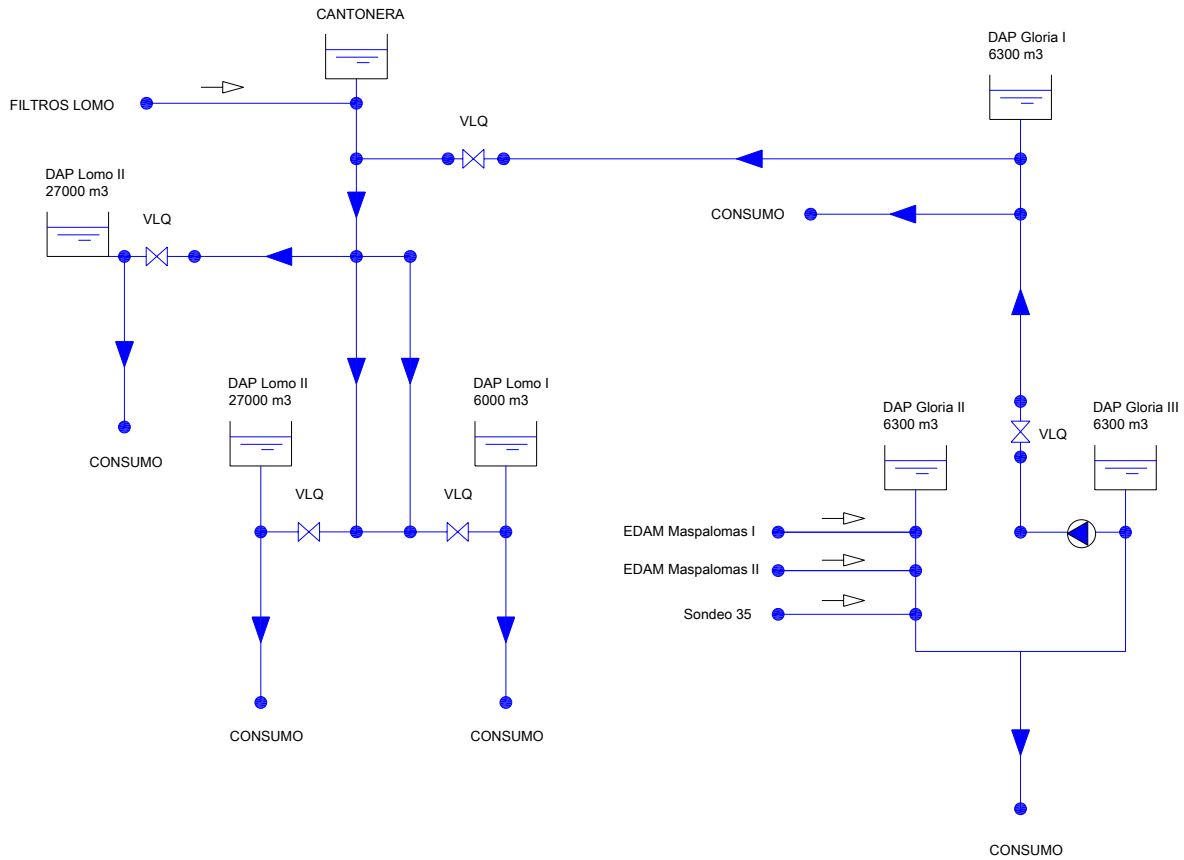


Fig. 19 Esquema de la simulación en GISRed

La simulación de la inyección de agua al sistema desde las plantas desaladoras Maspalomas I, Maspalomas II, sondeo 35 y Filtros del Lomo se ha llevado a cabo mediante la aplicación de demandas negativas en los nudos correspondientes. De este modo evitamos tener que considerar en el modelo las bombas de impulsión, u otro sistema de inyección previo, de características desconocidas. A cambio de forzar el caudal, un valor conocido hora a hora en todos los casos, la presión en dichos nudos será una variable derivada, pero en cualquier caso próxima a la altura de la lámina de agua en los depósitos de descarga .

Por otra parte, el trasiego de agua entre los depósitos de Gloria II a Gloria I, de Gloria I a Cantonera, y finalmente de Cantonera a Lomo I, Lomo II y Lomo II, se ha preferido modelarlo mediante válvulas limitadoras de caudal (VLQ), de modo que los caudales trasvasados entre ellos, conocidos a través de las mediciones, pueden imponerse forzando los valores de consigna de cada válvula. Solamente en el caso del trasiego de Gloria II-III a Gloria I ha habido que añadir además las Bombas de Gloria por necesidades hidráulicas.

Finalmente, los nudos marcados como de Consumos enlazan ya con el propio trazado de la red de distribución, de modo que el caudal entrante por cada uno va a ser una variable calculada por el modelo, y que habrá de ajustarse en el proceso de calibración.

7.- ESCENARIO DE SIMULACIÓN

A la vista de la variación anual de los consumos, se decidió configurar un escenario de simulación, para utilizar en los procesos de calibrado y posterior análisis de sectorización de la red. El escenario se corresponde con:

- El Mes de Mayo. Uno de los meses de menor consumo.

A continuación se describen los pasos realizados para configurar dicho escenario con las herramientas de GISRed.

7.1.- Aportes de agua al sistema

Como se explicó anteriormente, para modelar los aportes de agua al sistema a través de las plantas de Maspalomas I, Maspalomas II, el Sondeo 35 y los Filtros Lomo se procedió aplicando demandas negativas en cada uno de los puntos de entrada de los referidos aportes. Veamos su determinación.

MES DE MAYO

Se eligió el día 12 de Mayo como representativo, ya que los datos horarios recibidos por parte de la empresa ELMASA son correctos, sin apreciarse errores en los registros.

La manera de modelarlo con EPANET, consiste en aplicar un patrón de consumo para cada uno de los puntos de inyección con las entradas de agua al sistema multiplicados por un factor de -1, tal como se indica en la siguiente figura:

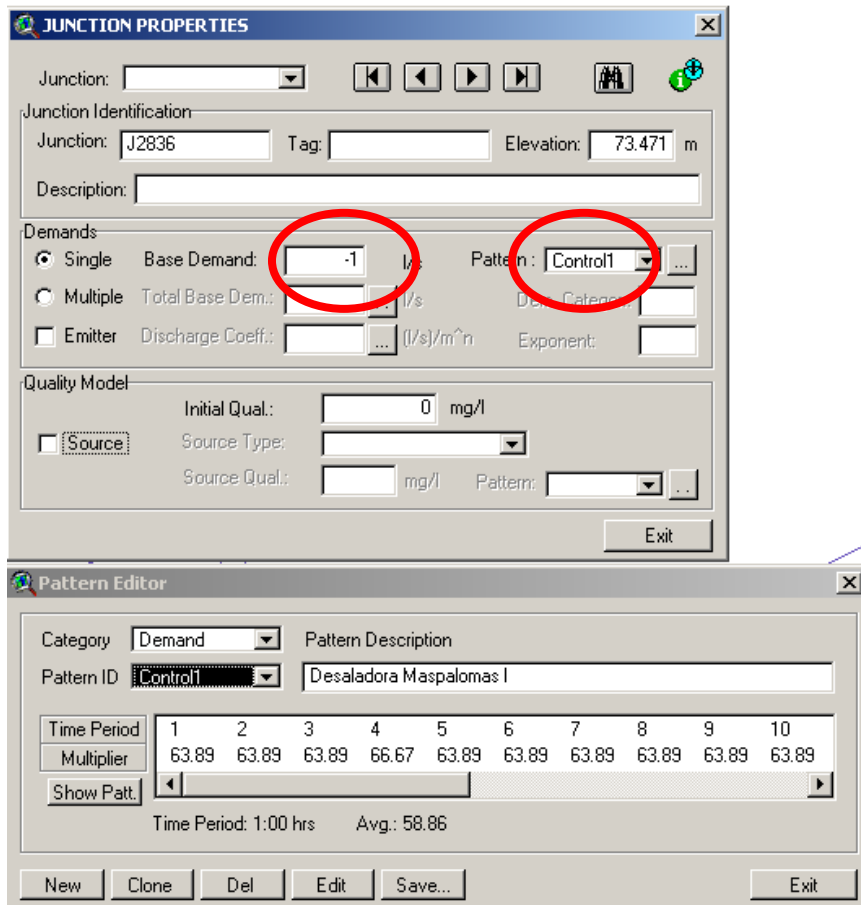


Fig. 20 Modelación de la demanda en EPANET

Así, los patrones de consumo a aplicar en cada uno de los nudos que simulan las respectivas entradas de agua al sistema son:

	MASPALOMAS_I	MASPALOMAS_II	FILTROS_LOMO	SONDEO_35
	(Control 1)	(Control 2)	(Control 4)	(control 9)
0:00	63,89	277,78	48,06	4,72
1:00	63,89	277,78	48,61	4,72
2:00	63,89	275,00	47,78	4,72
3:00	66,67	280,56	48,06	4,72
4:00	63,89	275,00	48,61	4,72
5:00	63,89	280,56	47,50	4,72
6:00	63,89	275,00	56,94	4,72
7:00	63,89	277,78	50,56	4,72
8:00	63,89	272,22	47,22	4,72
9:00	63,89	275,00	40,00	4,72
10:00	63,89	275,00	28,33	4,72
11:00	47,22	275,00	47,22	4,72
12:00	38,89	277,78	50,00	4,72
13:00	38,89	277,78	48,33	4,72

	MASPALOMAS_I	MASPALOMAS_II	FILTROS_LOMO	SONDEO_35
	(Control 1)	(Control 2)	(Control 4)	(control 9)
14:00	44,44	277,78	45,56	4,72
15:00	50,00	277,78	62,50	4,72
16:00	50,00	280,56	69,72	4,72
17:00	58,33	277,78	47,78	4,72
18:00	63,89	277,78	43,61	4,72
19:00	63,89	280,56	68,33	4,72
20:00	63,89	277,78	70,83	4,72
21:00	63,89	277,78	69,72	4,72
22:00	63,89	277,78	70,28	4,72
23:00	63,89	280,56	69,72	4,72
TOTALES	1416,67	6658,33	1275,28	113,33
	PROMEDIO = 394,31 litros/segundo			

Tabla 22 Caudales (l / s) aplicados en los nudos de producción para el mes de Mayo

En la siguiente tabla podemos observar los nudos de EPANET en los que se han aplicado las curvas de modulación anteriores:

Control	NUDO EPANET
Control 1 (Masp I)	Maspalomas_I
Control 2 (Masp II)	Maspalomas_II
Control 4 (Filtros Lomo)	Filtros_Lomo
Control 9 (Sondeo 35)	Sondeo_35

(Los cálculos pueden verse de manera más detallada en la hoja de cálculo *PATRONES_CONSUMO_MAYO.xls*)

7.2.- Modulación de la demanda

MES DE MAYO

Para determinar la curva de modulación, se realizaron los balances de agua para cada uno de los depósitos que suministran agua a la población. Tenemos los registros de los caudales que llegan a los depósitos (Controles) y también tenemos la variación de nivel en el depósito, por lo que podemos saber qué cantidad de agua es suministrada a la población en cada hora del día.

Posteriormente, relativizando estos datos al caudal medio, se obtiene de forma directa la curva de modulación, que como se ha dicho, consideraremos común para todos los nudos de demanda.

Elegido el día 12 de Mayo por ser el más representativo y con datos completos, se obtienen los siguientes valores promedios:

HORA	LOMO I	LOMO II	LOMO III	GLORIA I	GLORIA II-III	MEDIAS	FACTOR
0:00	24,35	33,37	57,71	17,85	155,56	288,84	0,815
1:00	23,18	27,81	57,54	16,55	141,67	266,74	0,753
2:00	32,56	28,09	53,97	23,40	136,11	274,12	0,774
3:00	17,04	21,69	51,29	21,83	130,56	242,40	0,684
4:00	10,73	27,81	45,36	17,02	130,56	231,48	0,653
5:00	19,96	30,87	48,43	25,90	144,44	269,61	0,761
6:00	16,13	30,02	45,20	32,01	155,56	278,92	0,787
7:00	19,99	43,66	58,13	37,66	208,33	367,77	1,038
8:00	35,68	51,44	74,38	42,63	263,89	468,01	1,321
9:00	35,95	53,95	82,28	43,64	280,56	496,38	1,401
10:00	43,11	48,39	85,04	35,58	261,11	473,24	1,336
11:00	40,23	50,06	83,07	27,27	241,67	442,29	1,248
12:00	39,96	47,00	77,07	21,16	216,67	401,86	1,134
13:00	35,27	40,04	78,75	24,55	197,22	375,84	1,061
14:00	34,75	48,91	78,78	22,67	191,67	376,78	1,063
15:00	35,44	40,56	79,06	22,39	183,33	360,79	1,018
16:00	32,82	38,89	83,00	25,39	180,56	360,66	1,018
17:00	33,51	49,75	78,49	21,19	191,67	374,61	1,057
18:00	33,92	46,70	76,55	19,16	194,44	370,76	1,046
19:00	31,85	46,42	85,00	18,35	205,56	387,18	1,093
20:00	32,12	48,61	78,21	21,22	197,22	377,38	1,065
21:00	28,26	38,03	76,99	26,93	191,67	361,87	1,021
22:00	25,50	38,04	64,25	29,87	177,78	335,44	0,947
23:00	25,50	39,44	63,21	23,88	169,44	321,47	0,907
						354,35	1,00

Tabla 23 Cálculo de los coeficientes de la curva de modulación para un día tipo de Mayo

La representación de la curva de modulación obtenida se muestra en la gráfica siguiente:

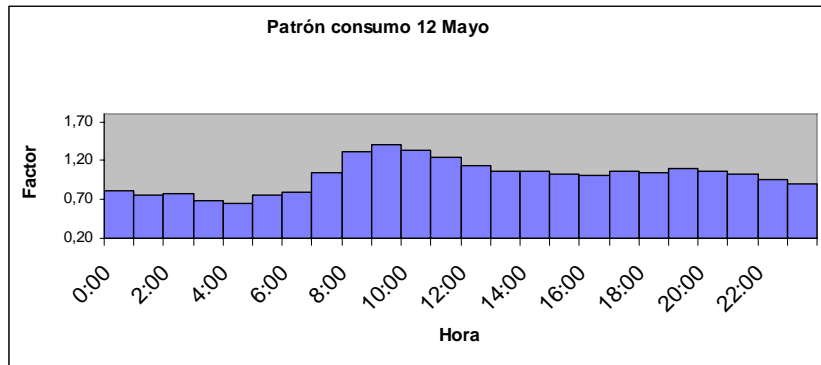


Gráfico 8 Curva de modulación de la demanda para el mes de Mayo

7.3- Válvulas

En la construcción del modelo de la red se incorporaron 3 tipos de válvulas de regulación, cuyas consignas habrá que fijar en cada escenario. Estas válvulas son las siguientes:

- Válvulas limitadoras de caudal (VLQ). Su objetivo es tener controlado los caudales circulantes en las conducciones de transporte de agua entre depósitos. Como ya se ha dicho, se han incorporado al modelo hasta 5 VLQ, próximas a los puntos de Control 3, 5, 6, 7 y 8. (*Ver Leyes de Control*)
- Válvulas reductoras de presión (PRV). Son 2 y están situadas en la zona POBID 5 Las Glorias-Rocas Rojas, aguas abajo del depósito Gloria I. La consigna a introducir en estas válvulas se corresponde con su presión de tarado aguas abajo, 20 m en todos los casos.
- Válvulas de regulación (TCV). Se introdujeron todas aquellas válvulas existentes en la geodatabase GESTIRED que aparecen como "cerradas". La correcta definición de las válvulas cerradas, imponiendo por tanto el sentido del caudal circulante, resulta imprescindible a la hora de realizar el análisis hidráulico.

En la siguiente imagen podemos observar la ubicación de todas las válvulas modelizadas.



Fig. 21 Ubicación de las diferentes válvulas de regulación consideradas en el modelo

En lo que respecta a las VLQ, en la tabla siguiente se muestran a modo de ejemplo los valores de consigna impuestos hora a hora para el escenario del 12 de Mayo, extraídos de los datos observados en los puntos de control indicados y aportados por ELMASA, ya transformados en l/s:

	VLO_Gloria_I	VLO_Cant	VLO_Lomo_III	VLO_Lomo_II	VLO_Lomo_I
HORA	Control 3	Control 5	Control 8	Control 7	Control 6
0:00	105,56	66,67	78,33	5,83	29,17
1:00	113,89	78,33	81,94	6,39	35,56
2:00	172,22	121,67	95,00	6,67	81,39
3:00	175,00	121,94	91,94	6,39	70,00
4:00	172,22	121,94	90,56	6,39	71,94
5:00	175,00	121,94	88,33	6,39	73,61
6:00	175,00	121,94	84,72	14,72	75,28
7:00	172,22	121,67	85,56	10,00	76,39
8:00	169,44	121,39	71,94	17,78	76,94
9:00	166,67	121,67	68,89	14,17	77,22
10:00	152,78	121,94	63,33	8,61	77,50
11:00	102,78	121,67	81,39	7,22	78,06
12:00	102,78	121,67	83,33	7,22	79,17
13:00	102,78	121,67	79,72	9,44	77,22
14:00	102,78	120,83	78,61	33,61	51,94
15:00	102,78	121,11	92,50	34,44	51,94
16:00	102,78	120,83	98,33	35,83	51,39
17:00	102,78	120,28	87,78	28,33	51,39
18:00	102,78	120,28	85,83	25,28	51,11
19:00	102,78	119,72	102,22	28,06	51,11
20:00	102,78	118,89	83,33	51,67	50,00
21:00	102,78	118,61	78,33	56,39	48,89
22:00	105,56	105,56	72,78	50,28	48,89
23:00	102,78	97,22	68,33	45,56	48,89

Tabla 24 Valores de los caudales a aplicar en las leyes de control para las VLQ

A modo de ejemplo también, se muestra la ley de control derivada de los valores anteriores para la válvula VLQ3100, tal como es introducida en EPANET:

Ejemplo Ley de Control introducida para la VLQ_Lomo_II:

```
LINK VLQ_Lomo_II 5.83 AT TIME 0
LINK VLQ_Lomo_II 6.39 AT TIME 1
LINK VLQ_Lomo_II 6.67 AT TIME 2
LINK VLQ_Lomo_II 6.39 AT TIME 3
LINK VLQ_Lomo_II 6.39 AT TIME 4
LINK VLQ_Lomo_II 6.39 AT TIME 5
LINK VLQ_Lomo_II 14.72 AT TIME 6
LINK VLQ_Lomo_II 10.00 AT TIME 7
LINK VLQ_Lomo_II 17.78 AT TIME 8
LINK VLQ_Lomo_II 14.17 AT TIME 9
```

LINK	VLQ_Lomo_II	8.61	AT	TIME	10
LINK	VLQ_Lomo_II	7.22	AT	TIME	11
LINK	VLQ_Lomo_II	7.22	AT	TIME	12
LINK	VLQ_Lomo_II	9.44	AT	TIME	13
LINK	VLQ_Lomo_II	33.61	AT	TIME	14
LINK	VLQ_Lomo_II	34.44	AT	TIME	15
LINK	VLQ_Lomo_II	35.83	AT	TIME	16
LINK	VLQ_Lomo_II	28.33	AT	TIME	17
LINK	VLQ_Lomo_II	25.28	AT	TIME	18
LINK	VLQ_Lomo_II	28.06	AT	TIME	19
LINK	VLQ_Lomo_II	51.67	AT	TIME	20
LINK	VLQ_Lomo_II	56.39	AT	TIME	21
LINK	VLQ_Lomo_II	50.28	AT	TIME	22
LINK	VLQ_Lomo_II	45.56	AT	TIME	23

7.4.- Depósitos

A la hora de modelar los depósitos en EPANET, hay que tener en cuenta que son nudos del sistema en los que la altura piezométrica es conocida, siendo objeto de cálculo el caudal aportado (o recibido) por el depósito a la red.

Los depósitos de la red de abastecimiento de Maspalomas, se han modelado en EPANET según la tipología de “depósitos” (en lugar de “embalses”). De este modo, se consideran como nudos con cierta capacidad de almacenamiento, en los que el volumen de agua almacenada puede variar con el tiempo a lo largo de la simulación. Operan limitados por sus niveles máximo y mínimo. EPANET detiene la entrada de caudal si el nivel del depósito está al máximo, y detiene la salida de caudal si el nivel está al mínimo.

Las características que definen los depósitos en EPANET son: Cota, nivel inicial, nivel mínimo, nivel máximo y diámetro, siendo sus valores los indicados en la tabla siguiente:

Depósito	Cota	Nivel inicial	Nivel mínimo	Nivel máximo	Diámetro eq
Lomo I	82,88	0,92	1	6	35,934
Lomo II	78,41	2,26	1	6	75,796
Lomo III	101,3	2,3	1	6	31,84
Gloria I	137,2	3,84	1	6	36,061
Gloria II-Gloria III	62,90	2,31	1	6	33,169

Tabla 25 Características principales de los depósitos

La columna del diámetro refleja el valor del diámetro equivalente de una sección circular que tuviera la misma área que la sección real del depósito.

De todos los datos indicados, a la hora de configurar un escenario de simulación tan solo debe importarnos el valor del nivel inicial del agua, ya que los demás parámetros son fijos.

Sin embargo, en una primera fase de la simulación, podemos ignorar el efecto de regulación introducido por los depósitos mediante el simple artificio de incrementar notablemente su diámetro equivalente. De este modo podemos centrar el estudio del comportamiento del sistema en una primera fase en la red propiamente dicha, garantizado que en los depósitos existe siempre reserva suficiente para abastecer cualquier consumo, lo que equivale a efectos prácticos a considerarlos como "embalses".

En la actualidad la variación en dichos depósitos es del orden de 2-2,5 metros diarios. En el modelo esto se traduciría, en una variación del mismo orden en la presión sobre las tuberías, por lo que una de las pocas diferencias es que dicha fluctuación no será tenida en cuenta por ahora en el modelo.

8.- EXPORTACIÓN A EPANET

Una vez construido el modelo matemático de la red de distribución y definidos todos los datos que caracterizan un escenario, con el apoyo de GISRed, éste puede exportarse a un fichero en formar INP, directamente interpretable por el simulador hidráulico EPANET, o bien se puede lanzar una simulación desde el propio entorno SIG para recuperar posteriormente los resultados (fijar antes todas las opciones de análisis).

De esta forma los resultados de la simulación pueden interpretarse bien desde EPANET (primera opción) o bien desde GISRed (si se utiliza la segunda de ellas), haciendo uso de todas las herramientas que ofrece ArcView para ello.

En el caso de optar por la segunda opción, GISRed permite ejecutar cuantas simulaciones sean necesarias para cada uno de los escenarios adoptados. Para ello se genera un fichero con los datos de entrada requeridos por el simulador y se llama al Módulo de Herramientas de EPANET. El simulador proporciona un conjunto de resultados, que la aplicación se encarga de almacenar en tablas de la base de datos, para su consulta posterior.

Para visualizar los resultados de la simulación, se dispone de un navegador en el que se elige la variable a representar y el instante de tiempo. Automáticamente se genera un tema clasificado por colores con los resultados obtenidos.

Sin embargo, si se opta por la exportación y simulación en EPANET, el procedimiento de análisis genera resultados como los que se muestran en la figura siguiente:

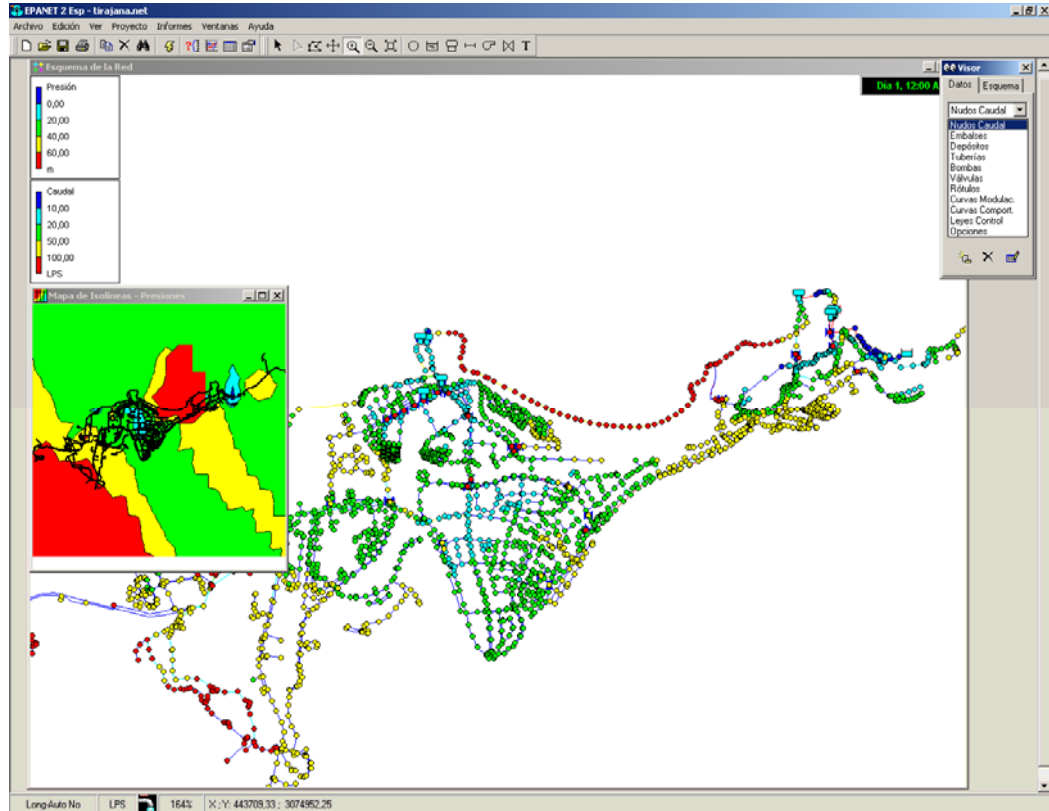


Fig. 22 Exportación del modelo de la red desde GISRed a EPANET

2.- CALIBRACIÓN DEL MODELO

2.1.- CONSIDERACIONES INICIALES

El proceso de calibración del modelo hidráulico de una red consiste básicamente en reproducir uno o más escenarios de simulación, y comparar los resultados proporcionados por el modelo con las mediciones en campo, modificando los parámetros del modelo necesarios hasta conseguir que ambos se aproximen lo mejor posible.

Usualmente, en la bibliografía especializada se consideran como parámetros de calibración del modelo las rugosidades de las tuberías, y como datos de campo a verificar, las presiones observadas en determinados nudos de la red a ciertas horas del día. Este tipo de calibración, podríamos calificarlo como de '*calibración fina*', y antes de entrar en él se presupone que las condiciones de operación del sistema para el día elegido están perfectamente reproducidas en el modelo, así como el estado de todas las válvulas y cualquier otra eventualidad a destacar en el día elegido.

Sin embargo, cuando se aborda por primera vez la calibración de un modelo, la experiencia nos dice que la realidad es muy distinta. La preparación de todos los datos previos requeridos para simular el comportamiento de la red en el día elegido para la calibración es una tarea muy tediosa, que tiende a simplificarse. Sin embargo, constituye una etapa crucial para el proceso de calibración posterior, hasta el punto de que en muchas ocasiones, la simple carga de todos estos datos, hecha con rigor, especialmente en lo referente a caudales, puede ser suficiente para dar por válido el modelo.

Una vez trasladados todos los datos conocidos para el día de la calibración, se suele llevar a cabo un proceso previo de pre-calibración o '*calibración gruesa*', en el que se intenta reducir las mayores discrepancias entre medidas y resultados del modelo, en base a otras consideraciones diferentes a las propias rugosidades de las tuberías. Normalmente estas discrepancias se deben a tuberías mal conectadas, datos incorrectos, válvulas cerradas cuyo estado se ignoraba, etc.

Solamente cuando las discrepancias entre los valores medidos y calculados sean ya pequeñas puede darse la fase de pre-calibración por concluida, y entrar en la fase de calibración propiamente dicha, para revisar las rugosidades de las tuberías, como se comentaba al principio.

2.2.- APLICACIÓN A LA RED DE MASPALOMAS

Para la calibración del modelo de la red de Maspalomas, y a la vista de los datos disponibles, se decidió adoptar como fecha de calibración el 12 de Mayo de 2007, por ser un día en que se disponía de información fiable sobre los caudales circulantes en los 10 puntos de control actualmente equipados con medidores.

La fase de preparación de los datos consistió en:

- Estimar unos coeficientes de rugosidad iniciales en cada tubería, en función de los materiales de las mismas
- Reproducir el estado de las válvulas de seccionamiento principales (abierta o cerrada), de acuerdo con los datos facilitados desde GestiRed
- Imponer la presión de salida a las válvulas reductoras de presión existentes, conforme los datos indicados por la empresa.
- Imponer hora a hora los caudales de entrada a los diferentes depósitos mediante las Válvulas Limitadoras de Caudal previstas al efecto en el modelo, a partir de los datos disponibles en los puntos de control.
- Con los datos anteriores y las variaciones de nivel en los depósitos, calcular por balances los caudales salientes de cada depósito, esto es, los caudales enviados a la red hora a hora desde cada depósito
- Configurar con dichos datos los ficheros de calibración, ya que en la práctica los caudales salientes desde cada depósito estarán determinados por la conectividad de las diferentes tuberías que configuran la red de distribución, así como por sus diámetros , longitudes y rugosidades
- Finalmente, imponer las demandas en los nudos de acuerdo con los coeficientes de reparto obtenidos a partir de los datos de facturación, de modo que el caudal total demandado hora a hora coincida exactamente con el caudal total inyectado hora a hora a la red desde todos los depósitos.

Una vez trasladada toda esta información al modelo, el objetivo inicial de la calibración se centró en tratar de reproducir, en la medida de lo posible, los caudales salientes de los depósitos, cuestionando para ello por ahora la conectividad de las tuberías, el estado de las válvulas, las consignas de presión de las válvulas reductoras, así como los propios diámetros, longitudes y rugosidades iniciales de las tuberías, por si hubiera algún error.

Una vez reproducidos los caudales salientes desde cada depósito (con cierto margen de error permitido), el proceso siguiente consistiría en ajustar las rugosidades de las tuberías mediante un proceso de calibración más fino. Sin embargo, para ello sería necesario disponer de medidas de presión en determinados puntos de la red.

Puesto que por ahora no se dispone de dichos datos, el proceso de calibración se dará por válido una vez hayamos conseguido ajustar aproximadamente los caudales salientes de los depósitos. Puesto que como hemos dicho, éstos dependen de la conectividad y características físicas de las tuberías, así como del estado de las válvulas, una buena concordancia en el reparto de los caudales entrantes, pueden interpretarse también como un síntoma de que la red de distribución está aceptablemente bien modelada.

2.3.- RESULTADOS DE LA CALIBRACIÓN

EPANET ofrece la posibilidad de crear informes, estadísticas y gráficas con los resultados del proceso de calibración. Para ello contrasta los valores medidos, introducidos adicionalmente a través de un fichero de datos de calibración, con los valores calculados. Los elementos y magnitudes a cotejar pueden ser cualesquiera, y se declaran en el propio fichero de calibración. En nuestro caso nos hemos limitado a considerar como variables de calibración los caudales de salida de los 5 depósitos que abastecen a la red de Maspalomas (los depósitos de Gloria II y Gloria III se consideran agrupados como uno solo).

Para facilitar la tarea, previamente se identificaron sobre el modelo aquellas tuberías únicas por las cuales circula la totalidad del caudal saliente desde cada uno de los depósitos, las cuales tienen asignado el nombre indicado en la tabla más abajo.

En esta tabla se destaca cada una de las tuberías consideradas, el número de valores observados en cada punto (24 valores, uno por cada hora), la media de los valores observados, la media de los valores calculados, así como el error medio de las 24 medidas y su desviación típica por cada tubería.

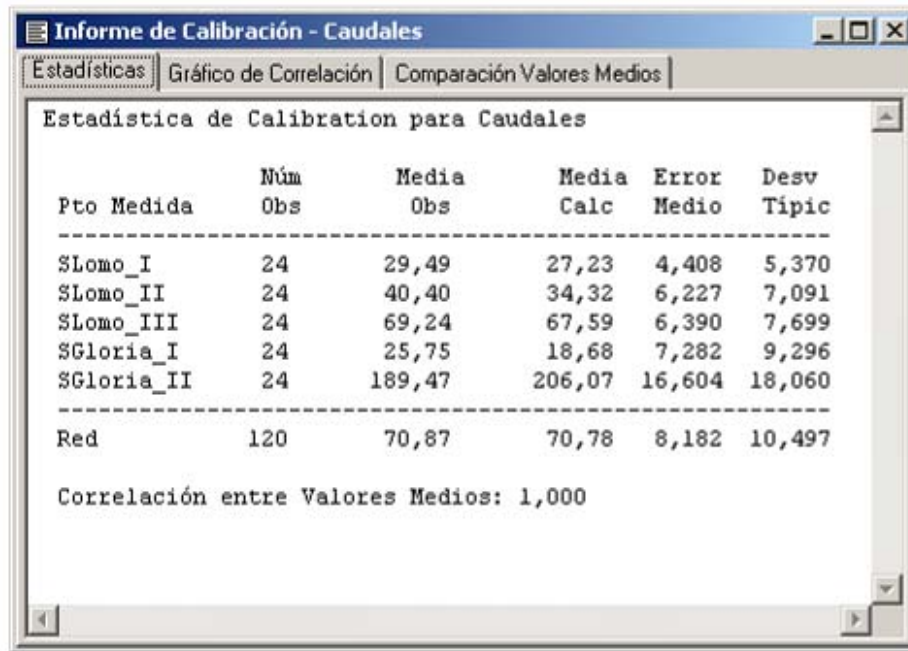


Fig. 23 Informe de resultados de la calibración

Tratándose de un proceso de pre-calibración, la diferencia entre valores observados y calculados es más que aceptable. Conviene comentar que el error medio más elevado corresponde a la salida de Gloria II-III (16,6 l/s), pero dado que el caudal medio de salida de estos dos depósitos es de 206,07 l/s, el error relativo cometido es en realidad menor que el 8%.

Es también de destacar el valor del caudal medio calculado para todas las tuberías observadas en el conjunto de la red, el cual hace referencia en este caso al caudal medio saliente por depósito, o lo que es lo mismo, al caudal total inyectado al sistema si lo multiplicamos por los 5 depósitos: $70,87 \times 5 = 354,3$ l/s. Éste coincide prácticamente para los valores observados y medidos, porque EPANET mantiene en todo momento el balance de caudales, es decir, lo que no entra por un depósito debe entrar por otro, compensándose así los errores. Por este mismo motivo, el coeficiente de correlación entre los valores medios medidos y observados es prácticamente 1.

En la figura 2 se comparan gráficamente los valores medios de los caudales salientes calculados y observados, apreciándose mejor la bondad de la calibración.

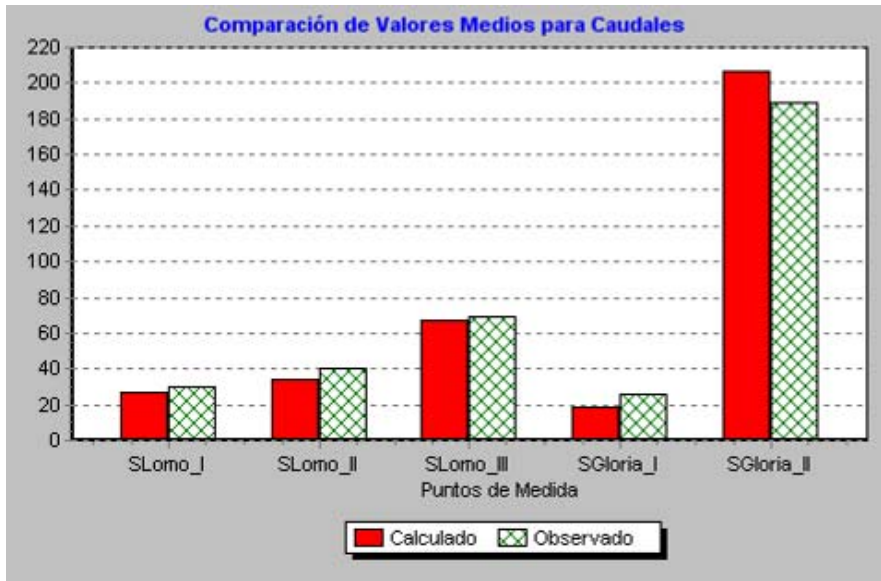


Fig. 24 Comparativa de caudales entre valores medios simulados y reales

Para más detalle, en las siguientes gráficas se comparan depósito a depósito y punto a punto las diferencias entre los valores calculados por el modelo (línea roja) y los valores observados. Se puede observar cómo unos y otros se modulan en el tiempo de forma similar, lo que en cierto modo es consecuencia de haber impuesto una misma curva de modulación de la demanda a todos los nudos del modelo, derivada del conocimiento previo de la modulación del caudal total inyectado a la red.

Para comparar mejor los resultados se ha mantenido una misma escala para expresar los caudales salientes de los 3 depósitos del Lomo por una parte, y de los 2 depósitos de Gloria por otra.

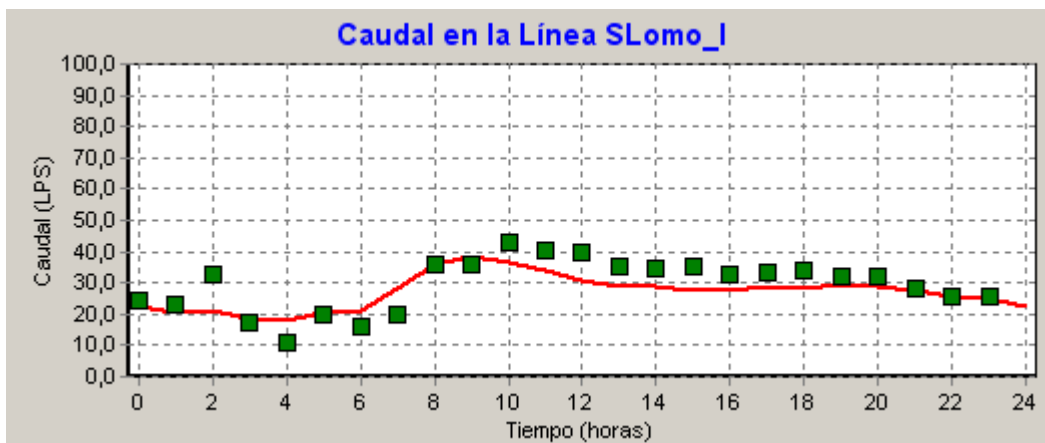


Fig. 25 Evolución temporal del caudal de salida del depósito Lomo I

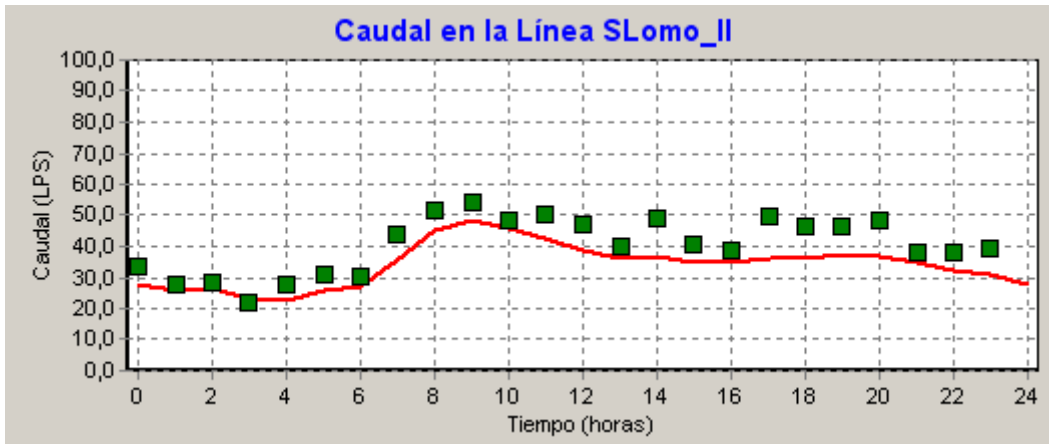


Fig 26 Evolución temporal del caudal de salida del depósito Lomo II

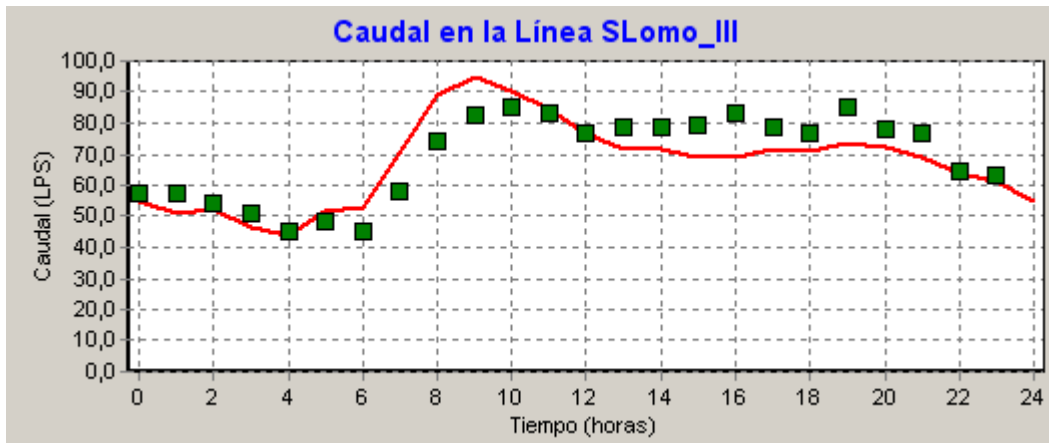


Fig 27 Evolución temporal del caudal de salida del depósito Lomo II

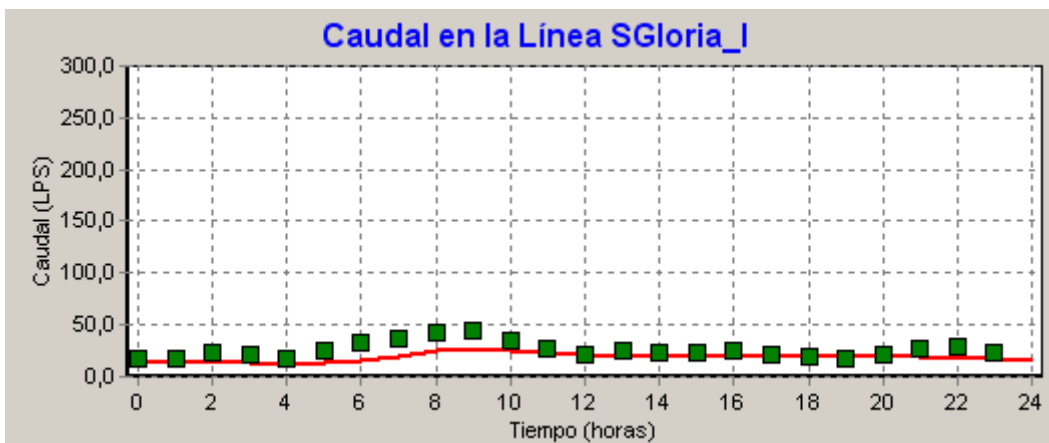


Fig 28 Evolución temporal del caudal de salida del depósito Gloria I

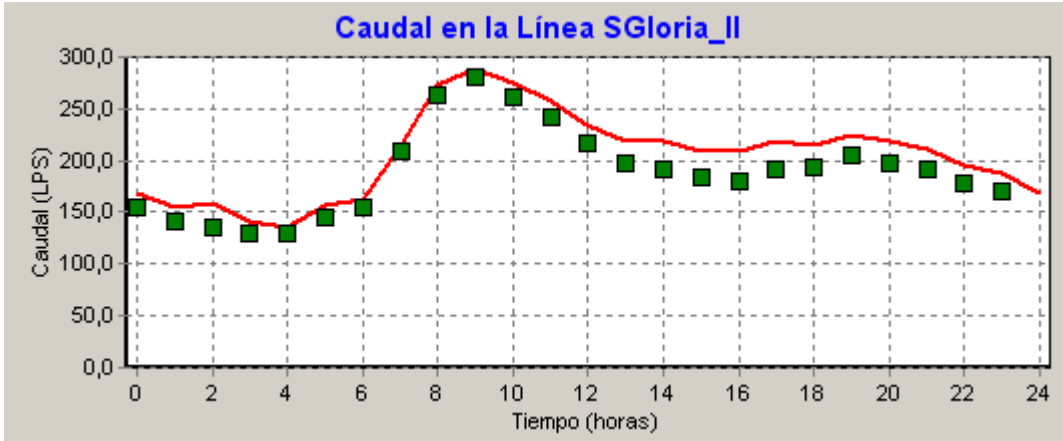


Fig 29 Evolución temporal del caudal de salida del depósito Gloria II

Una vez ajustados los caudales salientes de los depósitos, el proceso de calibración prosigue con el ajuste de los caudales entrantes a cada uno de ellos. En este caso, la calibración resultó inmediata, ya que por ahora dichos caudales han sido impuestos en el modelo bien como leyes de control aplicadas a una serie de válvulas ficticias limitadoras de caudal intercaladas en las tuberías de alimentación de los depósitos de Lomo I, Lomo II, Lomo III, Cantonera y Gloria I, o bien como caudales de entrada en los nudos del modelo que representan los puntos de producción desde Maspalomas I, Maspalomas II, Sondeo 35 y Filtro del Lomo.

En las gráficas siguientes se muestran con recuadros los caudales entrantes a cada depósito, y se contrastan con los caudales circulantes por las tuberías de alimentación de cada uno de ellos, proporcionados por el modelo. Se observa una perfecta coincidencia, como era de esperar.

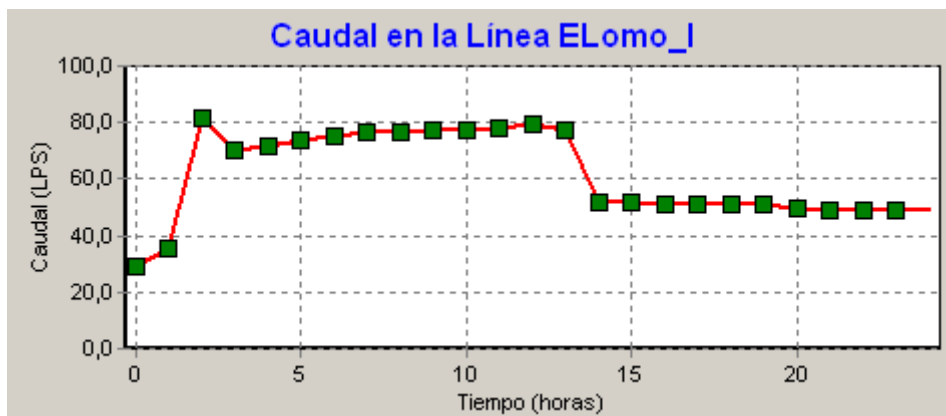


Fig 30 Evolución temporal del caudal de Entrada al depósito de Lomo I desde Cantonera

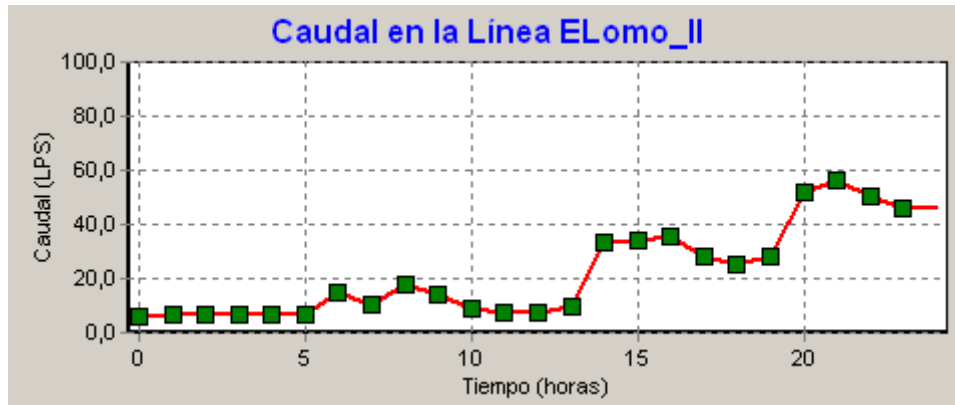


Fig 31 Evolución temporal del caudal de Entrada al depósito de Lomo II desde Cantonera

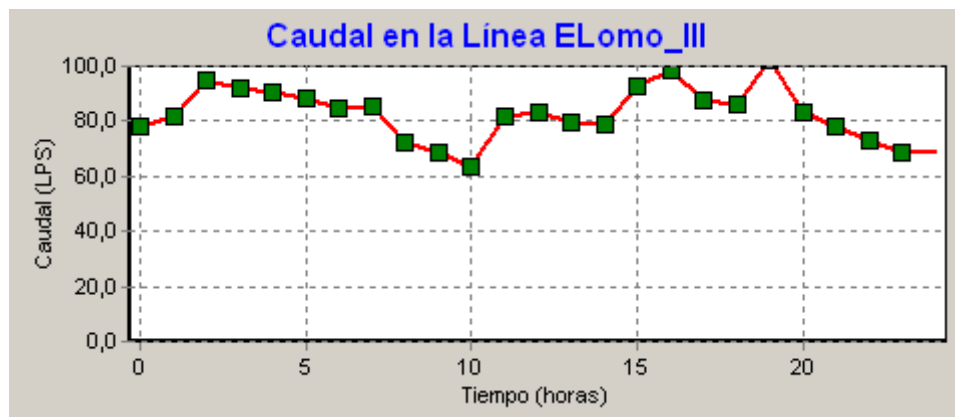


Fig 32 Evolución temporal del caudal de Entrada al depósito de Lomo III desde Cantonera

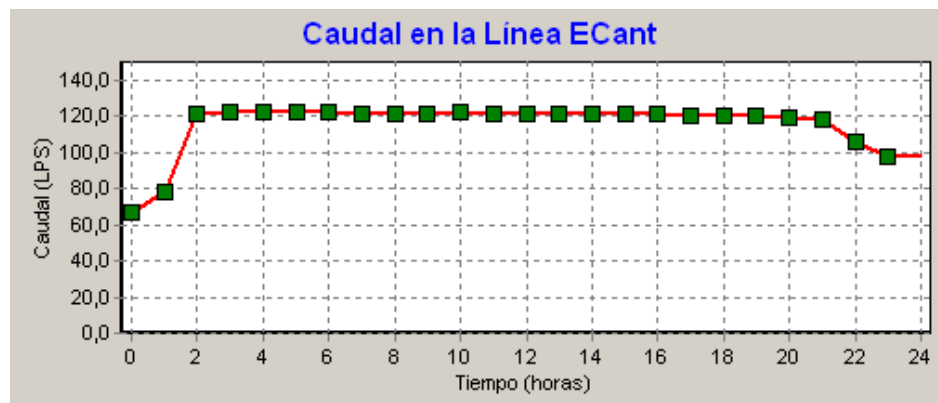


Fig 33 Evolución temporal del caudal de Entrada al depósito de Cantonera desde Gloria I

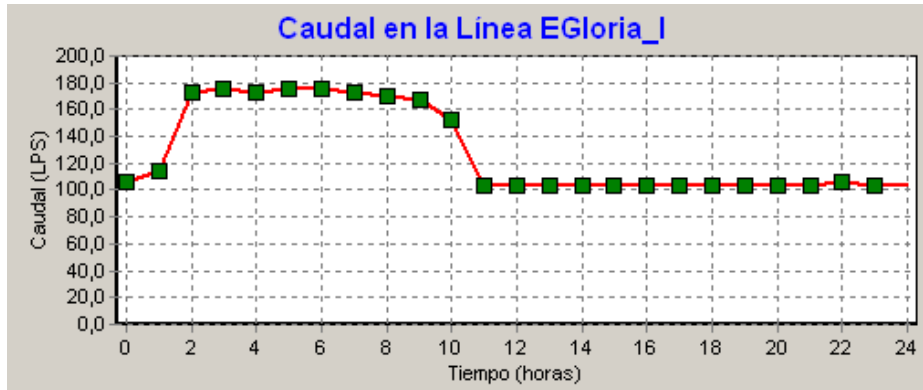


Fig 34 Evolución temporal del caudal de Entrada al depósito de Gloria I desde Gloria II-III

Finalmente, ajustados los caudales de entrada y de salida a cada uno de los depósitos considerados, parece lógico pensar que la evolución de los niveles en los mismos debe estar próxima a los valores observados para el día de calibración, ya que los caudales salientes observados se obtuvieron en realidad a partir de los caudales entrantes y las variaciones de nivel. A tal fin, las secciones de los depósitos, consideradas en un principio como infinitas para no afectar a la calibración de la red de distribución, se recondujeron a sus valores reales. Los resultados obtenidos se muestran en las gráficas siguientes:

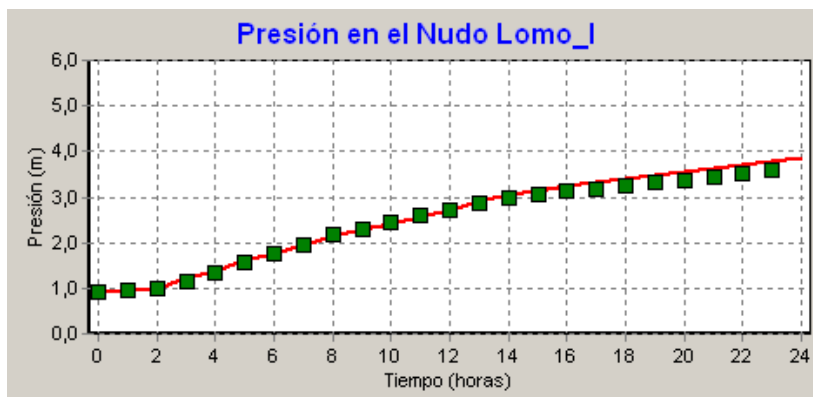


Fig 35 Evolución temporal del Nivel en el depósito del Lomo I

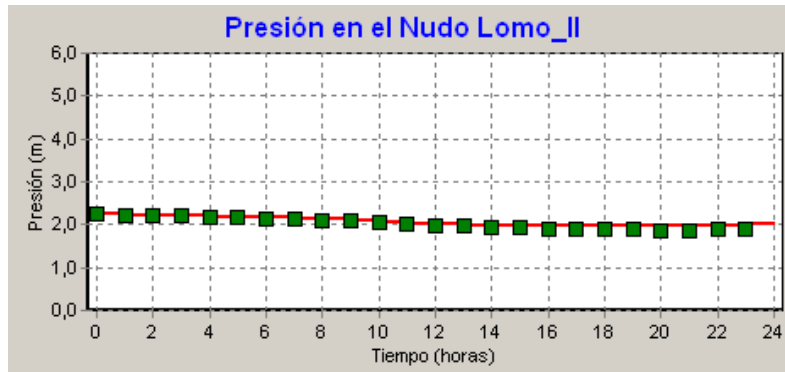


Fig 36 Evolución temporal del Nivel en el depósito del Lomo II

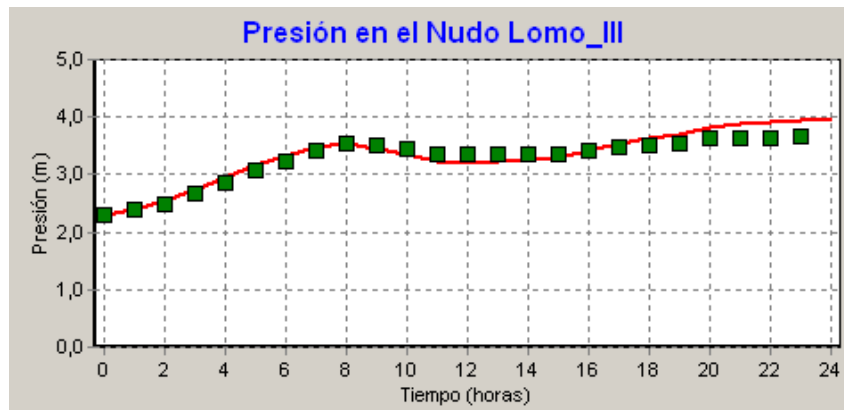


Fig 37 Evolución temporal del Nivel en el depósito del Lomo III

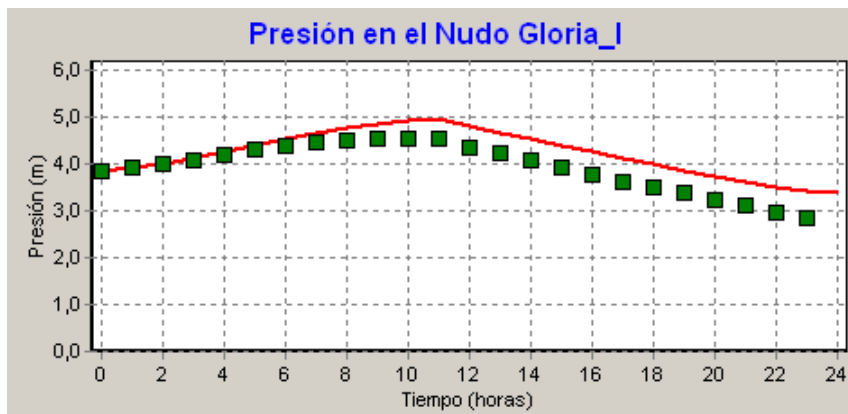


Fig 38 Evolución temporal del Nivel en el depósito de Gloria I

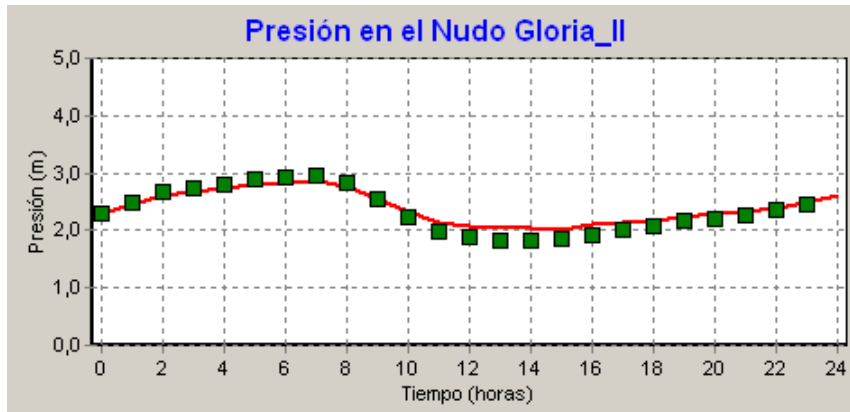


Fig 39 Evolución temporal del Nivel en los depósitos de Gloria II-III

En el caso del depósito de Cantonera, dado que actúa como repartidor de los caudales entrantes, y no como depósito de almacenamiento, su sección se ha mantenido exageradamente grande para evitar variaciones de nivel en el mismo.

A la vista de los resultados anteriores, podemos dar el proceso de calibración por satisfactorio para una primera etapa, habida cuenta de que no se dispone de medidas de presión.

ANEXO 2

ANÁLISIS Y DIAGNÓSTICO DEL COMPORTAMIENTO
DE LA RED

1.- INTRODUCCIÓN

Una vez el modelo calibrado, estamos en condiciones de realizar un análisis a fondo del comportamiento hidráulico de la red, al tiempo que se efectúa un diagnóstico del estado de la misma. Este paso se considera fundamental para abordar posteriormente el proceso de sectorización de la red, en el cual se tendrá en cuenta el diagnóstico sobre el estado de la red, a fin de corregir en la medida de lo posible los problemas detectados si los hubiere, al tiempo que se despliegan los medios oportunos para controlar mejor los caudales aportados y el destino final del agua inyectada.

El análisis del comportamiento de la red se efectuará de una forma paulatina y ordenada, a través de los siguientes pasos:

- **Análisis de la topografía del terreno.** En cualquier abastecimiento constituye el punto de partida para comprender cómo se organizan las infraestructuras de captación, almacenamiento y distribución del agua a los abonados, ya que el objetivo fundamental del sistema, tras garantizar los caudales (en base a las capacidades de producción y almacenamiento), es garantizar las presiones, y ello depende notablemente de la orografía del terreno
- **Análisis del sistema de producción.** Constituye el origen de los aportes de agua al sistema. Se trata de justificar su modelado y analizar los caudales aportados en el día elegido para la calibración
- **Análisis del sistema de almacenamiento.** Los caudales producidos son normalmente almacenados antes de su distribución a red. Se trata de analizar la distribución y capacidad de los diferentes almacenamientos del sistema en relación con los volúmenes demandados, y su utilización en el día de calibración elegido.
- **Análisis de la red de transporte en alta.** Cuando el número de puntos de almacenamiento es superior al de puntos de producción, el caudal debe transportarse de unos puntos de almacenamiento a otros a través de un sistema de tuberías en alta, cuya capacidad y comportamiento procede analizar en términos generales, así como para el día de calibración elegido.
- **Balance de caudales producción - demanda.** Se trata de comparar el volumen total de agua suministrada al sistema en el día de calibración, el volumen consumido y el volumen almacenado, así como la modulación de los caudales de aporte y de consumo
- **Análisis de la red arterial y su trazado.** Conocida la ubicación de los depósitos de almacenamiento (y puntos de inyección directa si los hubiera), procede analizar el

trazado y capacidad de la red arterial de distribución, para conocer las líneas principales de reparto del flujo por la red.

- **Análisis del comportamiento de la red en hora punta.** Se trata de comprobar la distribución real de los caudales en hora punta, analizar el grado de utilización de las tuberías de la red arterial, las velocidades de circulación, las pérdidas unitarias, y sobretodo las presiones resultantes en todos los nudos de la red en la hora más desfavorable, para el día de calibración.
- **Análisis del comportamiento de la red en hora valle.** Se trata ahora de realizar un análisis similar al anterior pero para la hora de menor consumo en el día de calibración, destacando los elementos con velocidades excesivamente lentas y las presiones máximas observables cuando las pérdidas son reducidas.
- **Análisis del comportamiento global de la red.** Se trata finalmente de analizar valores máximos y mínimos, medias y rangos de variación para el día de calibración, así como los tiempos de permanencia del agua en el sistema, de interés desde el punto de vista de la calida del agua.

Finalmente, se realizará un diagnóstico de la red lo más exhaustivo posible, que nos permita obtener conclusiones fiables y poder así plantear cambios y actuaciones que se consideren oportunos, con el objetivo de mejorar la explotación y operación diaria del abastecimiento.

2.- TOPOGRAFÍA DEL TERRENO

La zona de estudio de Maspalomas está formada por una orografía bastante irregular, con un desnivel comprendido entre los 137,2 m. del punto más alto, perteneciente al depósito de Gloria I y los 0 m, correspondientes al nivel del mar.

Las mayores cotas se dan en la zona Norte, disminuyendo a medida que bajamos al Sur de la zona de estudio, dónde se encuentra el mar. El siguiente mapa se corresponde con las isolíneas de cota de la red de Maspalomas

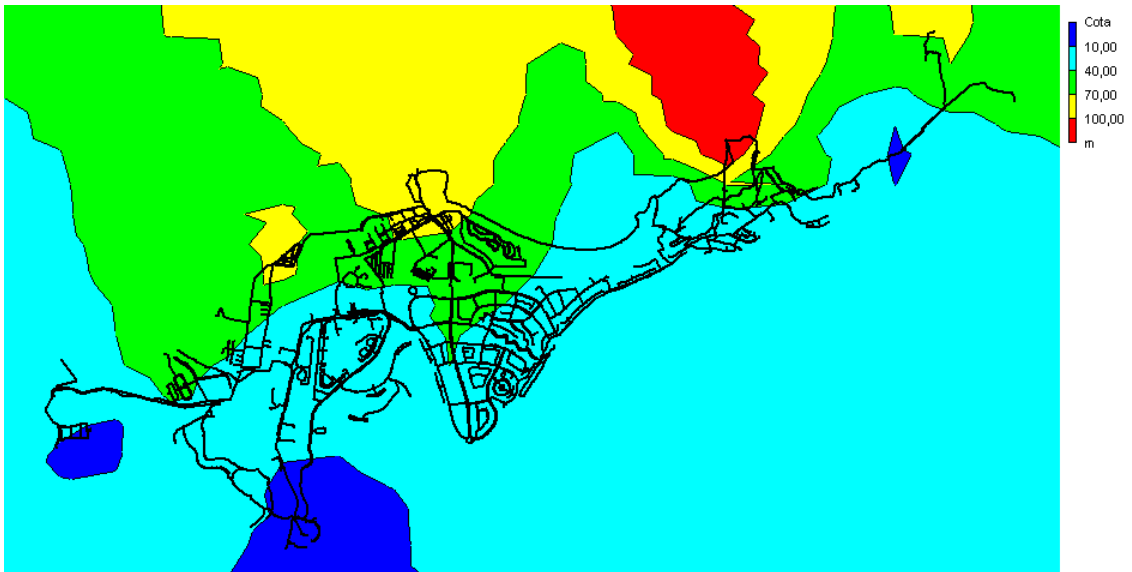


Fig 1 Mapa de isótopos de cota de la red de abastecimiento de Maspalomas

3.- BALANCE GLOBAL DE CAUDALES EN EL SISTEMA

La siguiente gráfica ilustra el caudal suministrado desde cada uno de los puntos de producción (Desaladoras, filtros El Lomo, Sondeo 35) a lo largo del día:

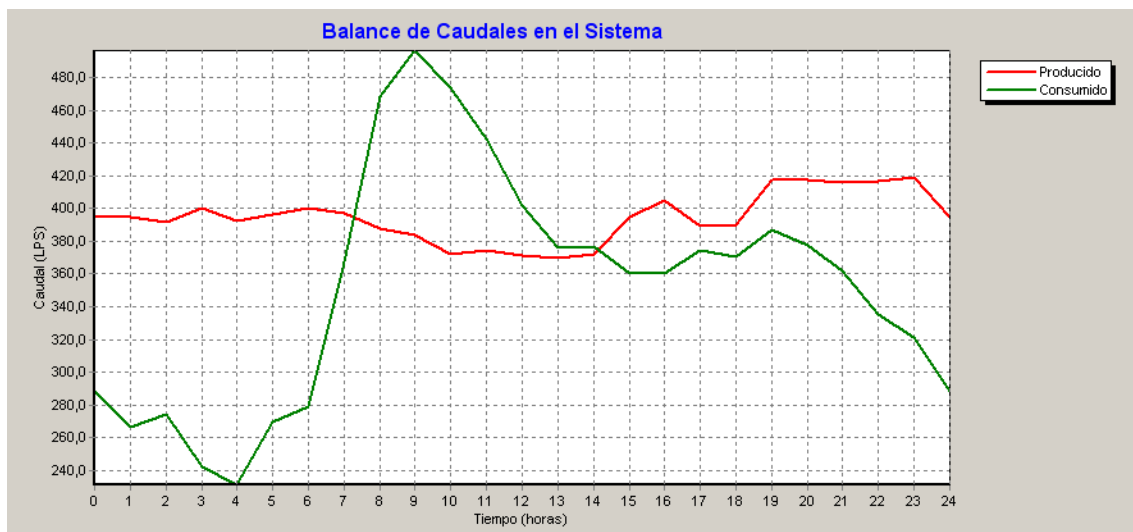


Fig 2 Balance global de caudales

En la siguiente tabla podemos observar el caudal producido/consumido en la red de Maspalomas a lo largo del día:

Hora	Caudal producido (l/s)	Caudal consumido (l/s)
0:00	394,45	288,78
1:00	395,00	266,82
2:00	391,39	274,26
3:00	400,01	242,37
4:00	392,22	231,38
5:00	396,67	269,65
6:00	400,55	278,86
7:00	396,95	367,80
8:00	388,05	468,08
9:00	383,61	496,43
10:00	371,94	473,39
11:00	374,16	442,21
12:00	371,39	401,82
13:00	369,72	375,95
14:00	372,50	376,66
15:00	395,00	360,71
16:00	405,00	360,71
17:00	389,61	374,53
18:00	390,00	370,64
19:00	417,50	387,29
20:00	417,22	377,37
21:00	416,11	361,78
22:00	416,67	335,56
23:00	418,89	321,38
TOTAL	9464,61 l/s	8504,43 l/s

Tabla 1. Caudal producido/caudal consumido durante el día 12 de Mayo

4.- DIÁMETROS

En la siguiente figura podemos observar cuales son las principales conducciones del sistema. Analizando la red desde el punto de vista topológico, observamos un diseño fundamentalmente ramificado de la red de transporte, formada por tuberías de diámetro superior a 200 mm, llegando a calibres máximos de 500 y 600 mm utilizados en las traídas desde las Desaladoras Maspalomas I y Maspalomas II así como a la salida de los depósitos Gloria II, Lomo I y Lomo II.

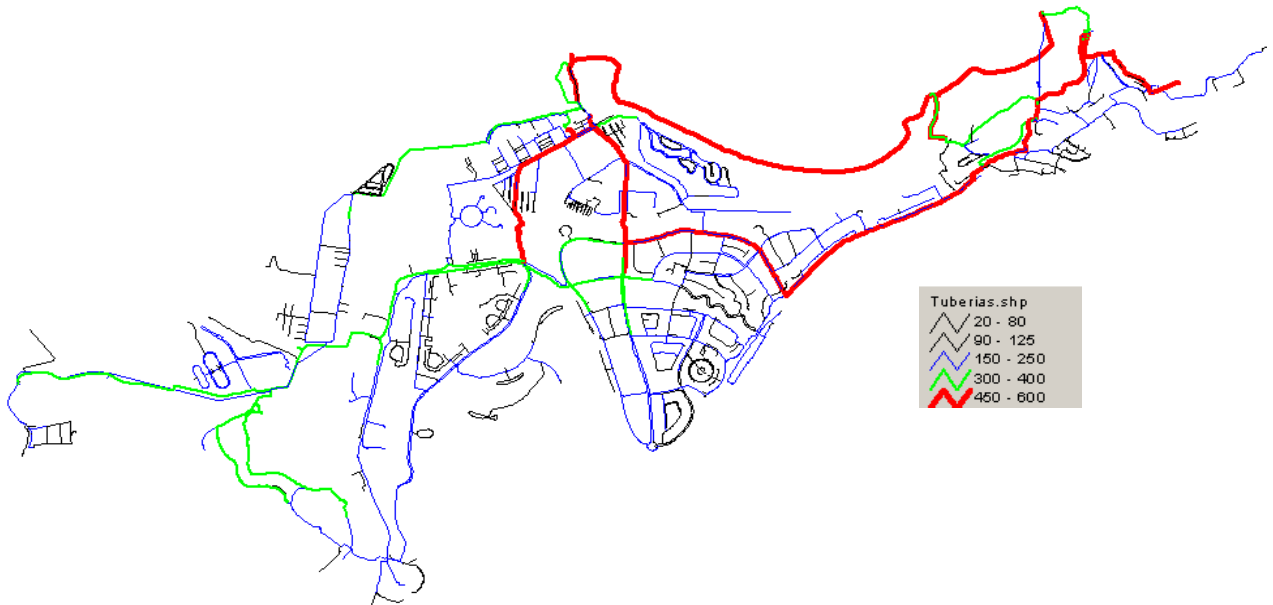


Fig 3 Diámetros empleados en la red de abastecimiento de Maspalomas

Por otro lado, la red de distribución, formada por tuberías con diámetros menores o iguales a 250 mm, presenta una disposición mixta mallada-ramificada.

5.- COMPORTAMIENTO DE LA RED EN HORA PUNTA

3.2.- Principales líneas de flujo

3.2.2.- Caudales

Una de las variables a analizar cuando se pretende proporcionar un diagnóstico del funcionamiento de la red es el caudal circulante por las principales arterias del sistema objeto de estudio, y más en concreto de la distribución espacial de dichos caudales y su trayectoria. De este modo quedará de manifiesto qué tuberías son las que transportan mayor cantidad de agua y cuáles son los principales caminos que recorre el agua a lo largo del sistema.

A continuación se muestra la red de Maspalomas clasificada por caudales para la situación de hora PUNTA:

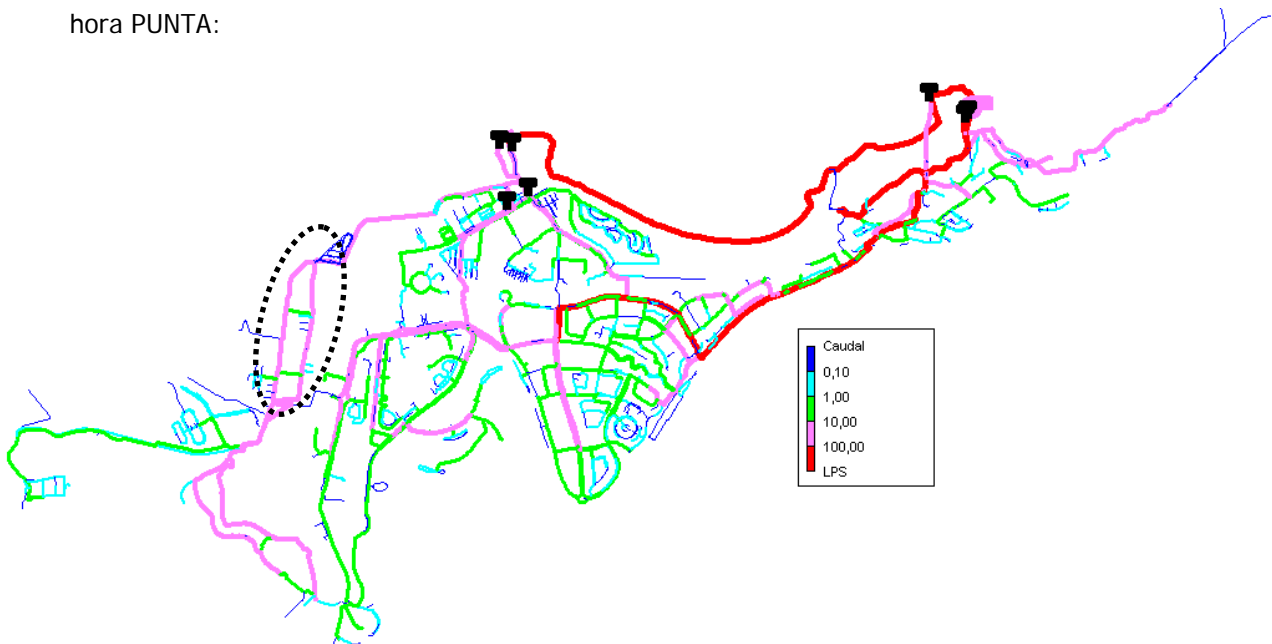


Fig 4 Caudales circulantes durante la hora punta (09:00 horas)

De la figura se desprende que aquellas tuberías con mayor diámetro que conforman la red arterial, son las que transportan mayor volumen de agua por unidad de tiempo. Por el contrario, aquellas con menores diámetros poseen caudales circulantes menores.

Podemos observar como en la zona de Playa del Inglés, existen tuberías con caudales circulantes superiores a los 10 l/s, sin embargo, la mayor parte de los diámetros de esta zona son inferiores a 250 mm, por lo que es posible que algunas tuberías tengan pérdidas de carga considerables. Lo mismo ocurre en la zona de Sonneland (POBID 12) (ver dibujo anterior).

El hecho de utilizar herramientas de reparto automático de cargas sobre los nudos del modelo, tiene una repercusión directa en la distribución de caudales a lo largo de las tuberías de la red. En la mayoría de ocasiones las demandas pueden estar más localizadas y menos dispersas con lo cual pueden aparecer discrepancias en los valores absolutos de velocidad y caudal circulante.

Si observamos el gráfico de distribución de caudales en la hora de mayor consumo comprobamos que el 80% de los caudales circulantes es inferior a 20 l/s.

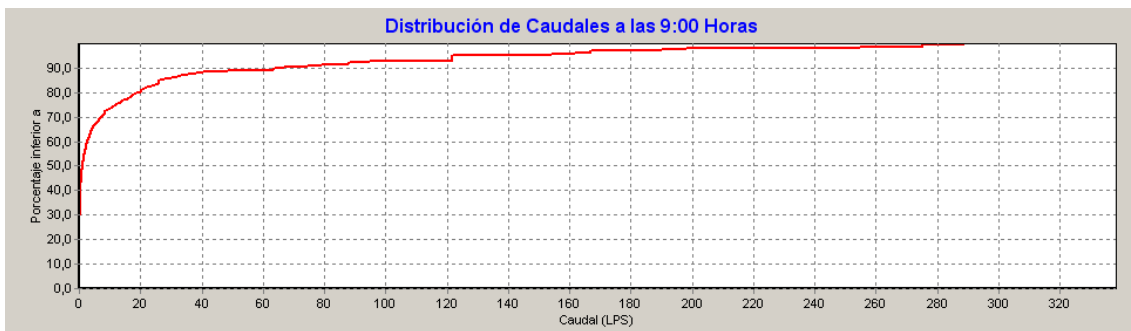


Fig 5 Distribución de caudales en la red a las 09:00 h en el día tipo de Mayo

3.4.- Análisis de velocidades

Tras el análisis del modelo confeccionado para la situación actual, se muestran las velocidades en las tuberías para la hora punta (09:00 am):

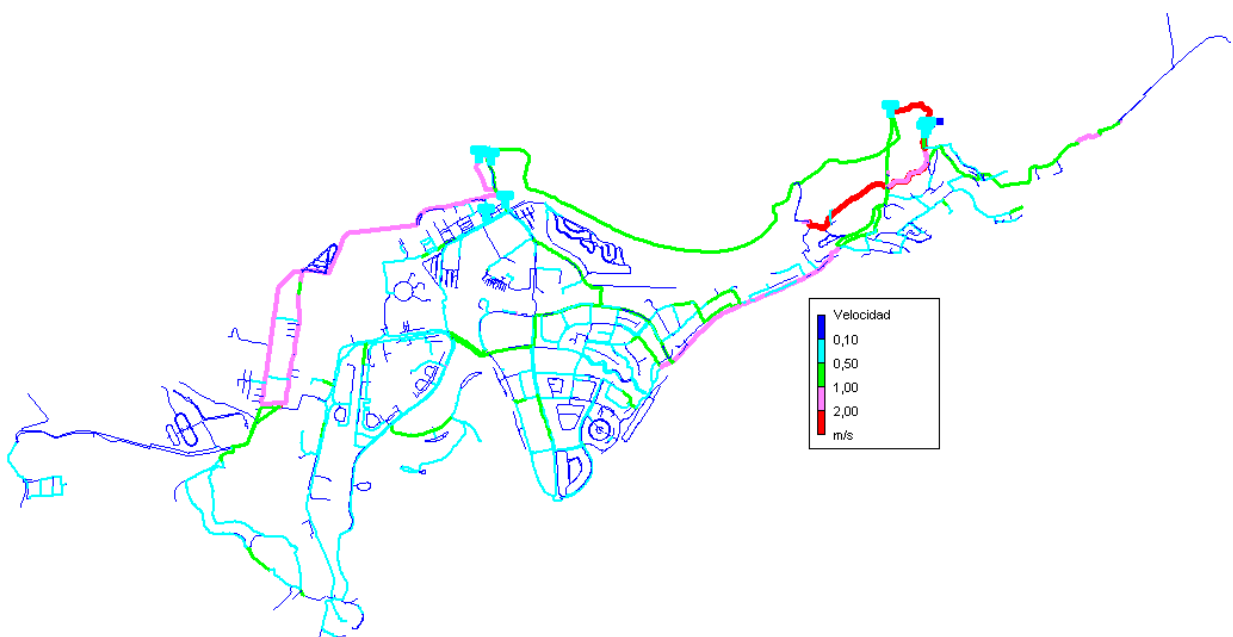


Fig 6 Velocidades en la red a las 09:00h en el día tipo del mes de Mayo

En lo que respecta a la red de transporte se observa como la velocidad es inferior a los 2 m/s, a excepción de la tubería que transporta el agua desde la Desaladora Maspalomas II al depósito Gloria II, cuya velocidad es de 2,19 m/s y la tubería que une los depósitos Gloria II-Gloria III con Gloria I, cuya velocidad es de 2,34 m/s. A pesar de ser velocidades altas y dado que se trata de tuberías de la red de transporte se pueden considerar como aceptables, aunque habrá que tener en cuenta que la pérdida de carga originada en dichas tuberías será considerable.

En cuanto a la red de distribución, se observa como la velocidad de circulación del agua es inferior a 1m/s en todas las conducciones. En algunas de ellas incluso inferior a 0,1 m/s. Esto se debe a que algunas de las tuberías están destinadas a consumos pequeños o a que dichas tuberías no se les ha asignado ningún consumo, por lo que su velocidad es nula. Destacar la zona de Sonneland (POBID 12), en la que las velocidades son relativamente altas (entre 1-2 m/s) ya que se trata de tuberías con diámetros de 200 mm., lo que nos hace pensar que dichas tuberías podrían quedarse insuficientes ante un aumento de la demanda.

La curva de distribución indica que prácticamente el 95% de las tuberías de la red tienen velocidades inferiores a 1m/s, con lo cual es evidente que las pérdidas de carga originadas por las altas velocidades no serán demasiado acusadas.

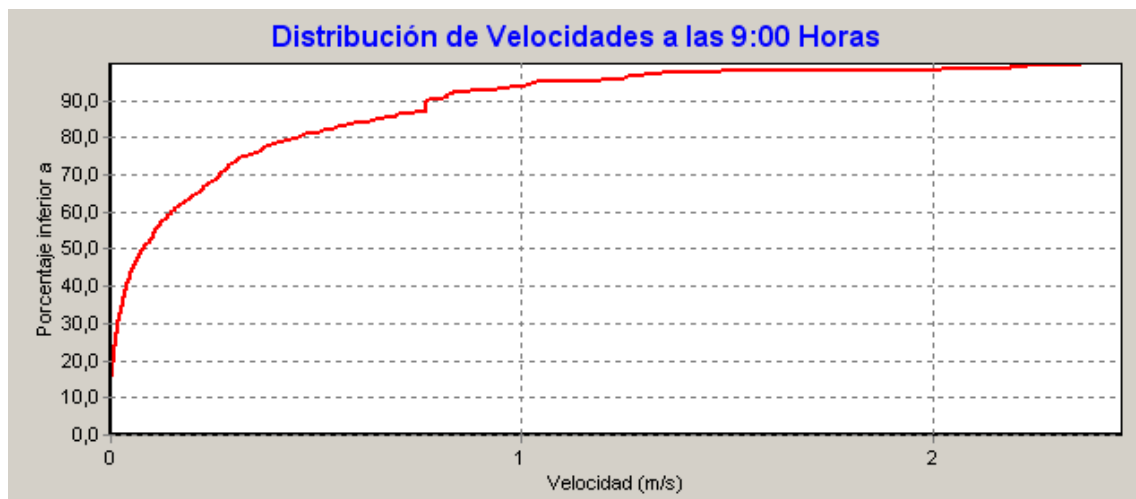


Fig 7 Distribución de velocidades a las 09:00h en el día tipo de Mayo

En definitiva, las velocidades obtenidas a partir del modelo son aceptables, llegando a ser excesivamente bajas en algunas tuberías ramificadas. En estos casos, lo que ocurre es que se infrutiliza la capacidad de transporte de las mismas.

El empleo de herramientas de asignación automática de demandas sobre los nudos del modelo también puede influir en el hecho de que aparezcan velocidades bajas a lo largo de toda la red. En general, esto no resulta tan preocupante en la red real, ya que las velocidades suelen ser siempre algo mayores.

3.5.- Alturas piezométricas y pérdidas de carga unitarias

Tras la simulación, el análisis de las alturas piezométricas en los nudos de la red nos permite obtener conclusiones acerca de la pérdida de carga a lo largo de los tramos más críticos y por tanto, nos ayuda a localizar posibles cuellos de botella existentes donde el flujo de caudal puede llegar a ser excesivo.

Si analizamos el mapa de alturas piezométricas que se da en la hora PUNTA, podemos observar como éstas disminuyen lógicamente en el sentido de la circulación del flujo, es decir, desde los puntos de producción hacia las zonas terminales de la red.

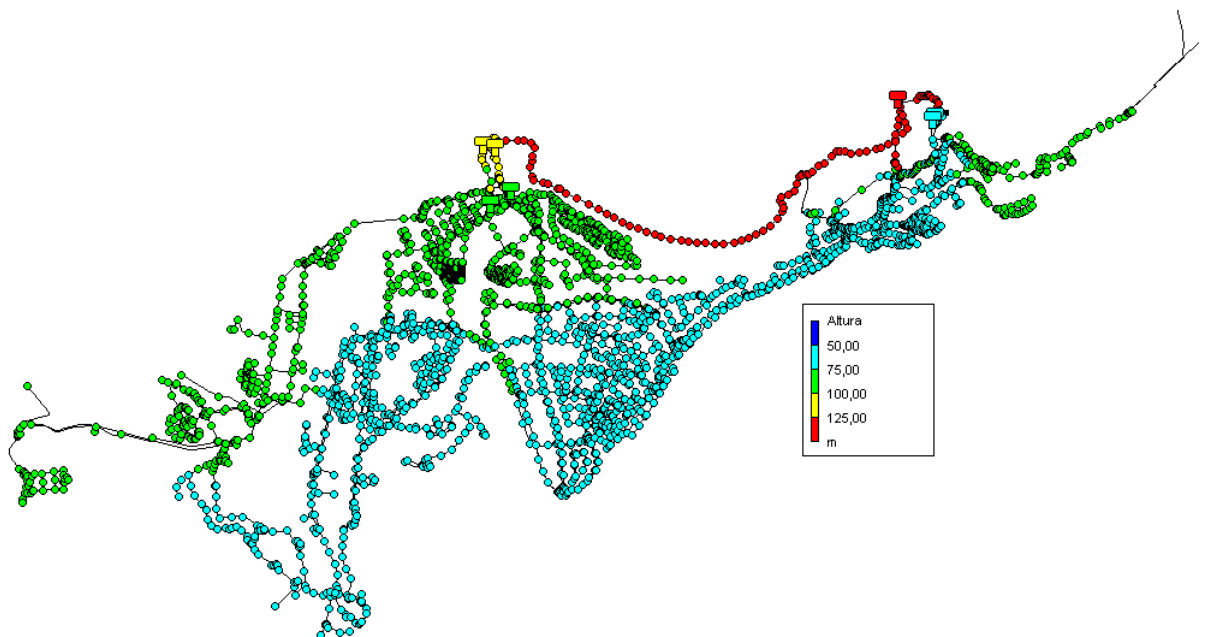


Fig 8 Alturas piezométricas en la red a las 09:00h en el día tipo de Mayo

En general se observan alturas piezométricas considerablemente altas en las zonas más próximas a los depósitos y bastante más bajas en las proximidades a la playa, debido a que los

caudales circulantes y diámetros son menores y por tanto las pérdidas de carga mayores dando como resultado una mayor altura piezométrica.

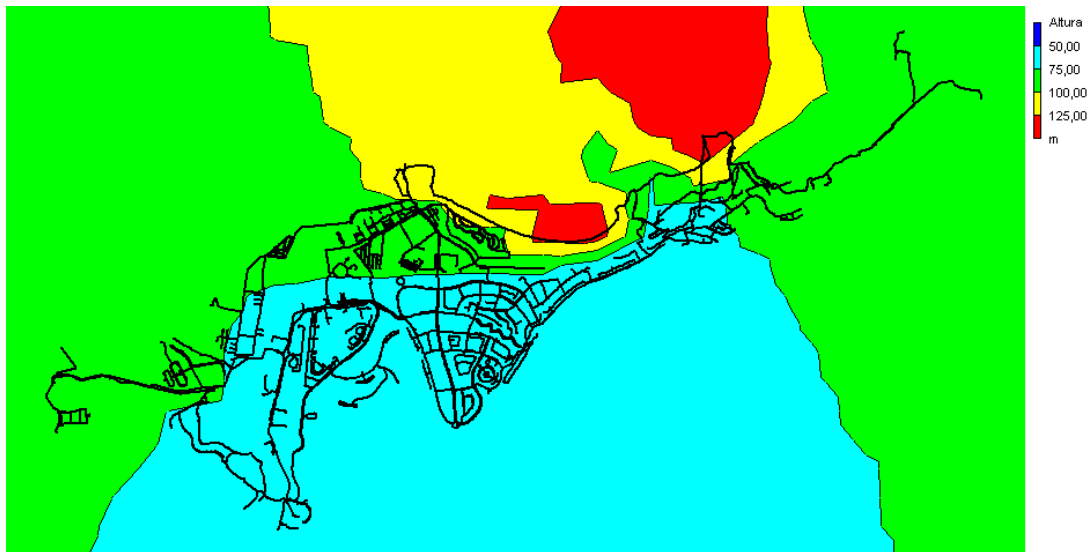


Fig 9 Mapa de isolíneas de alturas piezométricas a las 09:00 h en el día tipo de Mayo

La siguiente gráfica muestra las pérdidas unitarias. Se aprecia como en la mayoría de las tuberías se mantiene una pérdida por debajo de 1 m/km, aunque existen tramos en los que estas pérdidas aumentan considerablemente.

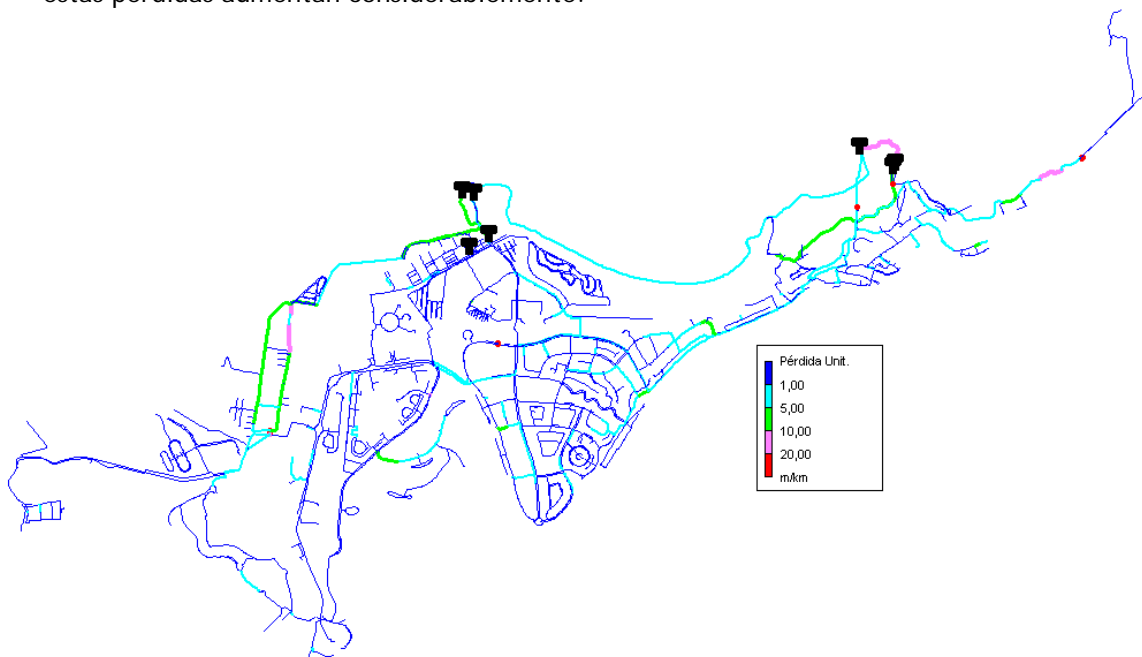


Fig 10 Pérdidas unitarias de carga en la red a las 09:00 h en el día tipo de Mayo

Es conveniente diferenciar las pérdidas de carga originadas en las tuberías de transporte y en las tuberías de distribución, ya que los límites que se consideran como admisibles varían entre

ellas. Para el caso de las tuberías de distribución, el límite se encuentra en 1 m/km, mientras que para las de transporte se admiten pérdidas de 5-20 m/km, dependiendo del diámetro de dichas tuberías.

Aquellos tramos de la red de distribución cuyas pérdidas sean superiores a 1m/km, habrán de ser considerados con especial atención puesto que ante un aumento de la demanda se originarán pérdidas muy importantes pudiendo así afectar la calidad del servicio.

Otra forma de observar las pérdidas unitarias del sistema es mediante la curva de distribución. Podemos observar como alrededor del 90% de las líneas tienen pérdidas de carga inferiores a 2m/Km.

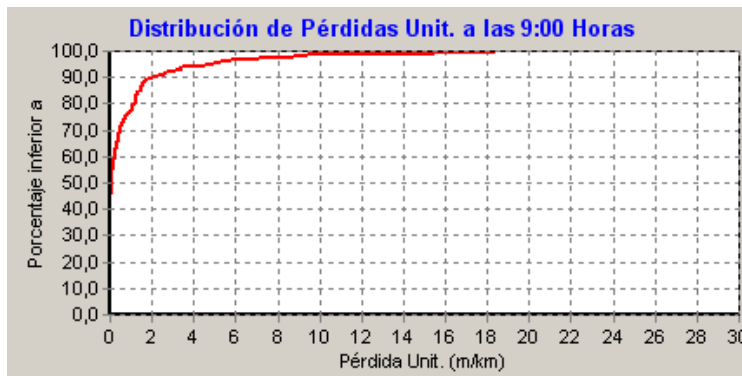
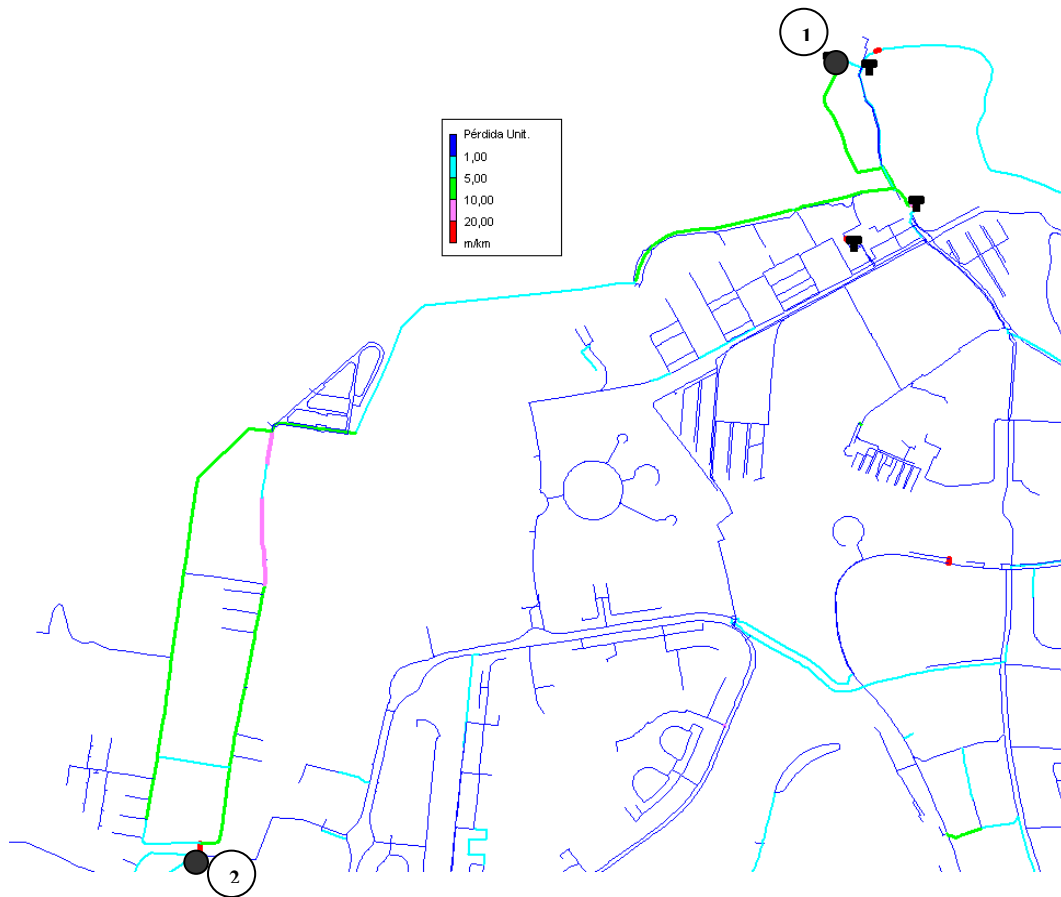


Fig 11 Distribución de pérdidas unitarias en la red a las 09:00 h en el día tipo de Mayo

A continuación se ilustra el trayecto más crítico. De esta manera, se ha podido evaluar la pérdida de carga que se produce a lo largo de de su recorrido:



A lo largo del tramo, podemos observar como hay tuberías cuyas pérdidas de carga son realmente elevadas. A pesar de ser tramos de pequeña distancia, es importante tenerlos localizados ya que constituyen “cuellos de botella” en la red, de manera que ante un aumento de la demanda las pérdidas de estos tramos aumentarán considerablemente pudiendo originar zonas con presiones insuficientes:

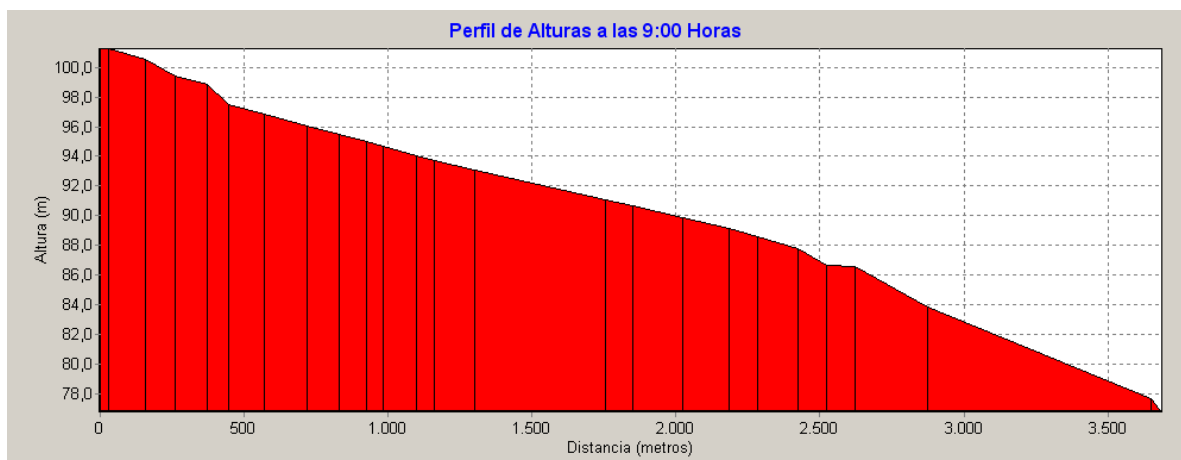


Fig 13 Perfil de alturas piezométricas en uno de los tramos críticos de la red

3. 6.- Distribución de presiones

Por último, aunque no menos importante, otra de las variables principales a analizar cuando se pretende proporcionar un diagnóstico del funcionamiento de la red es el nivel de presiones. En este caso, va a estar fuertemente ligado a la orografía del terreno, de manera que a medida que disminuye la cota del terreno, y por lo tanto nos acercamos a la playa, los nudos de la red estarán sometidos a mayores presiones. Esto se debe a que son las zonas más bajas y puesto que el agua transportada por gravedad desde los depósitos de regulación, entonces alcanzará los mayores valores.

La siguiente gráfica se corresponde con el mapa de presiones de la red de distribución de Maspalomas:

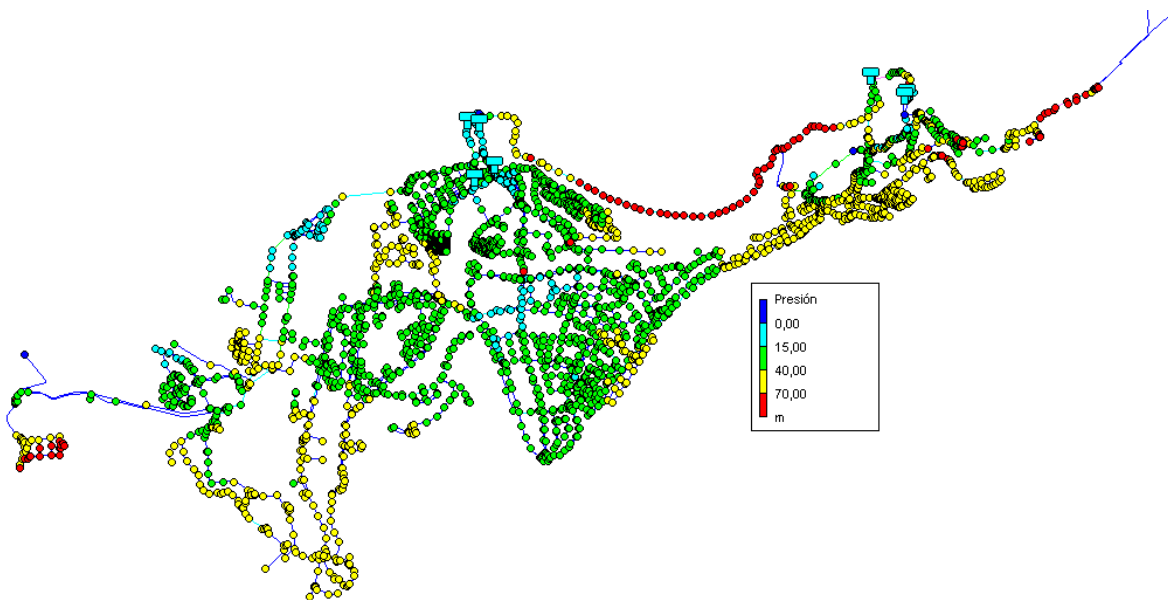


Fig 14 Mapa de presiones a las 09:00h en el día tipo de Mayo

Al analizar la distribución de presiones en la red, se puede afirmar que el sistema de distribución de agua potable de Maspalomas presenta unos niveles de presión considerablemente altos en las zonas más próximas a la playa comprendidos entre 40-70 mca (siendo en algunos casos incluso mayores de 70 mca), mientras que en el resto de la red las presiones están comprendidas entre los 15-40 mca. Destacar la zona de Playa del Inglés, en la que en las horas de mayor consumo se observan nudos con problemas de presiones.

De manera global, podemos observar que el 70% de los nudos se encuentra con presiones entre 15-40 mca.

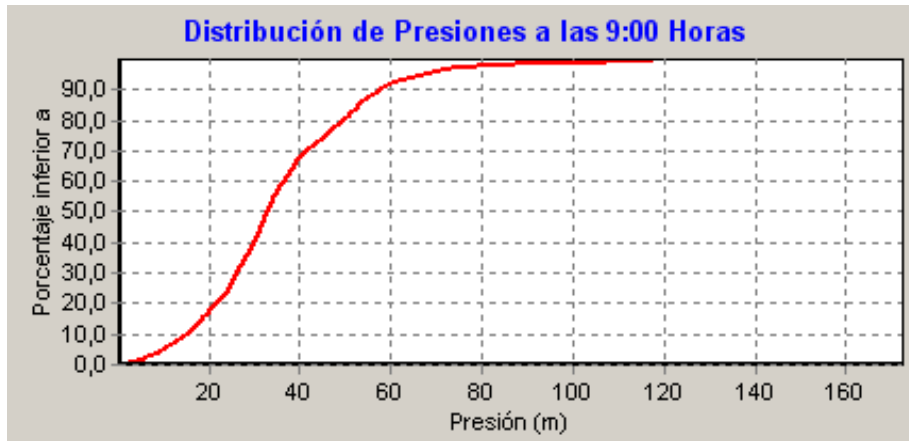


Fig 15 Distribución de presiones en la red a las 09:00h en el día tipo de Mayo

Al igual que las variables anteriores, también podemos representar el mapa de isolíneas de presión de la red de abastecimiento de Maspalomas:

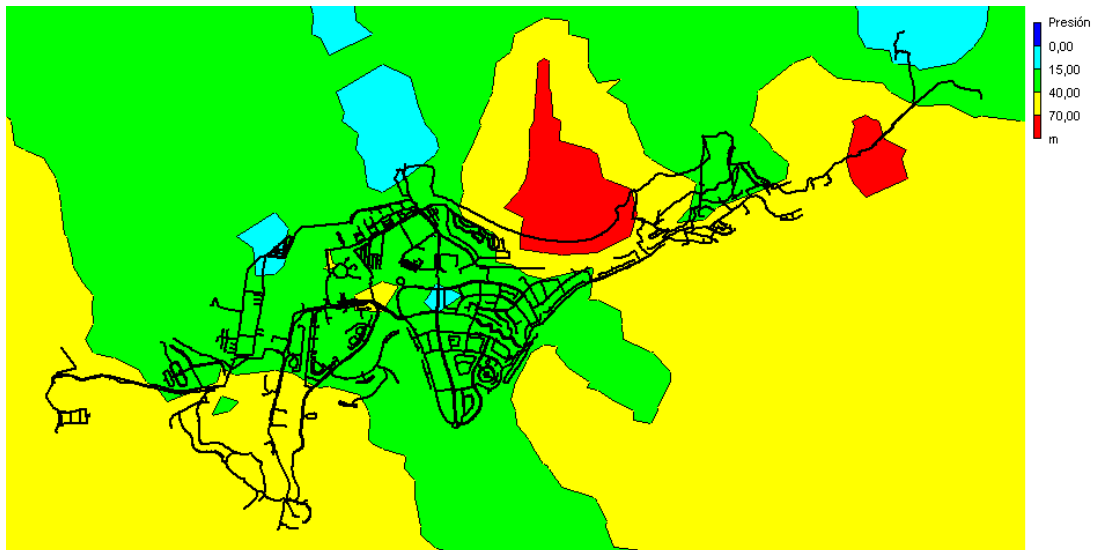


Fig 16 Mapa de isolíneas de presión a las 09:00 horas del día tipo de Mayo

4.- ANÁLISIS DE LA RED EN LA HORA VALLE

4.2.2.- Caudales

Una de las variables a analizar cuando se pretende proporcionar un diagnóstico del funcionamiento de la red es el caudal circulante por las principales arterias del sistema objeto de estudio, y más en concreto de la distribución espacial de dichos caudales y su trayectoria. De este modo quedará de manifiesto qué tuberías son las que transportan mayor cantidad de agua y cuáles son los principales caminos que recorre el agua a lo largo del sistema.

A continuación se muestra la red de Maspalomas clasificada por caudales para la situación de hora VALLE:

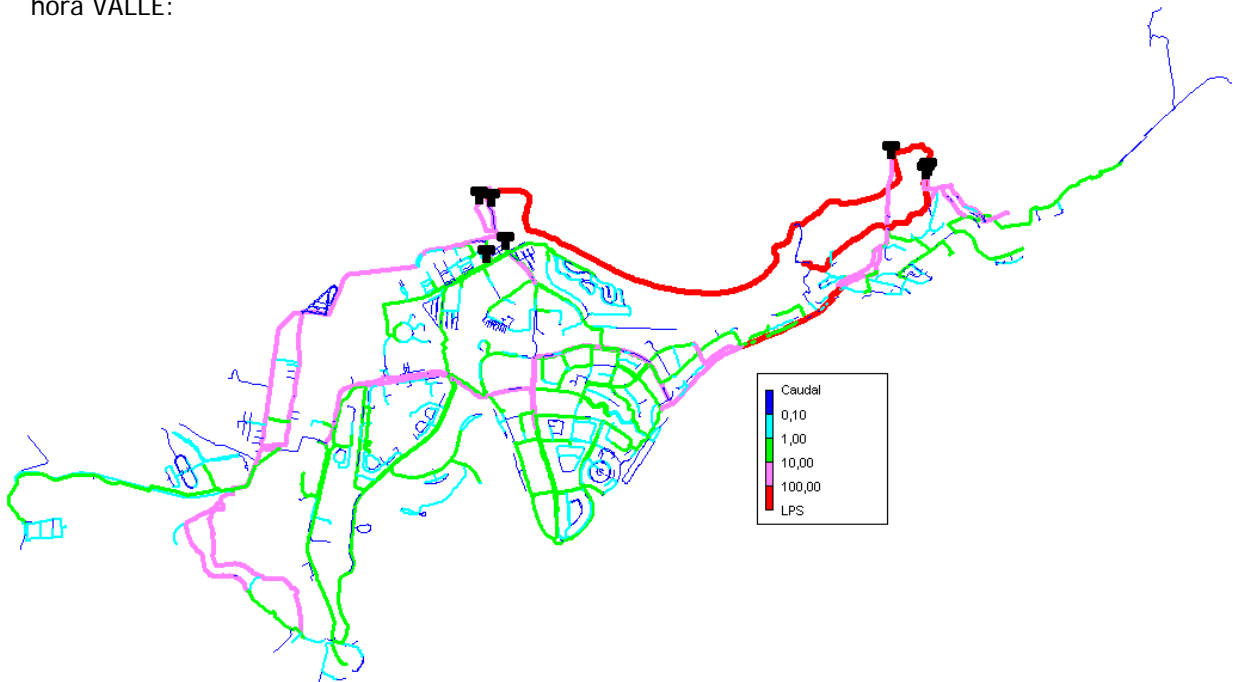


Fig 17 Caudales circulantes durante la hora valle (04:00 horas)

De la figura se desprende que aquellas tuberías con mayor diámetro que conforman la red arterial, son las que transportan mayor volumen de agua por unidad de tiempo. Por el contrario, aquellas con menores diámetros poseen caudales circulantes menores.

En este caso podemos observar como los caudales en las tuberías se han visto reducidos, debido a que el momento de estudio se corresponde con la hora de menor consumo.

El hecho de utilizar herramientas de reparto automático de cargas sobre los nudos del modelo, tiene una repercusión directa en la distribución de caudales a lo largo de las tuberías de la red. En la mayoría de ocasiones las demandas pueden estar más localizadas y menos dispersas con lo cual pueden aparecer discrepancias en los valores absolutos de velocidad y caudal circulante.

Si observamos el gráfico de distribución de caudales en la hora de menor consumo comprobamos que el 90% de los caudales circulantes es inferior a 20 l/s, mientras que en la hora punta el porcentaje era del 80%.

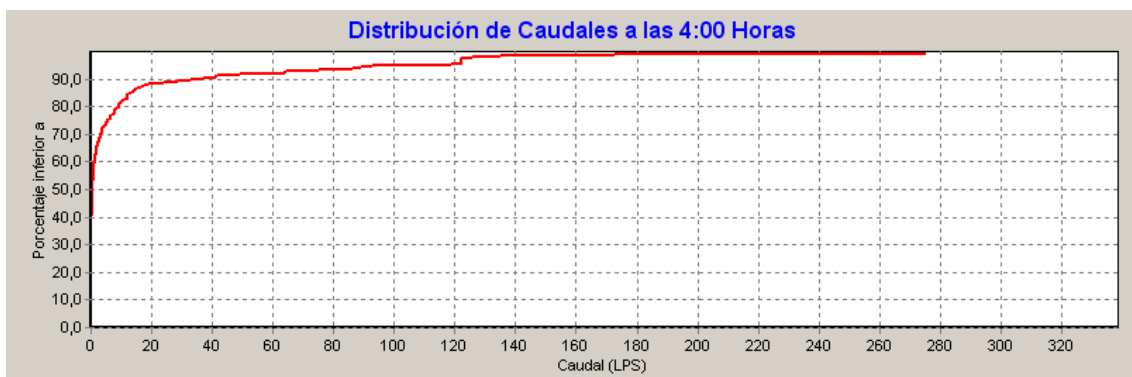


Fig 18 Distribución de caudales en la red a las 04:00 h en el día tipo de Mayo

4.3.- Análisis de velocidades

Tras el análisis del modelo confeccionado para la situación actual, se muestran las velocidades en las tuberías para la hora valle (04:00 am):

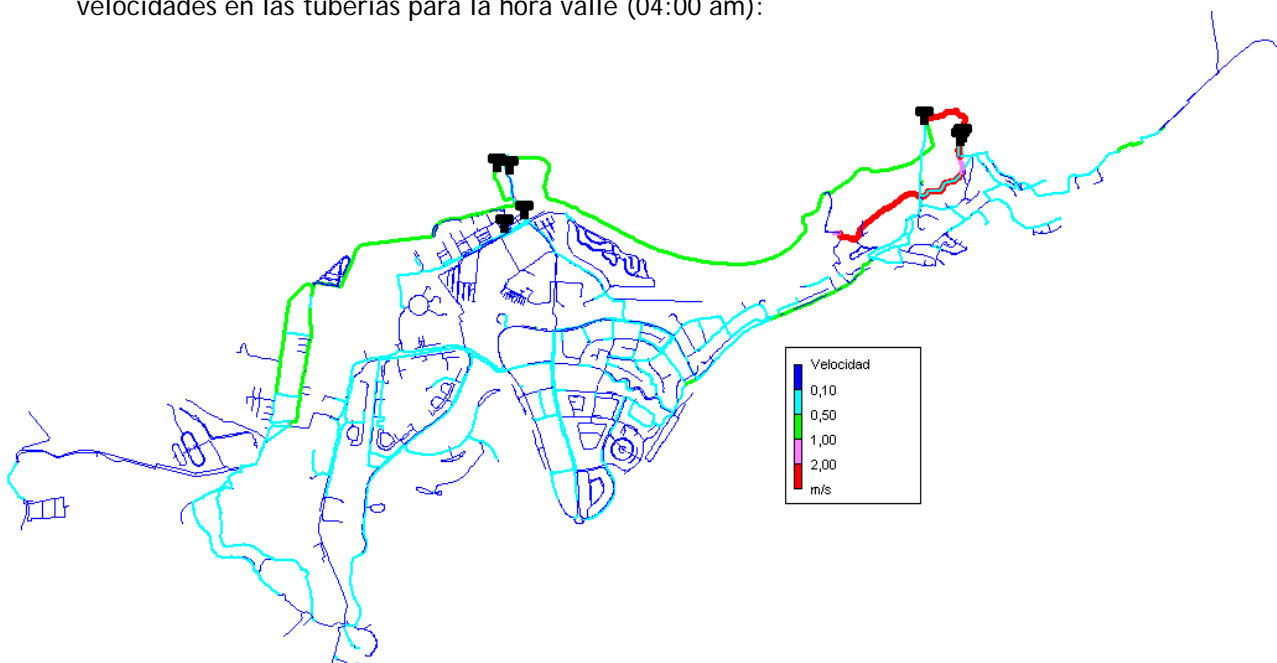


Fig 19 Velocidades en la red a las 04:00h en el día tipo del mes de Mayo

En lo que respecta a la red de transporte se observa como la velocidad en el caso de la hora valle ha disminuido considerablemente, debido a la disminución del consumo. En este caso la velocidad de la red es inferior a los 1 m/s, a excepción de la tubería que transporta el agua desde la Desaladora Maspalomas II al depósito Gloria II, cuya velocidad es de 2,19 m/s y la tubería que une los depósitos Gloria II-Gloria III con Gloria I, cuya velocidad es de 2,44 m/s. A pesar de ser velocidades altas y dado que se trata de tuberías de la red de transporte se pueden considerar como aceptables, aunque habrá que tener en cuenta que la pérdida de carga originada en dichas tuberías será considerable.

En cuanto al resto de la red de transporte y de distribución, se observa como la velocidad de circulación del agua es inferior a 1m/s en todas las conducciones, siendo en muchas de ellas incluso inferior a 0,1 m/s. Esto se debe a que durante la hora valle (04:00) el consumo se reduce considerablemente, siendo en muchos caso prácticamente nulo y por lo tanto velocidades próximas a cero.

La curva de distribución indica que prácticamente el 98% de las tuberías de la red tienen velocidades inferiores a 1m/s.

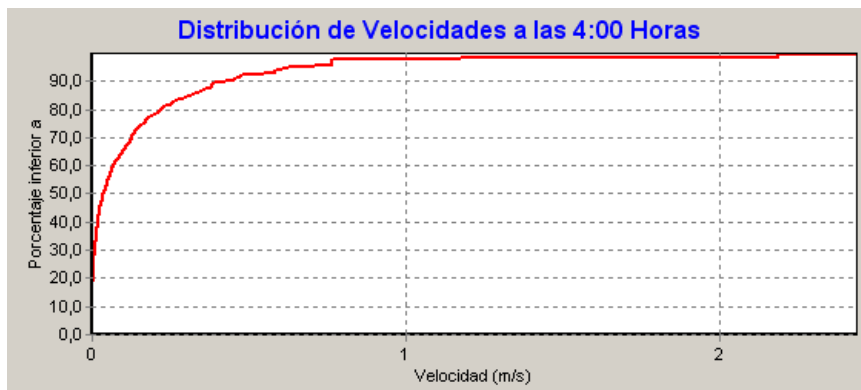


Fig 20 Distribución de velocidades a las 04:00h en el día tipo de Mayo

En definitiva, las velocidades obtenidas a partir del modelo son aceptables, llegando a ser excesivamente bajas en algunas tuberías ramificadas. En estos casos, lo que ocurre es que se infrutiliza la capacidad de transporte de las mismas.

El empleo de herramientas de asignación automática de demandas sobre los nudos del modelo también puede influir en el hecho de que aparezcan velocidades bajas a lo largo de toda la

red. En general, esto no resulta tan preocupante en la red real, ya que las velocidades suelen ser siempre algo mayores.

4.4.- Alturas piezométricas y pérdidas de carga unitarias

Tras la simulación, el análisis de las alturas piezométricas en los nudos de la red nos permite obtener conclusiones acerca de la pérdida de carga a lo largo de los tramos más críticos y por tanto, nos ayuda a localizar posibles cuellos de botella existentes donde el flujo de caudal puede llegar a ser excesivo.

Si analizamos el mapa de alturas piezométricas que se da en la hora VALLE, podemos observar como éstas disminuyen lógicamente en el sentido de la circulación del flujo, es decir, desde los puntos de producción hacia las zonas terminales de la red.

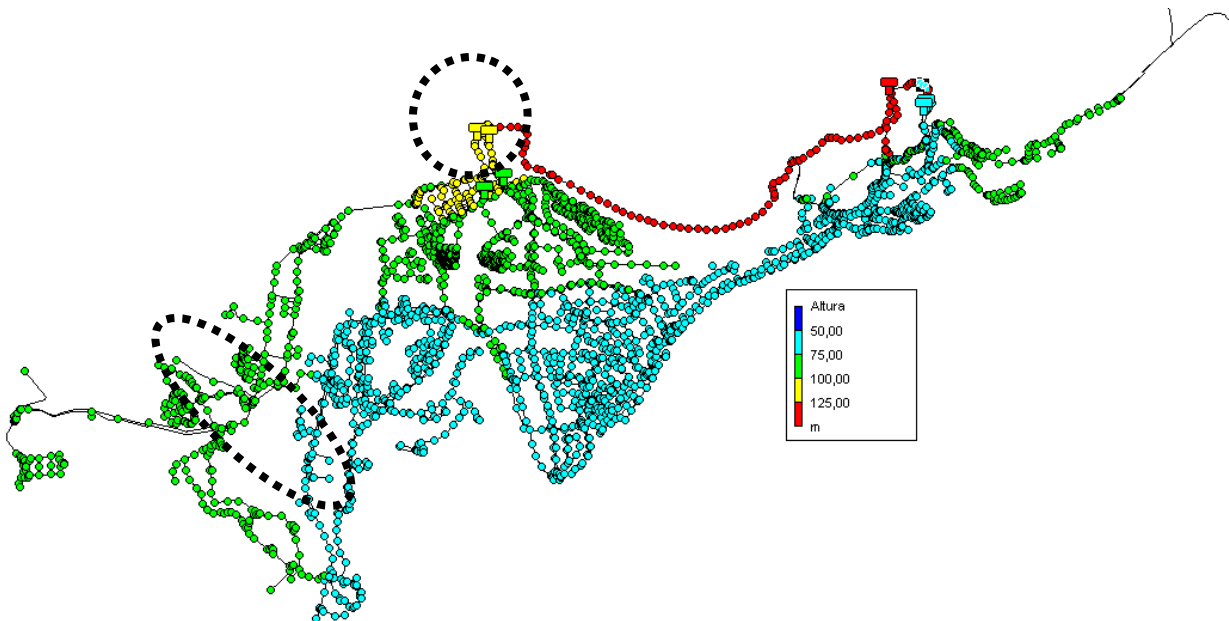


Fig 21 Alturas piezométricas en la red a las 04:00h en el día tipo de Mayo

El mapa de alturas piezométricas resultante, es prácticamente igual al obtenido en la hora punta, de manera que obtenemos alturas piezométricas considerablemente altas en las zonas más próximas a los depósitos y bastante más bajas en las proximidades a la playa. La principal se observa en las zonas puntuadas en el gráfico anterior, siendo en este caso mayores debido a que las pérdidas originadas son menores ya que el caudal consumido es también menor.

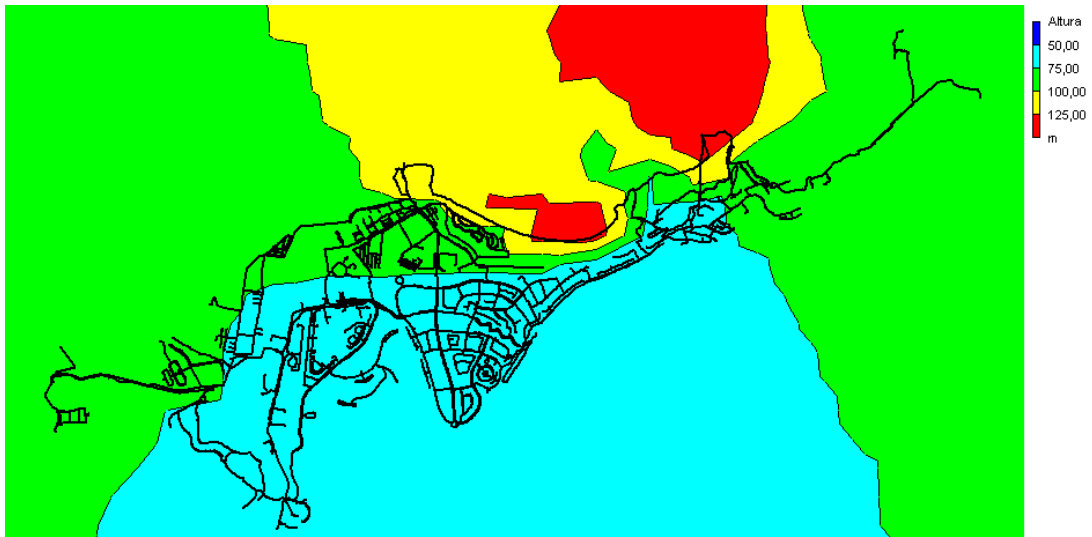


Fig 32 Mapa de isolíneas de alturas piezométricas en la red a las 04:00 h en el día tipo de Mayo

La siguiente gráfica muestra las pérdidas unitarias. Se aprecia como en la mayoría de las tuberías, al igual que en el caso de la hora punta, se mantiene una pérdida por debajo de 1 m/km.

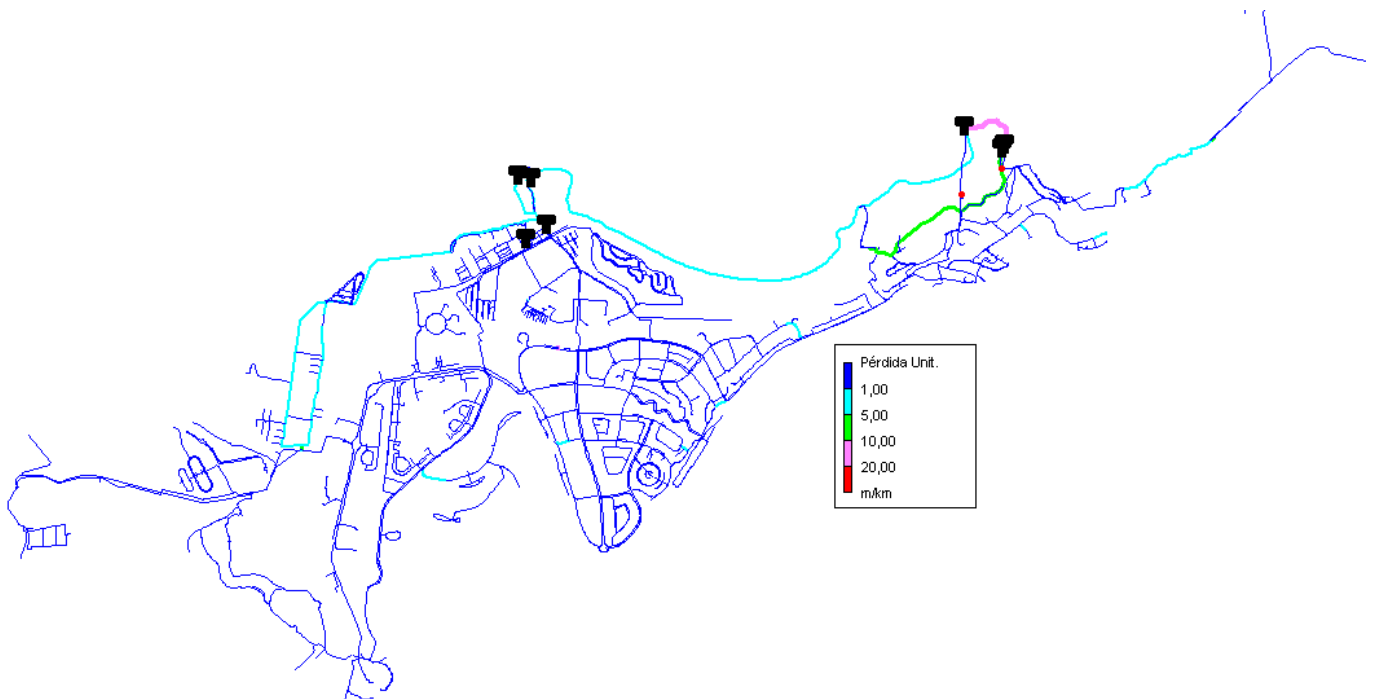


Fig 23 Pérdidas unitarias de carga en la red a las 04:00 h en el día tipo de Mayo

Únicamente tenemos pérdidas mayores a 1m/km, en las conducciones que unen los depósitos entre sí, en la tubería de transporte que parte de Lomo III y en la tubería que va de la Desaladora Maspalomas II al depósito Gloria II.

Otra forma de observar las pérdidas unitarias del sistema es mediante la curva de distribución. Podemos observar como alrededor del 98% de las líneas tienen pérdidas de carga inferiores a 2m/km.

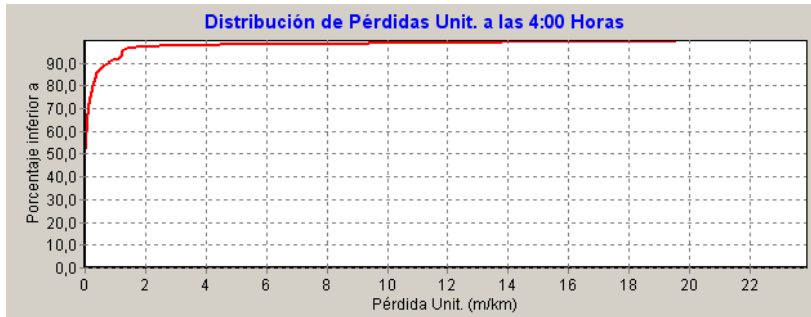


Fig 24 Distribución de pérdidas unitarias en la red a las 04:00 h en el día tipo de Mayo

4.5.- Distribución de presiones

Durante la hora valle, el objetivo del estudio de las presiones se debe a que como nos encontramos en la hora de menor consumo, las presiones alcanzarán los valores máximos.

La siguiente figura muestra las presiones resultantes en la red a las 04:00 horas:

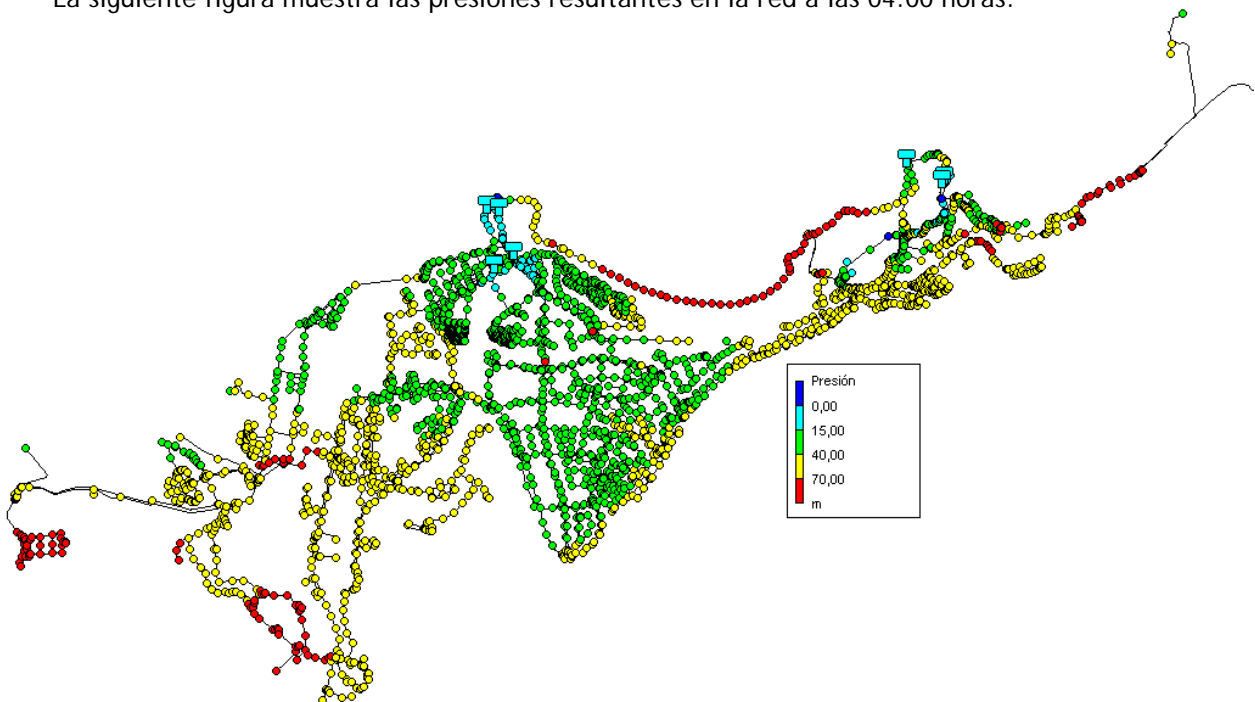


Fig 25 Mapa de presiones a las 04:00h en el día tipo de Mayo

En este caso podemos observar, como el número de nudos con presiones mayores a 70 mca ha aumentado considerablemente respecto a la hora punta. En algunos casos, dichas presiones pueden verse reducidas únicamente abriendo determinados válvulas en la red y cerrando otras, de manera que podríamos reducir considerablemente dichos niveles de presión.

Conviene recordar, que el tener presiones altas no es un índice de calidad del servicio, sino lo contrario, ya que lo que me provocan es un aumento de las fugas reduciendo así el rendimiento del sistema.

Con la siguiente figura, podemos observar como en este caso pasamos del 70% al 60% de nudos con presiones entre 15-40 mca.

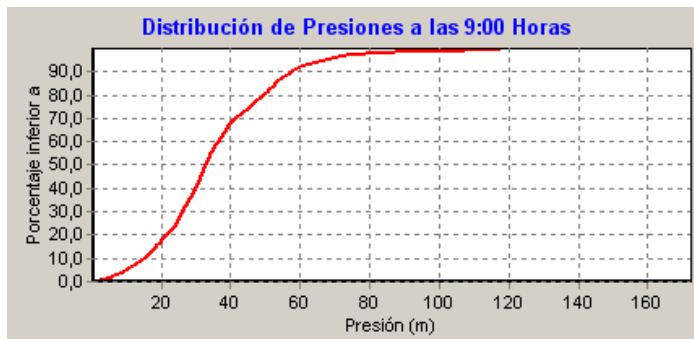


Fig 26 Distribución de presiones en la red a las 04:00h en el día tipo de Mayo

Al igual que las variables anteriores, también podemos representar el mapa de isolíneas de presión de la red de abastecimiento de Maspalomas:

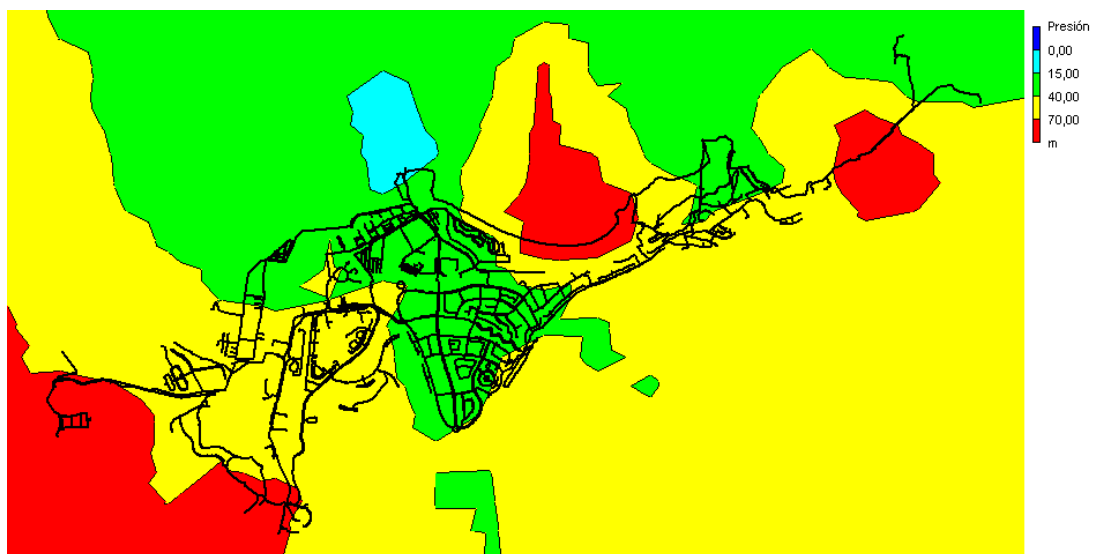


Fig 27 Mapa de isolíneas de alturas piezométricas a las 04:00 h en el día tipo de Mayo

5.- ANÁLISIS DINÁMICO DE LA RED

En los apartados anteriores se ha llevado a cabo un análisis estático de la red de manera que las distintas características hidráulicas han sido estudiadas para 2 momentos determinados: hora punta y hora valle.

En este caso, el objetivo es analizar el comportamiento en los nudos y líneas del sistema a lo largo de las 24 horas. De esta manera podremos caracterizar con mayor precisión el funcionamiento de la red y ver como evolucionan a lo largo del día los distintos parámetros.

5.1.- Rangos de presión

En la siguiente figura podemos observar los incrementos de presión que experimenta cada uno de los nudos del sistema a lo largo del día.

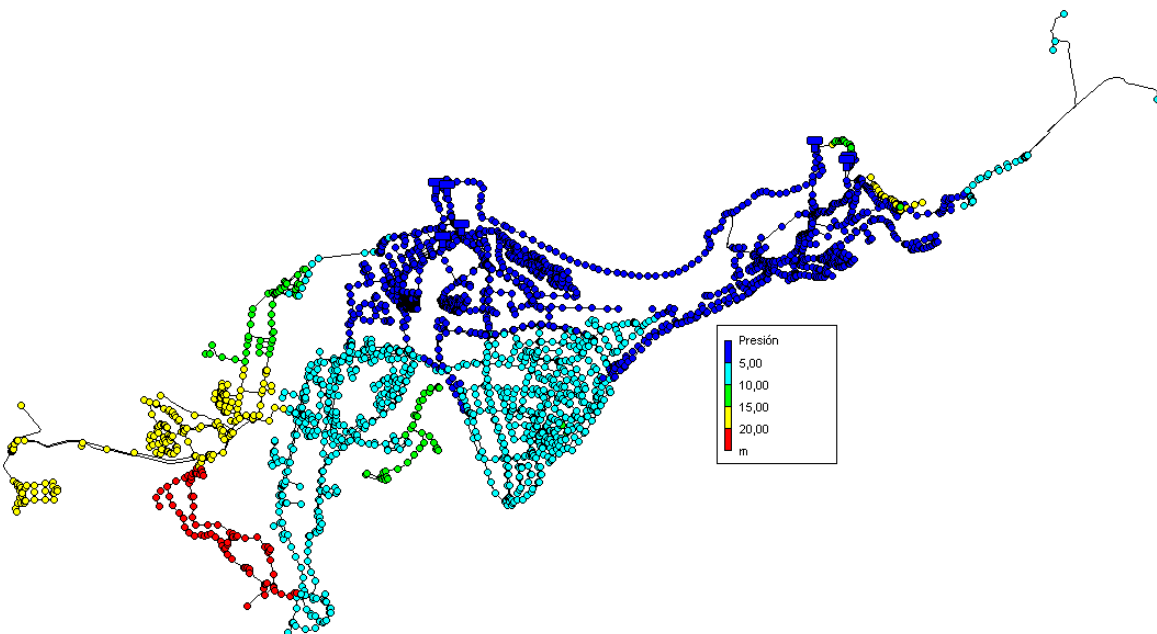


Fig 28 Mapa de rangos de presión durante el día tipo elegido

Estos incrementos de presión en los nudos a lo largo de un día no son favorables, ya que someter a las tuberías a esfuerzos variables afecta a las características mecánicas de la misma, de manera que su deterioro se verá adelantado considerablemente. Para la red de Maspalomas, podemos observar como tenemos un gran número de nudos, cuyo rango de presión es mayor de 10 mca, pudiendo incluso superar los 20 mca entre el momento del día con mayor presión y el de menor presión.

La siguiente gráfica nos muestra el porcentaje de los rangos de presión experimentados en los nudos del sistema. Podemos comprobar como el 80% de los nudos tienen variaciones de presión menores de 8 mca.

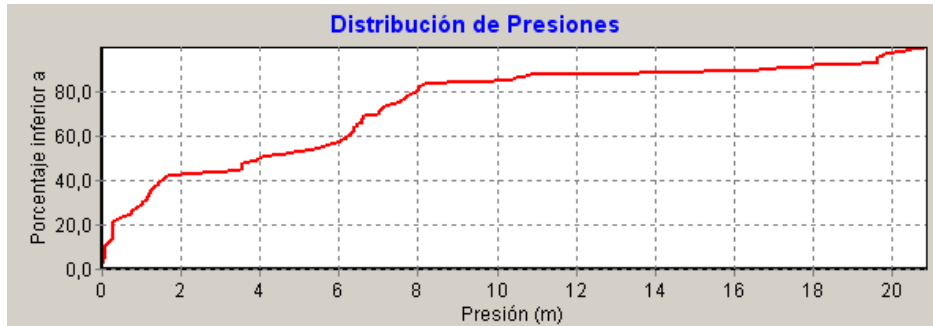


Fig 29 Distribución del rango de presiones en la red para el día tipo elegido

5.2.- Rangos de caudales

La siguiente figura nos muestra el rango de caudales que circula por cada una de las tuberías a lo largo del día, siendo la consecuencia de la mayor o menor demanda del sistema según la hora del día.



Fig 30 Rango de caudales circulantes durante el día tipo elegido

En el siguiente esquema de la red podemos observar cuales es el caudal máximo circulante por cada una de las tuberías del sistema. Como cabe esperar el resultado es muy similar al obtenido en la hora de mayor punta, ya que es la hora con mayor consumo y por lo tanto con mayor circulación de caudal.

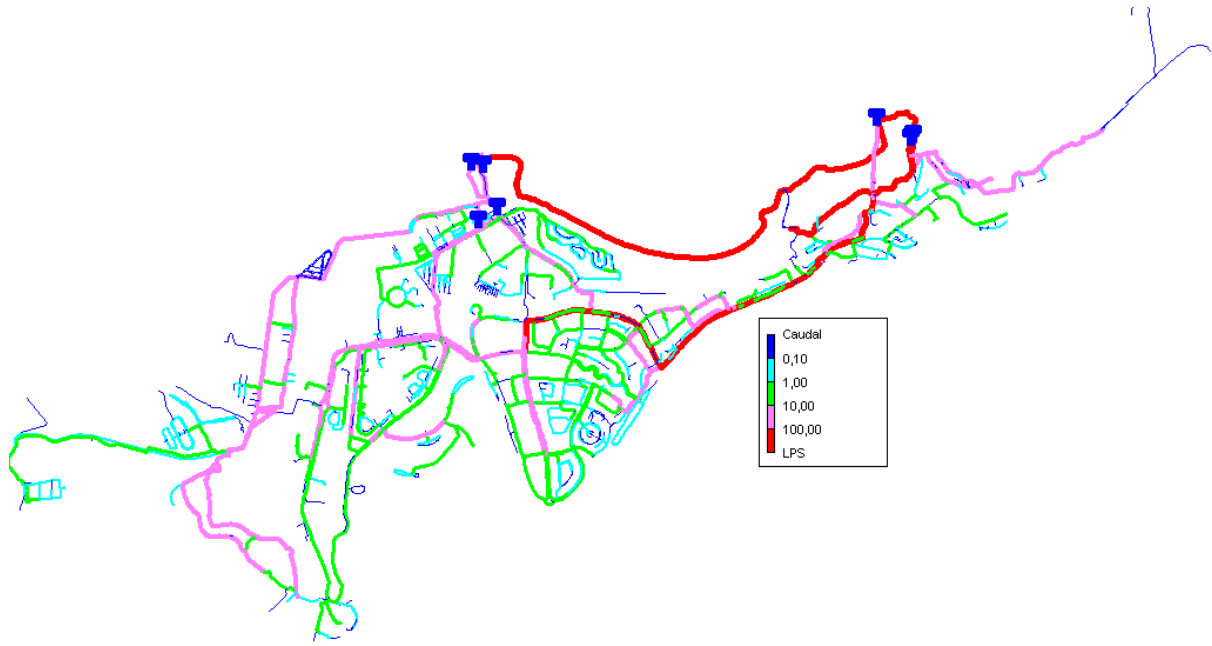


Fig 31 Caudales máximos circulantes en la red de abastecimiento en el día tipo elegido

6.- CONCLUSIONES

A modo de resumen podemos extraer las siguientes conclusiones del análisis de la situación actual del abastecimiento de Maspalomas:

- La red de transporte presenta un diseño fundamentalmente ramificado, mientras que el de la red de distribución es mallado-ramificado.
- La zona de Bahía Feliz (POBID 2), situada en la parte más oriental y que supone el extremo de la red está formada por un diámetro PE 63mm. de manera que se generan pérdidas de carga muy elevadas (entre 5-10 m/km). Igualmente, siendo el extremo de la red la red se nos quedaría insuficiente ante un aumento futuro de las demandas.
- En la zona de Sonneland (POBID 12) y Pedraza (POBID 13) se tienen pérdidas unitarias entre 6-10 m/km siendo estas demasiado elevadas.
- El nivel de presiones en el momento de mayor consumo hace que determinadas áreas de la zona de Playa del Inglés, San Fernando (POBID 7) así como en Sonneland (POBID 12) queden con presiones bajas (inferiores a los 15 mca), que aunque no es alarmante en la actualidad podría generar problemas a corto plazo con la ampliación y ejecución de nuevas áreas residenciales.
- El rendimiento de la red en la actualidad es bastante bueno, aunque si no se realiza un buen mantenimiento de la red y un buen control del número de abonados este rendimiento se reducirá rápidamente.

ANEXO 3

ESTUDIO DETALLADO DE CADA UNO DE LOS
SECTORES

1.- INTRODUCCIÓN

SECTOR 1. SALIDA DE LOMO III

En la siguiente imagen podemos observar las tuberías que formar el Sector 1, con sus diámetros correspondientes:

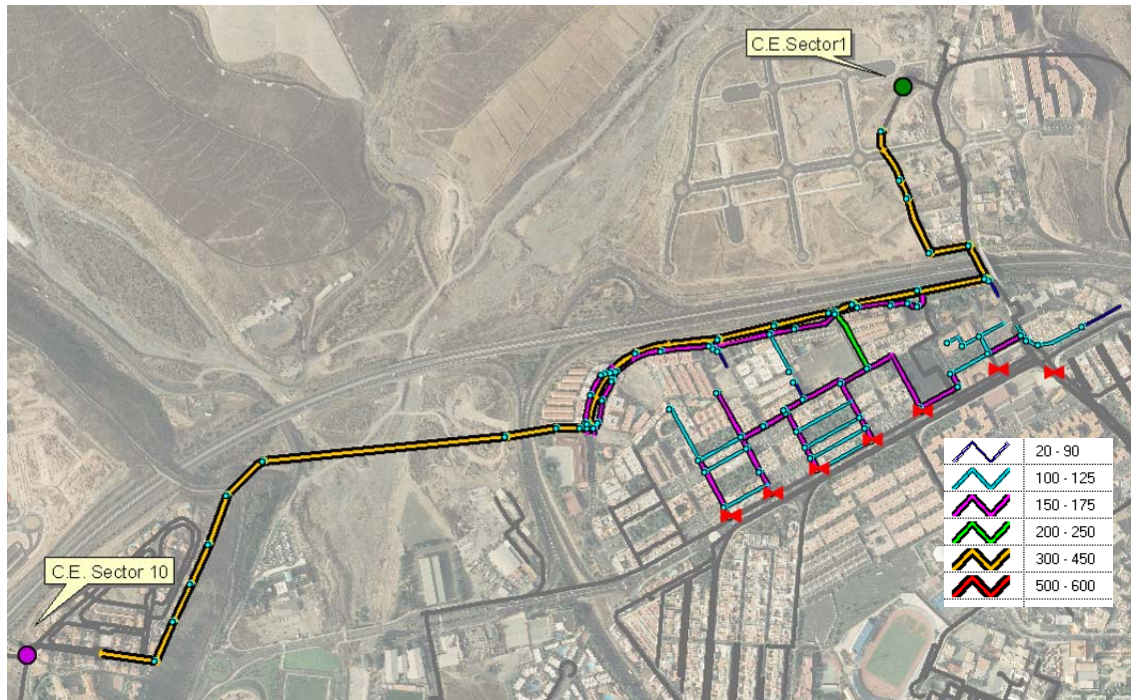


Fig 1 Tuberías del Sector 1

Y en la siguiente tabla, las tuberías del sector agrupadas por diámetros.

Diámetro (mm)	Longitud (m)
32	80,2
63	138,3
100	1309,9
150	2106,1
200	123,6
300	2467,9

Como se mencionó en el apartado de análisis del sistema, los diámetros predominantes en el sistema son el 100, 150 y 200 mm.

Características del Sector

Las características principales que definen el sector son:

- Cota máxima.- 93,92 m
- Cota mínima.- 41,36 m

- Cota media.- 74,67 m
- Desnivel.- 52,56 m
- Nº acometidas.- 112
- Consumo.- 169.547 m³/año (1,59% del total)
- Longitud tubería.- 6.226 m

Destacar que el Sector 1 inicia en el Depósito Lomo III. Presenta un único punto de entrada a través de la tubería que sale de dicho depósito, la cual tiene un diámetro de 300 mm. Al final del mismo tenemos el sector 10. Por lo tanto el consumo del Sector 1 será la lectura del caudalímetro a la salida del depósito Lomo III menos la lectura del caudalímetro a la entrada del DMA 10.

El caudal de entrada y salida al sector está ilustrado en la siguiente gráfica:

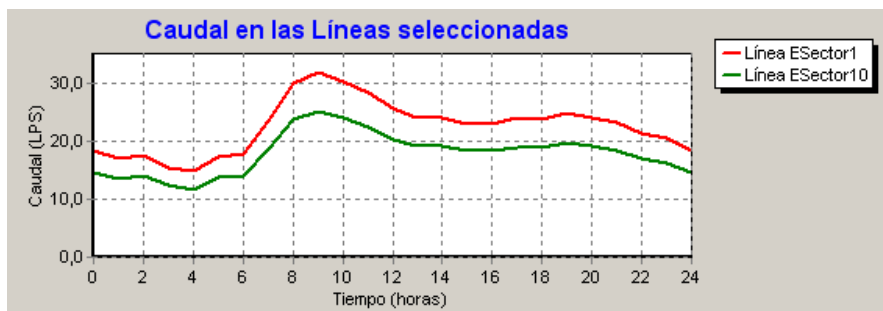


Fig 2 Caudales de entrada y de salida en el Sector 1

Hay que tener en cuenta que el caudal consumido por el Sector 1, es una pequeña parte respecto al caudal que circula por el caudalímetro de entrada, ya que como se mencionó anteriormente, la salida del Sector 1 abastece a los sectores 10 y 11 respectivamente. Por tanto, el error obtenido a la hora de calcular el consumo del Sector 1, por diferencia de lecturas entre el caudalímetro de entrada y el de salida puede ser considerable ya que estaríamos acumulando los errores de ambos caudalímetros.

El tramo de tubería principal que recorre el sector de inicio a fin, uniendo los caudalímetros de entrada y salida respectivamente tiene una pérdida de carga muy baja, siendo inferior a 1m/Km.

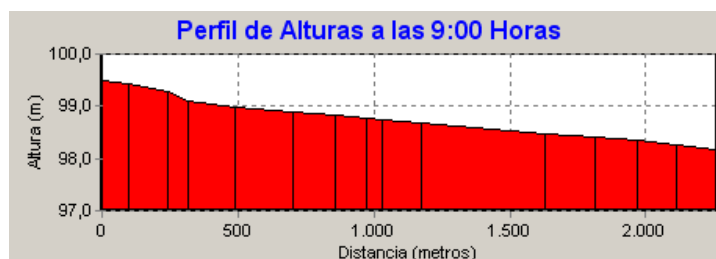


Fig 3 Perfil de alturas piezométricas

En el resto de tuberías del sector la pérdida de carga es también inferior a 1 m/Km.

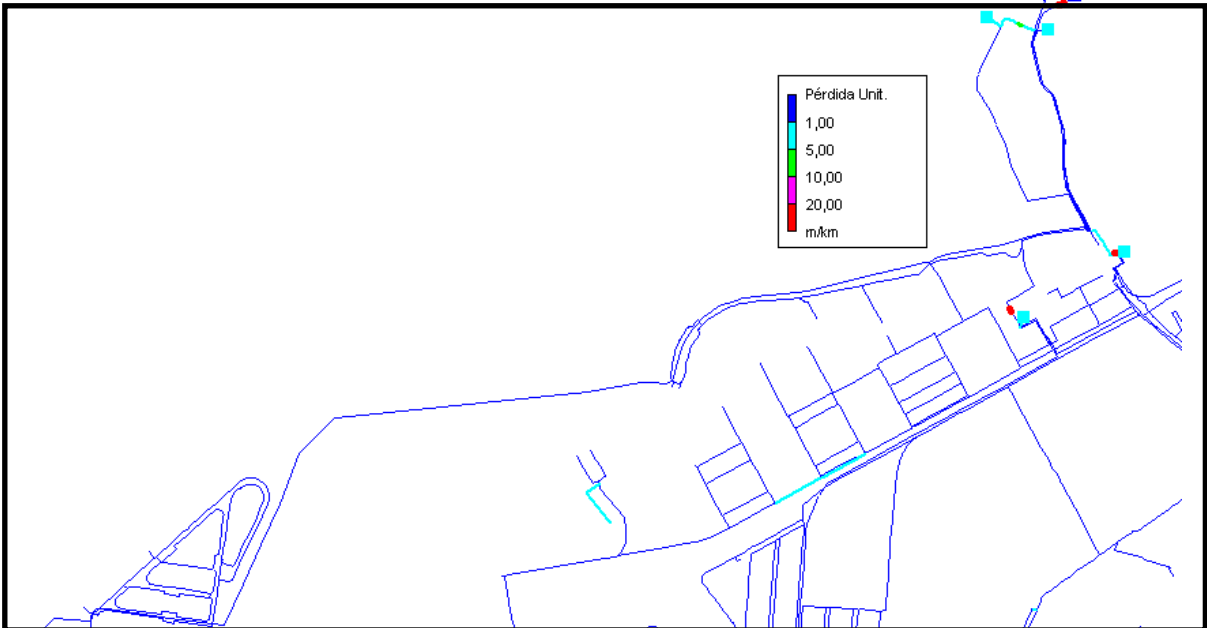


Fig 4 Pérdida de carga en las tuberías del Sector 1

En la siguiente figura podemos ver los resultados obtenidos en EPANET en los nudos y tuberías del Sector.

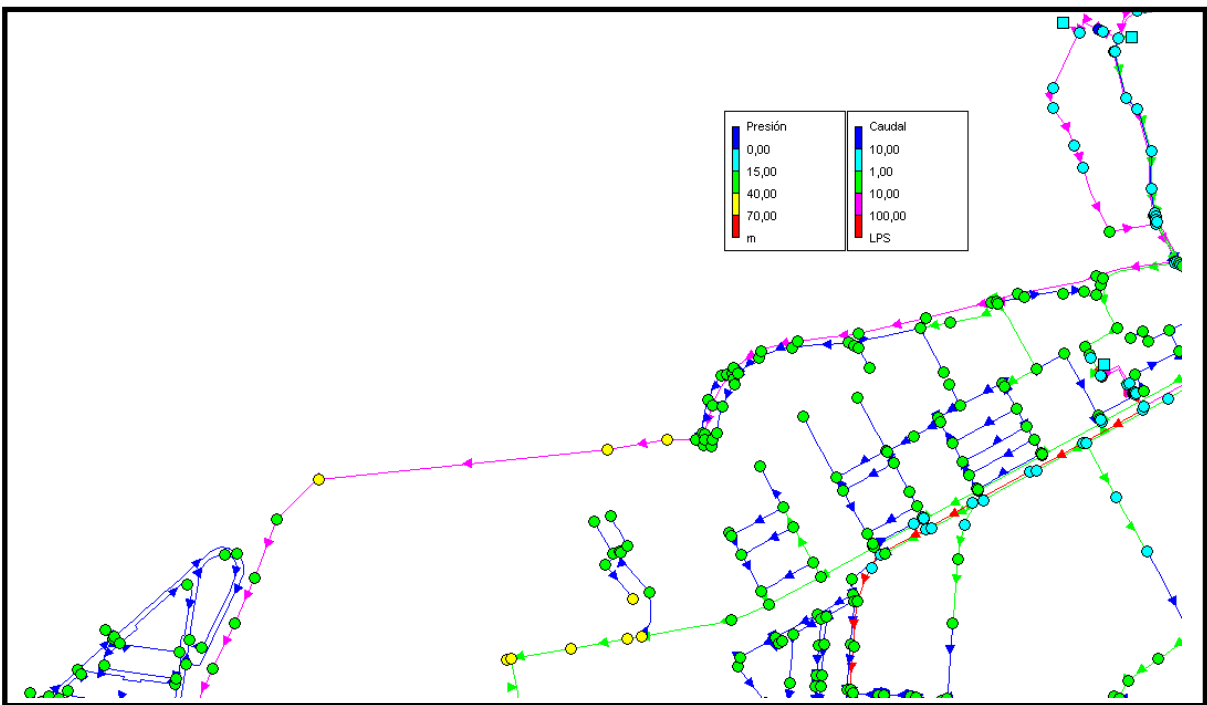


Fig 5 Presiones en los nudos del Sector 1

Según se observa en la figura anterior, la práctica totalidad de los nudos del sistema se encuentran con presiones entre los 15-40 mca. La tubería principal del sector, se encuentra marcada de color magenta.

SECTOR 10. ZONA DE SONNELAND

En la siguiente imagen podemos observar las tuberías que forman el Sector 1, con sus diámetros correspondientes:

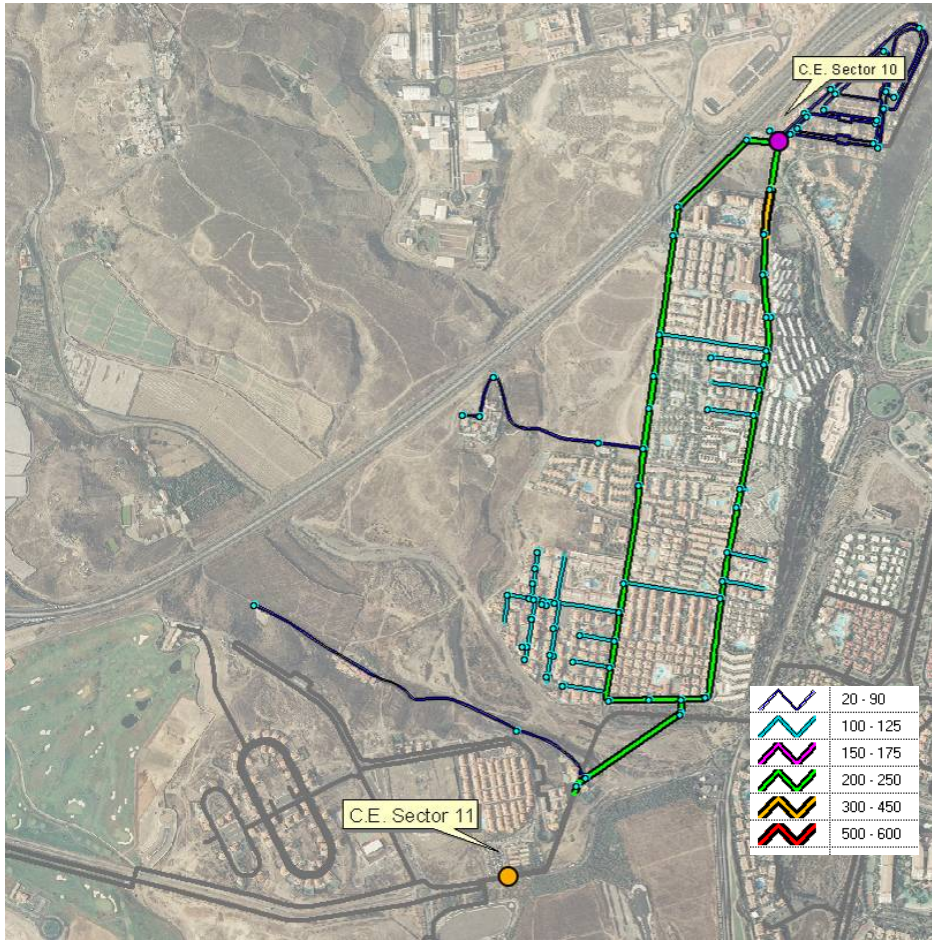


Fig 6 Tuberías del Sector 10

Y en la siguiente tabla, las tuberías del sector agrupadas por diámetros.

Diámetro (mm)	Longitud (m)
32	85,6
63	1376,1
90	2384,9
100	2106,1
200	123,6
300	2467,9

Como se mencionó en el apartado de análisis del sistema, los diámetros predominantes en el sistema son el 100, 150 y 200 mm.

Características del Sector

Las características principales que definen el sector son:

- Cota máxima.- 81,85 m
- Cota mínima.- 21,33 m
- Cota media.- 52,20 m
- Desnivel.- 60,52 m.
- N° abonados.- 153
- Consumo.- 466.200 m³/año (7,64% del total)
- Longitud tubería.- 9.049 m

Destacar que el Sector 10 inicia tras el Sector 1 y que la salida del Sector 10 supone el inicio del Sector 11.

Presenta un único punto de entrada a través de la tubería *ESector 10* de 300 mm de diámetro y una tubería de salida de 200 mm..

El caudal de entrada y salida al sector está ilustrado en la siguiente gráfica:

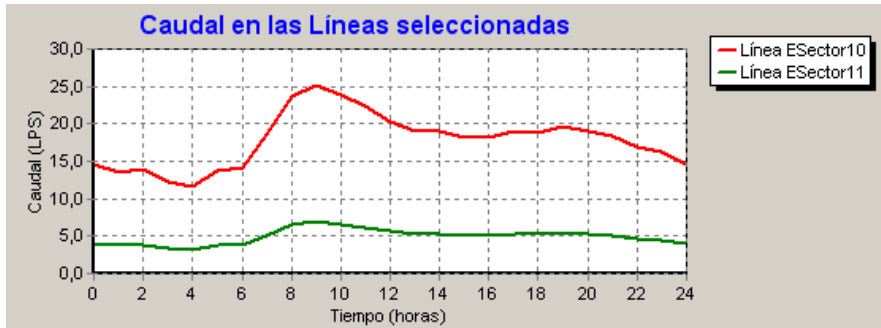


Fig 7 Caudales de entrada y salida en el sector 10

Cabe mencionar la misma explicación que para el Sector 1, referente al error cometido a la hora de calcular el caudal consumido por el sector.

El tramo de tubería principal que recorre el sector de inicio a fin, uniendo los caudalímetros de entrada y salida respectivamente tiene una pérdida de carga muy baja, siendo alrededor de 1m/Km.

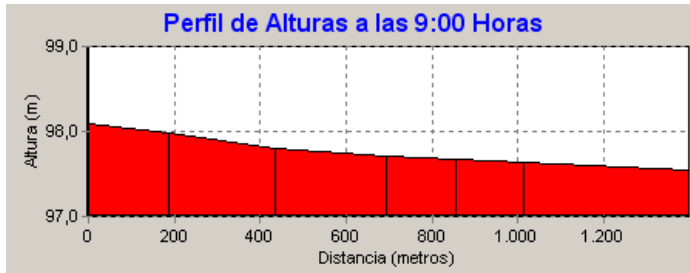


Fig 8 Perfil de alturas piezométricas en tubería del sector 10

En la siguiente imagen podemos ver los resultados obtenidos en EPANET en los nudos y tuberías del Sector.

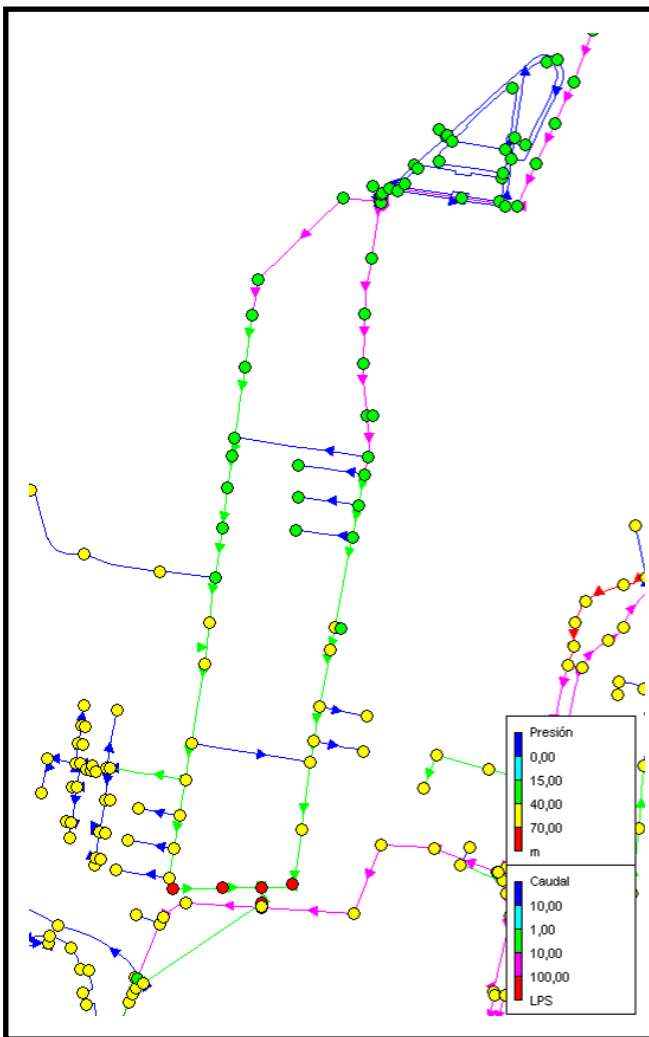


Fig 9 Presiones en los nudos del sector 10

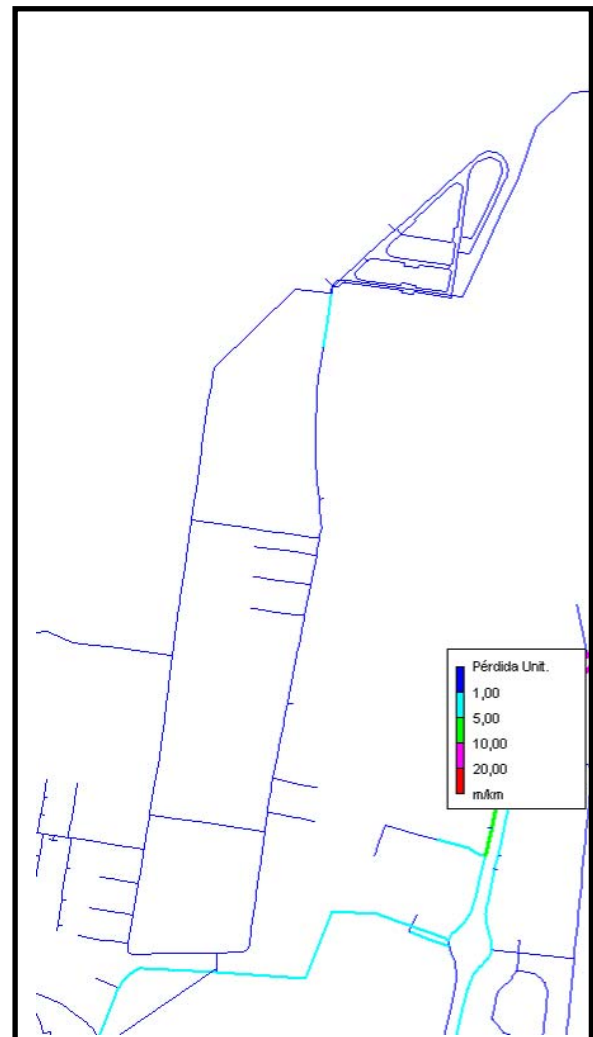


Fig 10 Pérdidas carga líneas sector 10

Se observa como a medida que avanza el flujo aumentan las presiones, debido a la orografía del terreno. Las pérdidas unitarias son en todo el sector menores a 1 m/Km.

SECTOR 11.- ZONA MELONERAS (PARTE MÁS OCCIDENTAL)

En la siguiente imagen podemos observar las tuberías que formar el Sector 1, con sus diámetros correspondientes:



Fig 11 Tuberías del Sector 11

Y en la siguiente tabla, las tuberías del sector agrupadas por diámetros.

Diámetro (mm)	Longitud (m)
50	780,2
63	1158,3
100	324,3
125	291,9
150	6674,2
200	516,1
300	2115,7

En este caso los diámetros predominantes corresponden a los de calibre 150 y 300 mm.. debido a que está formada por una tubería de transporte de gran longitud, llegando de esta manera a la parte más occidental del sistema.

Características del Sector

Las características principales que definen el sector son:

- Cota máxima.- 42,15 m
- Cota mínima.- 1,20 m
- Cota media.- 21,67 m

- Desnivel.- 40,95 m.
- N° abonados.- 85
- Consumo.- 129.319 m³/año (1,21% del total)
- Longitud tubería.- 11.861 m

Presenta un único punto de entrada a través de la tubería *ESector 11* de 200 mm de diámetro. No tiene ninguna salida, por lo que el cálculo del consumo, obtenido a partir de la lectura del caudalímetro será más preciso que en los casos anteriores

Así, el caudal de entrada al sector está ilustrado en la siguiente gráfica:

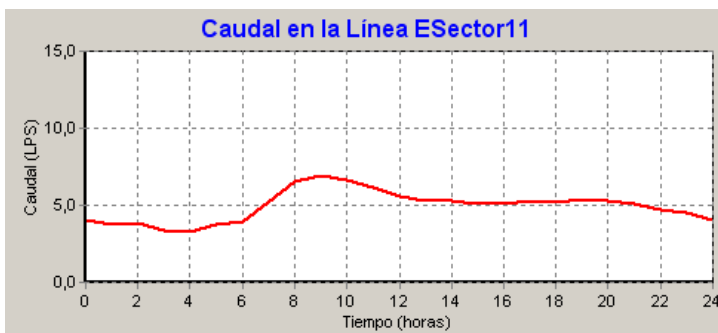


Fig 12 Caudal de entrada al Sector 11

El tramo de tubería principal que recorre el sector de inicio a fin, tiene una pérdida de carga muy baja, siendo inferior a 0,5 m/Km.

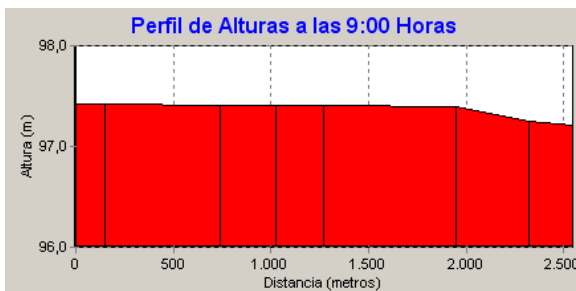


Fig 13 Perfil de alturas piezométricas en tubería del sector 11

En las siguientes figuras podemos ver los resultados obtenidos en EPANET en los nudos y tuberías del Sector.

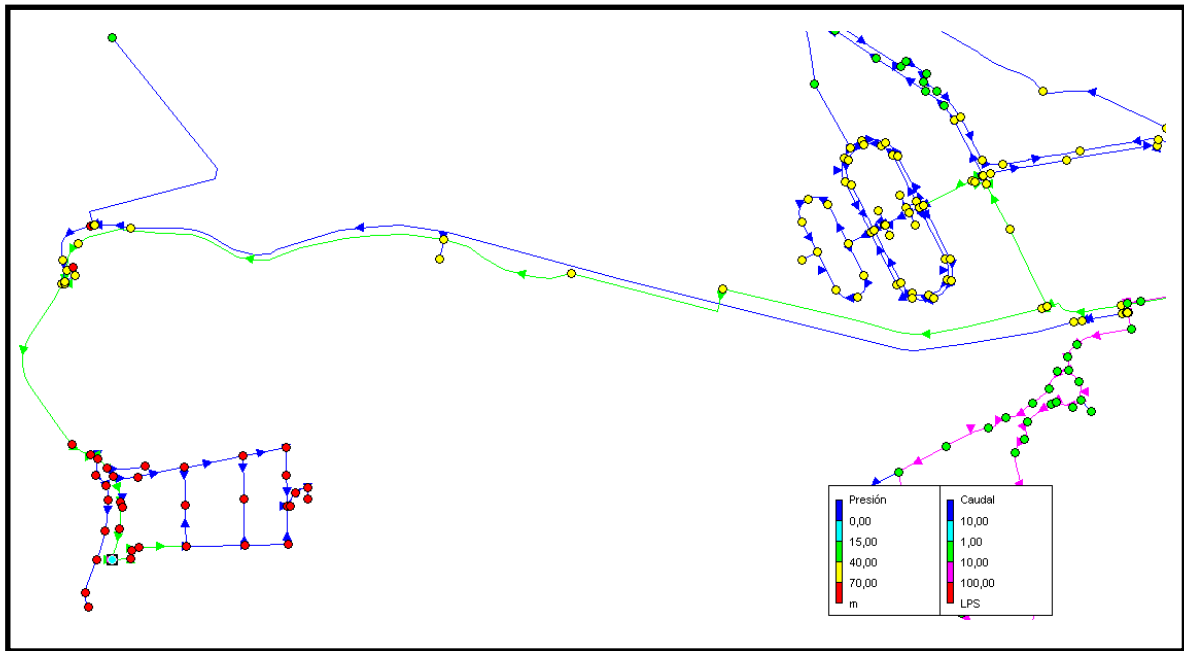


Fig 14 Presiones en los nudos del Sector 11

En este caso, y debido a que nos encontramos en la zona con menor cota, las presiones han aumentado considerablemente, por lo que sería conveniente la instalación de algún dispositivo para reducir la presión, disminuyendo así el volumen de agua fugado.

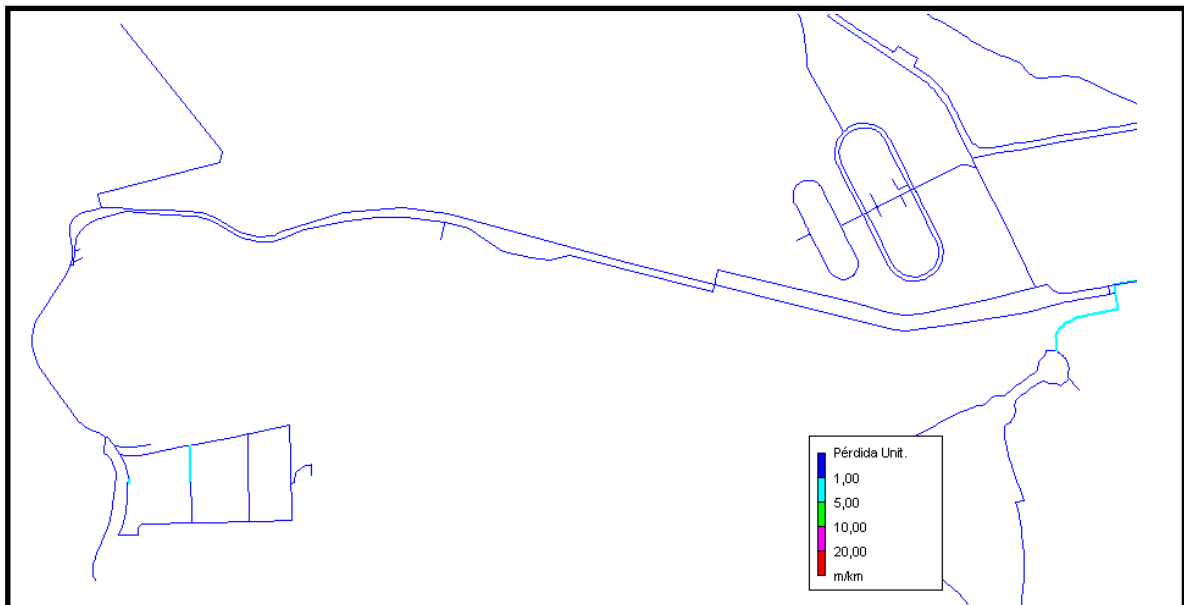


Fig 15 Pérdidas de carga en las líneas del Sector 11

En el caso de las pérdidas unitarias podemos observar como en la totalidad del sector son inferiores a 1 m/Km.

SECTOR 2.- ZONA MELONERAS (PARTE MÁS OCCIDENTAL)

En la siguiente imagen podemos observar las tuberías que formar el Sector 1, con sus diámetros correspondientes:

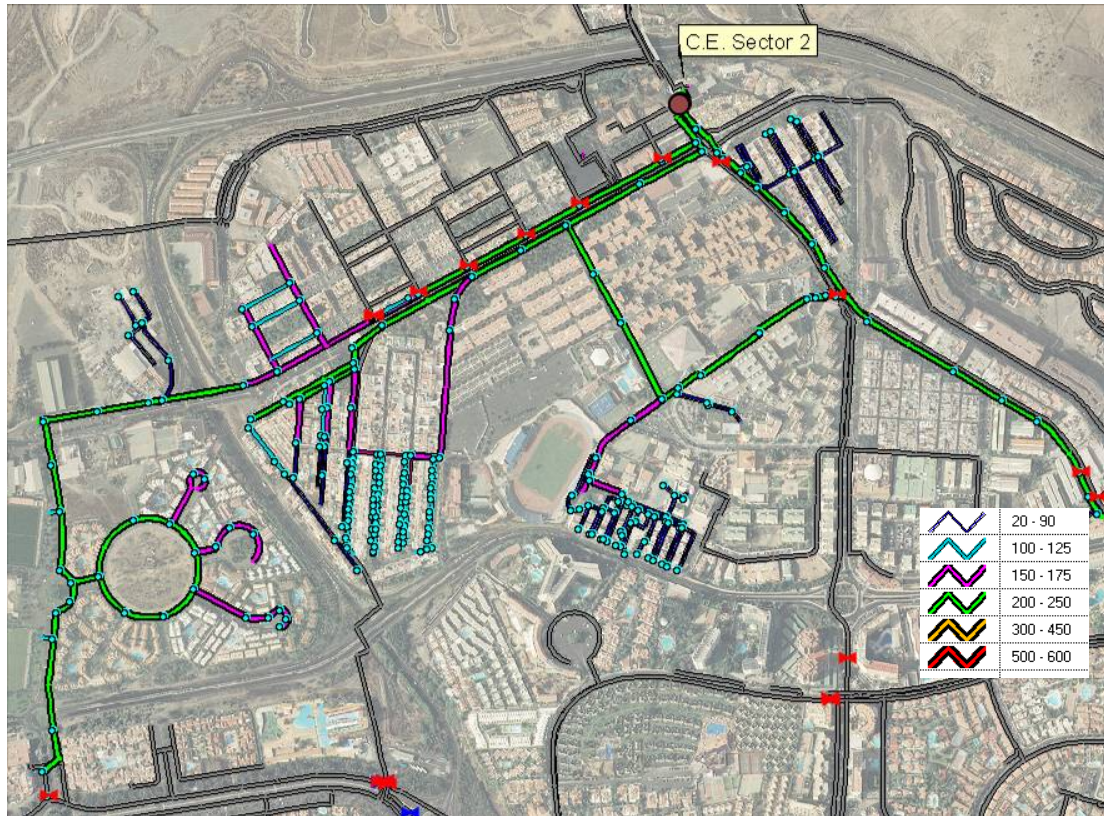


Fig 16 Tuberías del Sector 2

Y en la siguiente tabla, las tuberías del sector agrupadas por diámetros.

Diámetro (mm)	Longitud (m)
25	139,1
40	99,3
50	58,2
60	211,6
63	2458,7
75	352,1
80	652,8
90	174,3
100	1539,1
150	2203,8
200	5066,9

En este caso los diámetros predominantes corresponden a los de calibre 63,150 y 300 mm. respectivamente.

Características del Sector

Las características principales que definen el sector son:

- Cota máxima.- 80,00 m
- Cota mínima.- 27,68 m
- Cota media.- 57,77 m
- Desnivel.- 52,32 m.
- N° abonados.- 361
- Consumo.- 665.901 m³/año (1,21% del total)
- Longitud tubería.- 12.956 m

Este sector presenta 2 puntos de entrada, correspondiente a 2 tuberías de salida del depósito Lomo I siendo ambas de 200 mm. de diámetro. Se encuentra delimitado perfectamente mediante la maniobra de determinadas válvulas, de manera que tiene 2 entradas y ninguna salida.

Por tanto, el caudal de entrada al sector podemos observarlo en la siguiente gráfica:

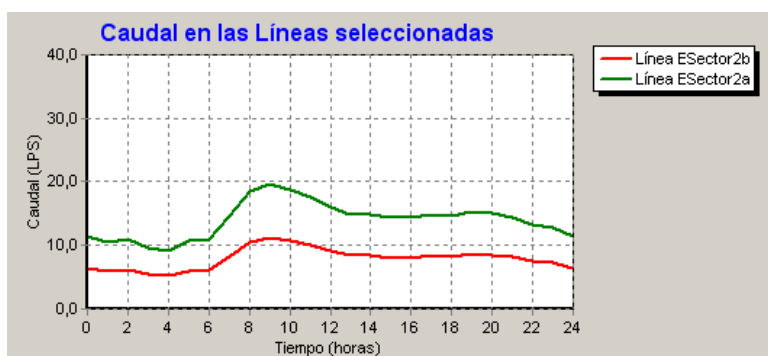


Fig 17 Caudales de entrada y salida en el Sector 2

En este caso, y debido a la configuración del sector, se ha elegido como tubería más desfavorable aquella que parte del depósito Lomo I y distribuye en dirección hacia la zona de *San Fernando Sector IV. - Campo Internacional*. Además se trata de la tubería de mayor distancia, con mayor desnivel y mayor caudal transportado. En dicho tramo la pérdida de carga producida es muy baja, siendo aproximadamente 0,5 m/Km.

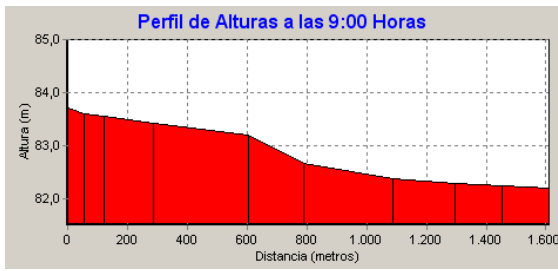


Fig 18 Perfil de altura piezométrica en tubería del sector 2

La siguiente figura, obtenida en EPANET, nos muestra las pérdidas unitarias en las tuberías del sector 6:

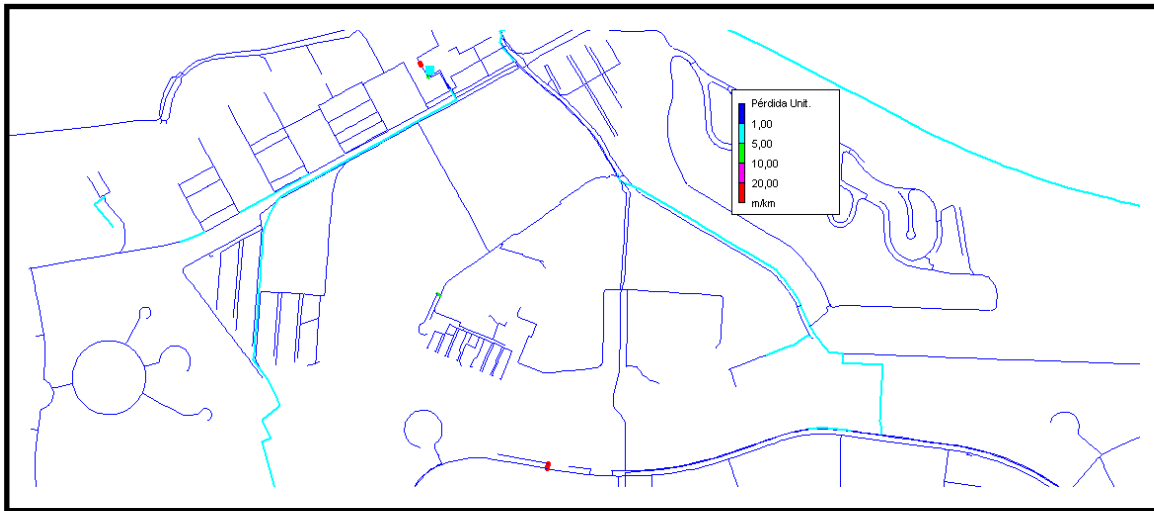


Fig 19 Pérdida de carga en las tuberías del Sector 2

La siguiente imagen muestra los resultados obtenidos en EPANET en los nudos y tuberías del Sector:

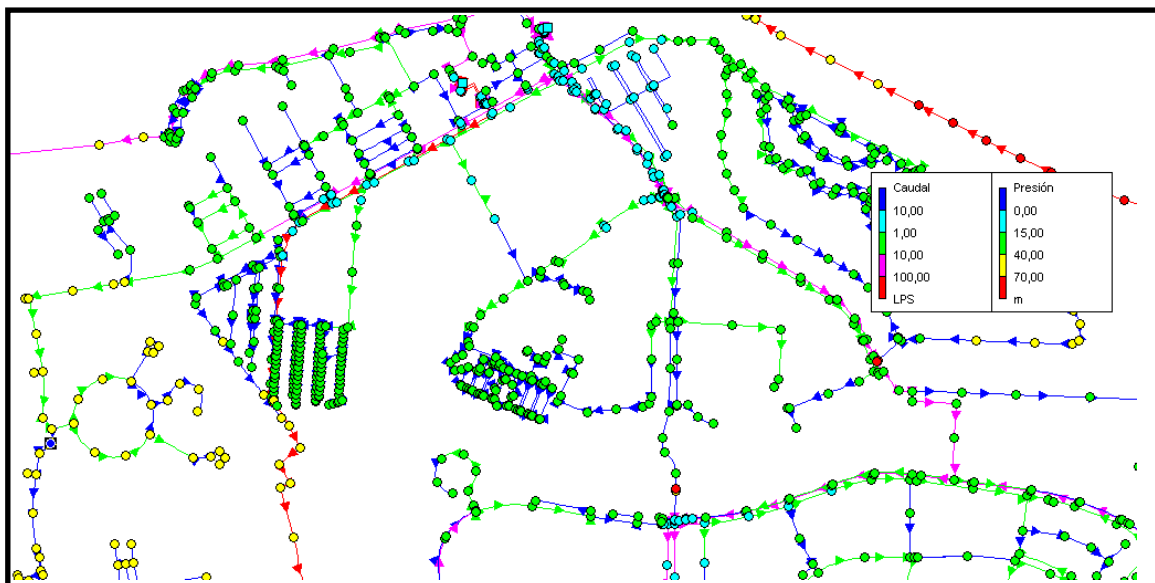


Fig 20 Presiones en los nudos del Sector 2

Las presiones del sector siguen en el rango óptimo, situándose la mayor parte de los nudos con presiones comprendidas entre los 15 40 mca.

SECTOR 3.- PLAYA DEL ÁGUILA, BAHÍA FELIZ Y PARTE ORIENTAL DE LAS GLORIAS-ROJAS ROJAS.

En la siguiente imagen podemos observar las tuberías que forman el Sector 1, con sus diámetros correspondientes:



Fig 21 Tuberías del Sector 3

Y en la siguiente tabla, las tuberías del sector agrupadas por diámetros.

Diámetro (mm)	Longitud (m)
25	88,9
32	23,1
50	130,7
60	326,1
63	3915,7
75	147,1
80	76,3
100	252,2
125	529,8
150	1478,4
200	2803,4

En este sector las tuberías con diámetro 63 mm. son las que predominan debido a que se encargan de llevar el agua a las zonas más alejadas: Tarajalillo y Bahía Feliz. Igualmente la tubería de 200 mm. predomina, y se corresponde con la conducción que sale del depósito Gloria I y llega hasta Playa del Águila.

Características del Sector

Las características principales que definen el sector son:

- Cota máxima.- 137,2 m
- Cota mínima.- 3,69 m
- Cota media.- 70,44 m
- Desnivel.- 133,51 m.
- N° abonados.- 59
- Consumo.- 587.612 m³/año (5,52% del total)
- Longitud tubería.- 9.773 m

Este sector presenta un único punto de entrada a través de la tubería *ESector 3* de 200 mm. de diámetro. Se encuentra delimitado perfectamente mediante la maniobra de determinadas válvulas, de manera que tiene 1 entrada y ninguna salida.

Por tanto, el caudal de entrada al sector podemos observarlo en la siguiente gráfica:

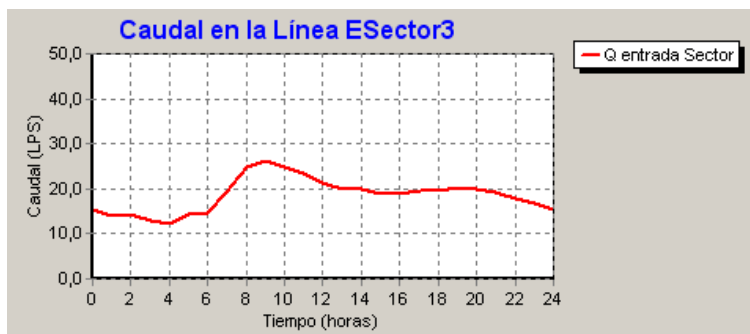


Fig 22 Caudal de entrada en el Sector 3

En este caso, la tubería elegida para analizar el perfil de altura piezométricas, ha sido la tubería de 200 mm que inicia en el depósito Gloria I, y finaliza en la zona más oriental del sistema, perteneciente al área de Bahía Feliz. Además se trata de la conducción de mayor longitud y con mayor desnivel, puesto que empieza en la cota más alta del sistema, correspondiente al depósito Gloria I (137,2 m) y se finaliza con cota 13,2. En dicho tramo la pérdida de carga producida carga muy baja, siendo aproximadamente 0,5 m/Km.

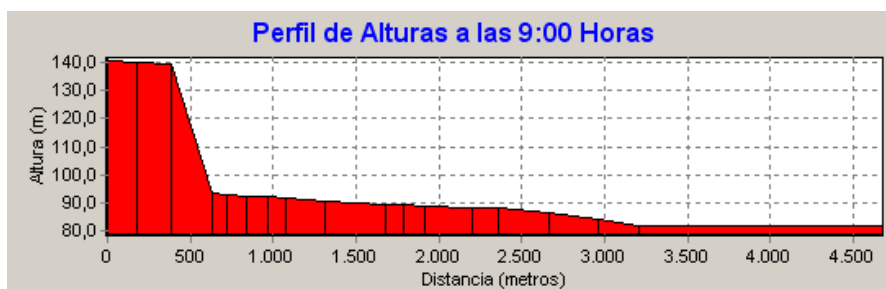


Fig 23 Perfil de altura piezométrica en tubería del sector 3

Como podemos observar en la figura, hay una caída brusca de altura piezométrica de 40 mca. aproximadamente debido a la existencia de 2 válvulas reguladoras de presión en la zona de Las Glorias - Rocas Rojas.

En la siguiente imagen podemos ver los resultados obtenidos en EPANET en los nudos y tuberías del Sector.

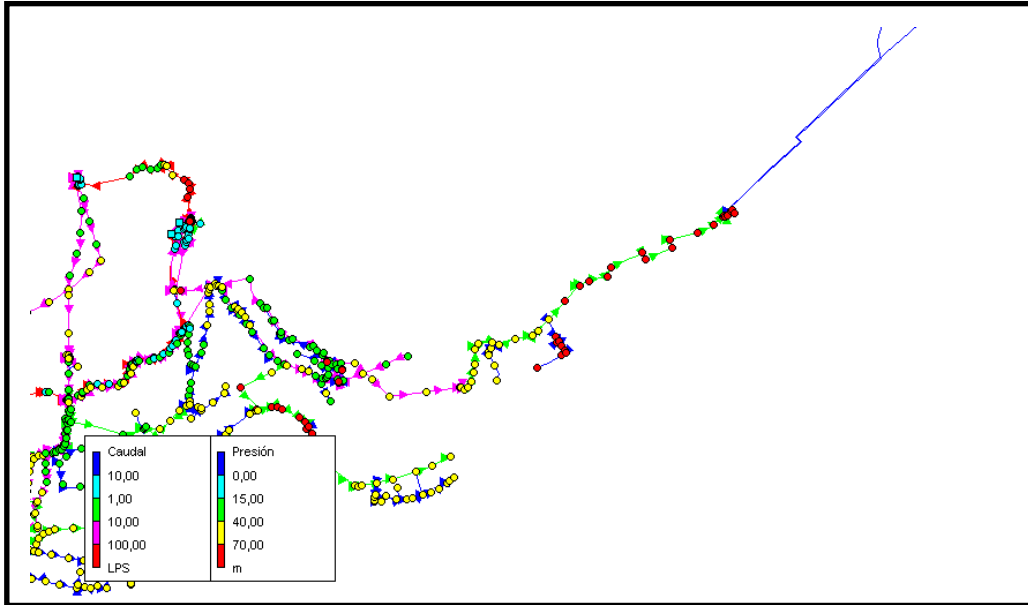


Fig 24 Presiones en los nudos del Sector 3

En este sector, las presiones son muy variadas debido al gran desnivel existente. Así, tenemos ciertos tramos donde sería necesario la instalación de válvulas reguladoras de presión con el objetivo de reducir presiones.

SECTOR 4.- LAS GLORIAS ROCAS-ROJAS Y SAN AGUSTÍN

En la siguiente imagen podemos observar las tuberías que formar el Sector 4, con sus diámetros correspondientes:

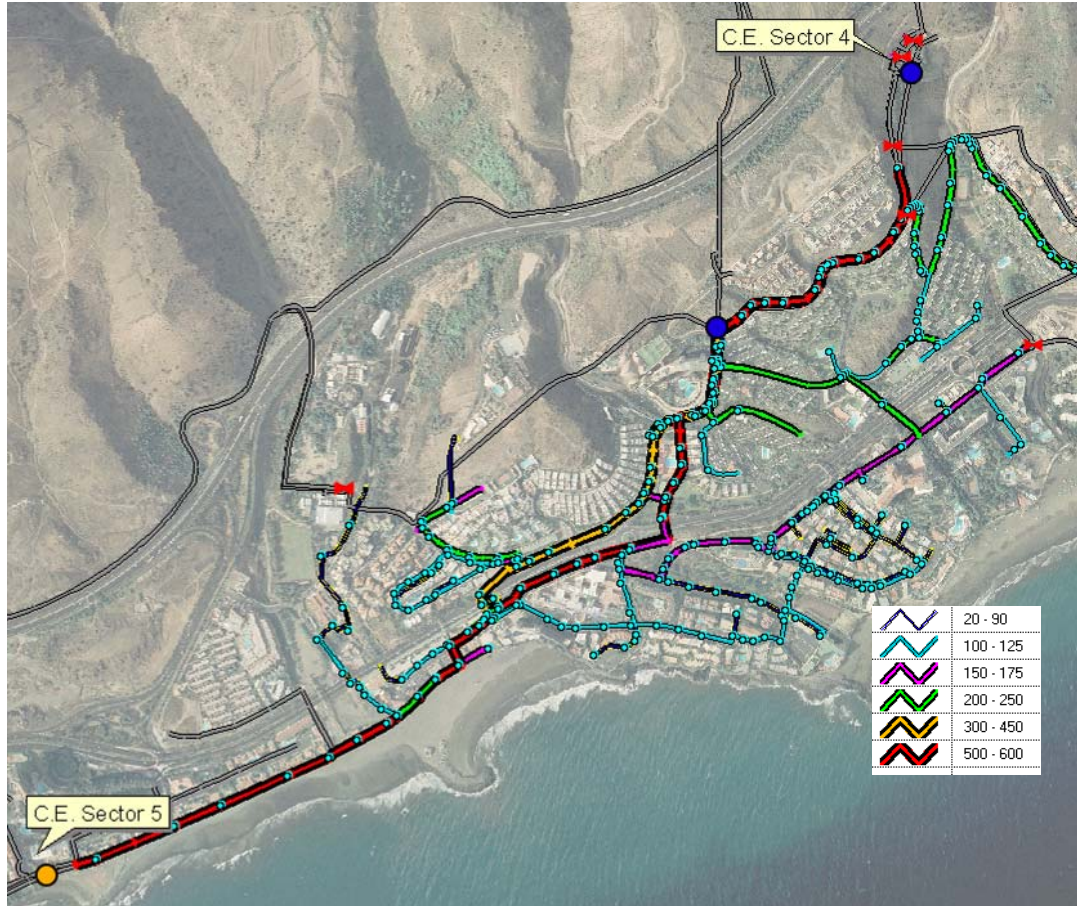


Fig 25 Tuberías del Sector 4

Y en la siguiente tabla, las tuberías del sector agrupadas por diámetros.

Diámetro (mm)	Longitud (m)
20	23,2
25	138,9
32	230,1
50	533,6
60	779,1
63	556,7
75	300,1
80	6,9
100	2.741,9
110	127,4
150	1.524,9
200	2.494,6
350	868,0

Diámetro (mm)	Longitud (m)
500	1.834,6
600	559,4

En este caso los diámetros predominantes corresponden a los de calibre 100, 15 y 200 mm. respectivamente. Resaltar la variedad de diámetros existentes en dicho sector. Esto se debe, a que dentro del sector tenemos una tubería de transporte de gran diámetro, 600 mm, y también a la existencia de tuberías que llegan hasta acometidas de pequeños consumos, y por tanto pequeños diámetros de llegada, comprendidos entre los 20 - 75 mm.

Características del Sector

Las características principales que definen el sector son:

- Cota máxima.- 66,19 m
- Cota mínima.- 2,38 m
- Cota media.- 22,52 m
- Desnivel.- 63,81 m.
- Nº abonados.- 146
- Consumo.- 748.809 m³/año (7,03% del total)
- Longitud tubería.- 12.719 m

Este sector presenta 1 puntos de entrada, correspondiente a la salida depósito Gloria II-Gloria III de 600 mm. Se han instalado 2 caudalímetros de entrada, pero destacar que el situado más alejado del depósito Gloria II- Gloria III, no tiene utilidad, ya que el agua circulante proviene también del depósito anteriormente mencionado.

Presenta una salida de agua, correspondiente al caudalímetro que abastece el Sector 5.

Así, el caudal de entrada al sector podemos observarlo en la siguiente gráfica:



Fig 25 Caudales de entrada en el Sector 4

El perfil de alturas piezométricas ha sido realizado en el tramo que empieza en el depósito Gloria II- Gloria III y finalizada en el caudalímetro de entrada al Sector 5. Se trata de un tramo de gran longitud, y con un caudal elevado (45 l/s aproximadamente).

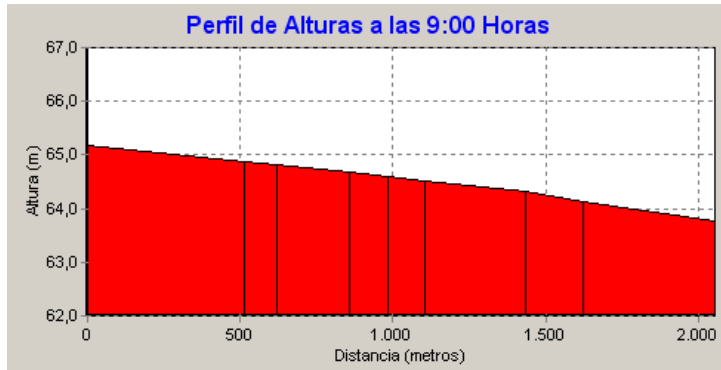


Fig 26 Perfil de altura piezométrica en tubería del sector 4

En la siguiente imagen podemos ver los resultados obtenidos en EPANET en los nudos y tuberías del Sector.

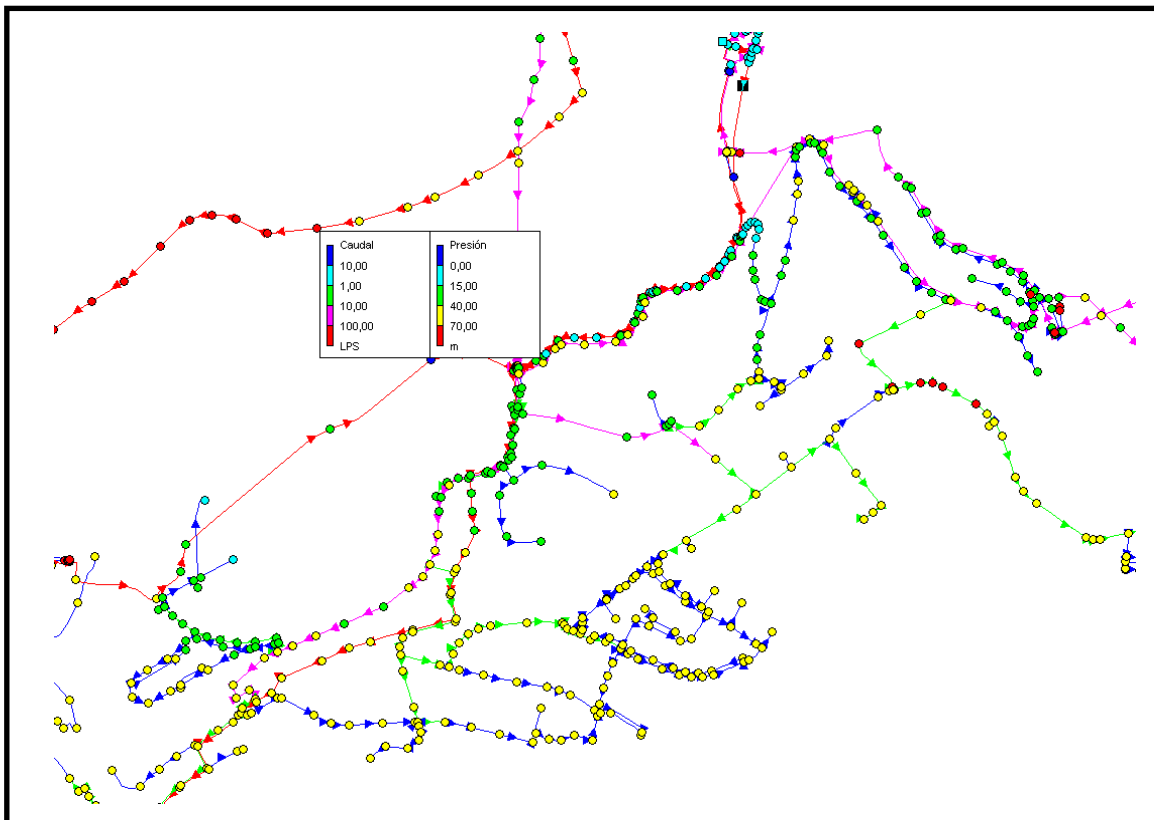


Fig 27 Presiones en los nudos del Sector 4

Las presiones están situadas entre los 15-40 mca. y entre los 40-70 mca.

SECTOR 5.- PLAYA DEL INGLÉS

En la siguiente imagen podemos observar las tuberías que forman el Sector 5, con sus diámetros correspondientes:

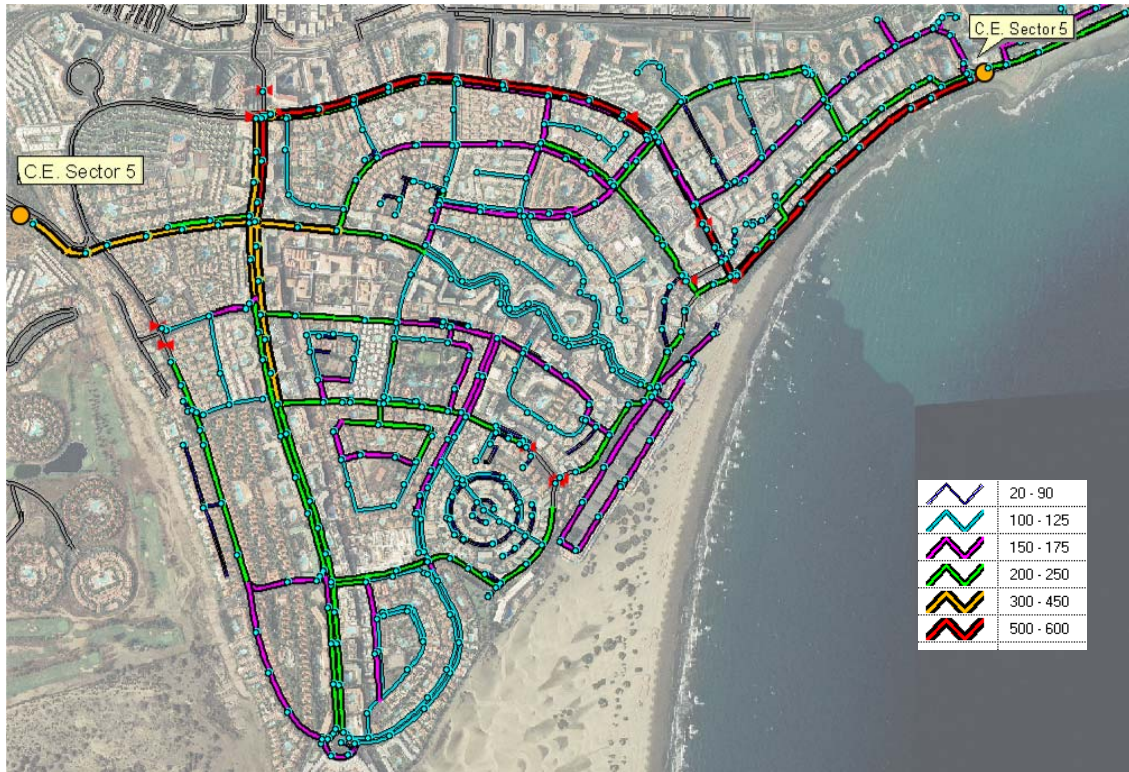


Fig 28 Tuberías del Sector 5

Y en la siguiente tabla, las tuberías del sector agrupadas por diámetros.

Diámetro (mm)	Longitud (m)
32	281,9
50	329,0
60	647,4
63	840,1
75	47,9
80	1.324,6
100	5.319,9
125	6.134,2
150	9.570,1
200	9.307,9
250	875,6
300	950,5
350	257,1
400	680,1
500	2.650,4

En este caso los diámetros predominantes de las tuberías son los de 100, 125, 150 y 200 mm.

Características del Sector

Las características principales que definen el sector son:

- Cota máxima.- 50,40 m
- Cota mínima.- 1,67 m
- Cota media.- 29,92 m
- Desnivel.- 48,73 m.
- N° abonados.- 460
- Consumo.- 3.666.343 m³/año (34,44% del total)
- Longitud tubería.- 39.216 m

Este sector presenta 2 puntos de entrada, correspondientes a las tuberías: *ESector5a* y *ESector5b*, de 400 y 500 mm. de diámetro respectivamente.

Por tanto, el caudal de entrada al sector podemos observarlo en la siguiente gráfica:

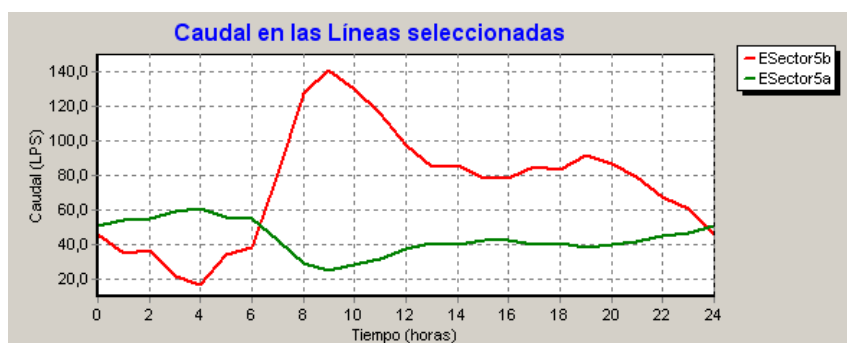


Fig 29 Caudales de entrada y de salida en el Sector 5

En este caso, y por tratarse de un sector en el que el caudal entra por 2 puntos con una red principalmente ramificada, las pérdidas de carga se han representado en la siguiente figura, obtenida de EPANET:

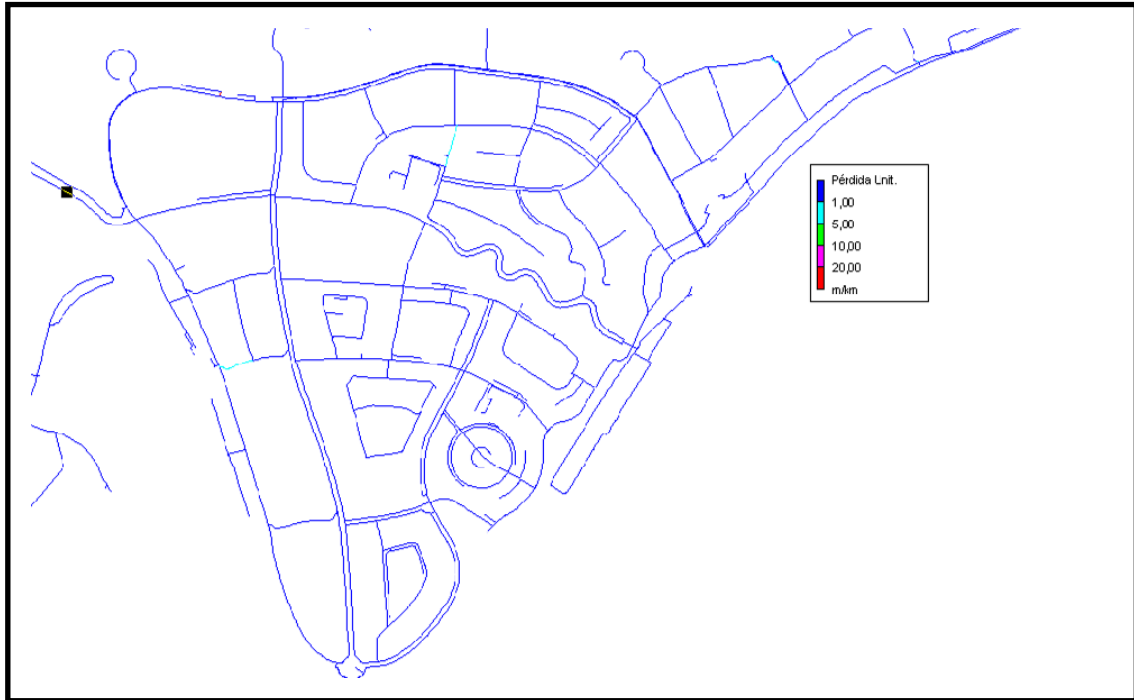


Fig 30 Pérdida de carga en las tuberías del Sector 5

La figura anterior nos muestra, como la mayoría de las tuberías del sector, marcadas con color azul oscuro, tienen unas pérdidas inferiores a 1 m/km. Podemos observar también como hay 2 tramos pequeños con pérdidas comprendidas entre 1-5 m/Km.

En la siguiente imagen podemos ver los resultados obtenidos en EPANET en los nudos y tuberías del Sector:

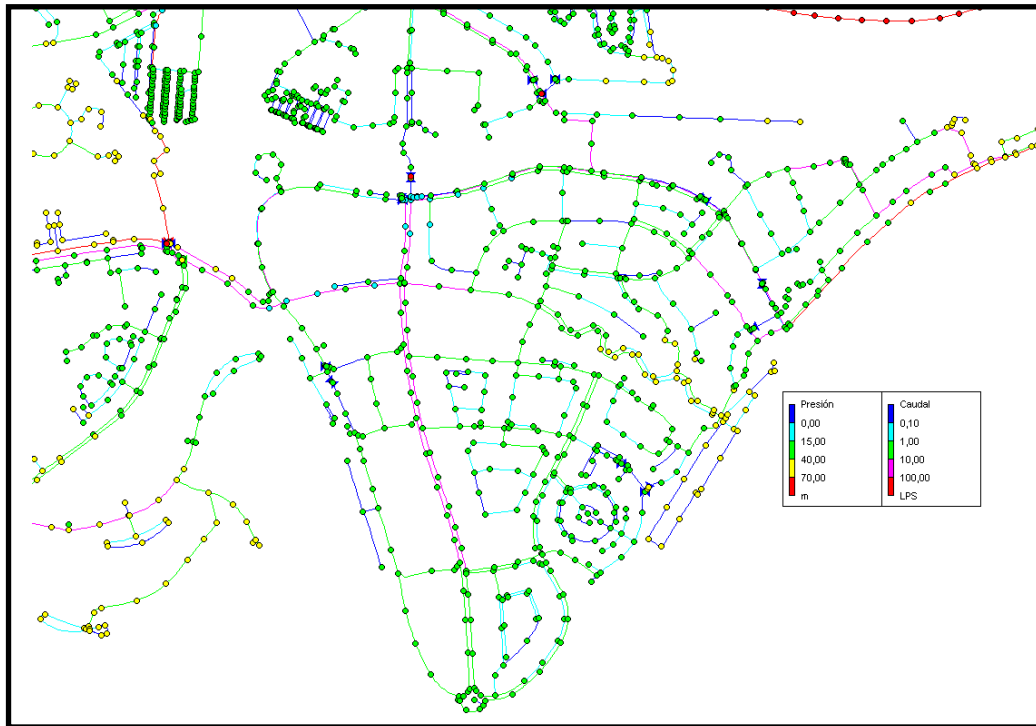


Fig 31 Presiones en los nudos del Sector 5

Como podemos observar la mayor parte de los nudos tienen presiones comprendidas entre los 15-40 mca. a excepción de aquellos cuya ubicación se encuentra próxima a la zona de playa, en los que al tener menor cota las presiones han aumentado, situándose entre 40 -70 mca. También tenemos una serie de nudos cuyas presiones están situadas entre los 0-15 mca. por lo que podremos tener problemas de presión.

SECTOR 6.- SAN FERNANDO

En la siguiente imagen podemos observar las tuberías que formar el Sector 6, con sus diámetros correspondientes:

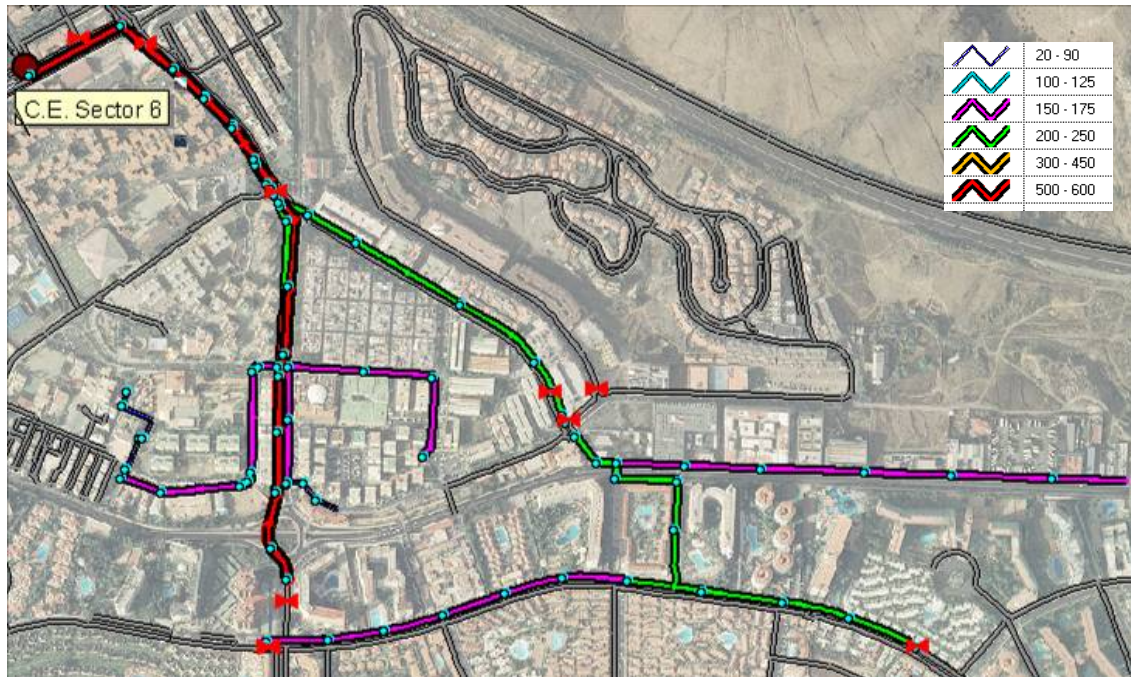


Fig 32 Tuberías del Sector 6

Y en la siguiente tabla, las tuberías del sector agrupadas por diámetros.

Diámetro (mm)	Longitud (m)
50	112,1
63	147,7
150	1904,2
175	430,5
200	1399,2
250	277,5
500	1396,6

En este caso los diámetros predominantes de las tuberías son los de 100 y 150 mm.

Características del Sector

Las características principales que definen el sector son:

- Cota máxima.- 78,48 m
- Cota mínima.- 34,64 m

- Cota media.- 58,53 m
- Desnivel.- 43,84 m.
- N° abonados.- 52
- Consumo.- 729.393 m³/año (6,82% del total)
- Longitud tubería.- 5.668 m

Este sector presenta un único punto de entrada a través de la tubería *ESector 6* de 500 mm. de diámetro. Se encuentra delimitado perfectamente mediante la maniobra de determinadas válvulas, de manera que tiene 1 entrada y ninguna salida

Por tanto, el caudal de entrada al sector podemos observarlo en la siguiente gráfica:

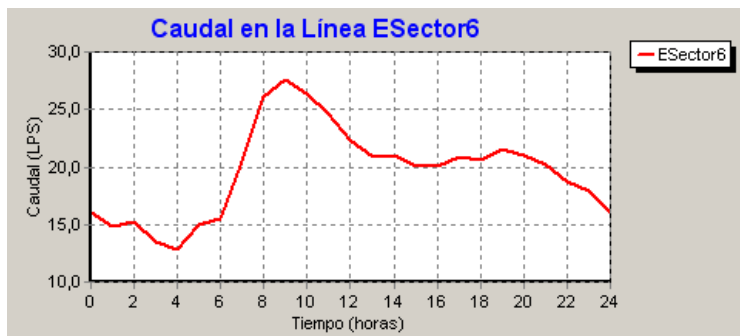


Fig 33 Caudales de en el Sector 6

La siguiente figura, obtenida en EPANET, nos muestra las pérdidas unitarias en las tuberías del sector 6:

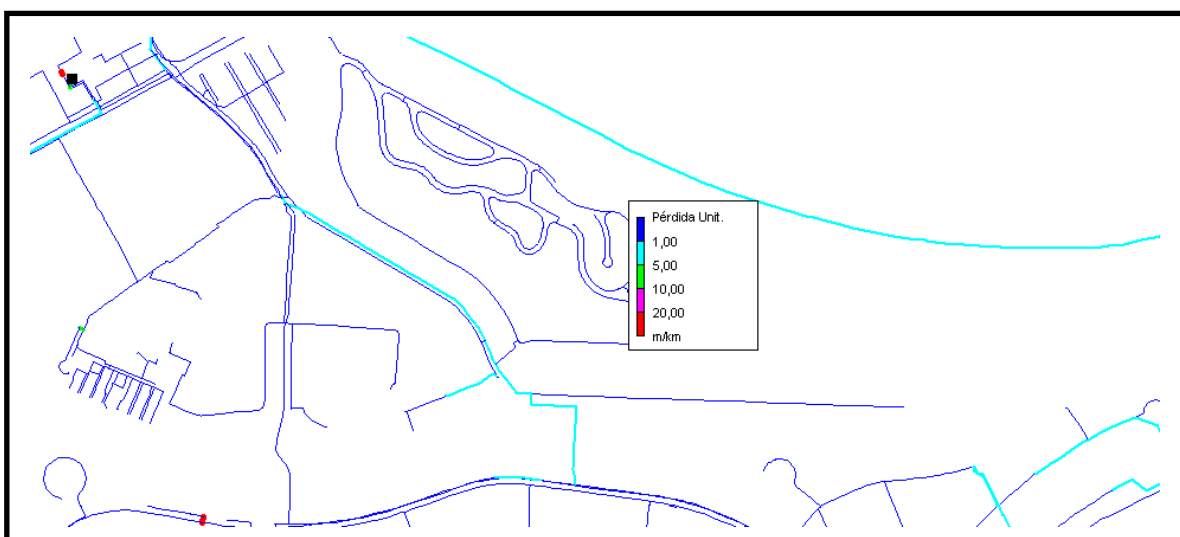


Fig 34 Pérdida de carga en las tuberías del Sector 6

Tal y como se aprecia en la figura anterior, tenemos un tramo cuyas pérdidas son considerables, puesto que se trata de una tubería de transporte dentro del sector, con un diámetro de 200 mm.

En la siguiente imagen podemos ver los resultados obtenidos en EPANET en los nudos y tuberías del Sector:

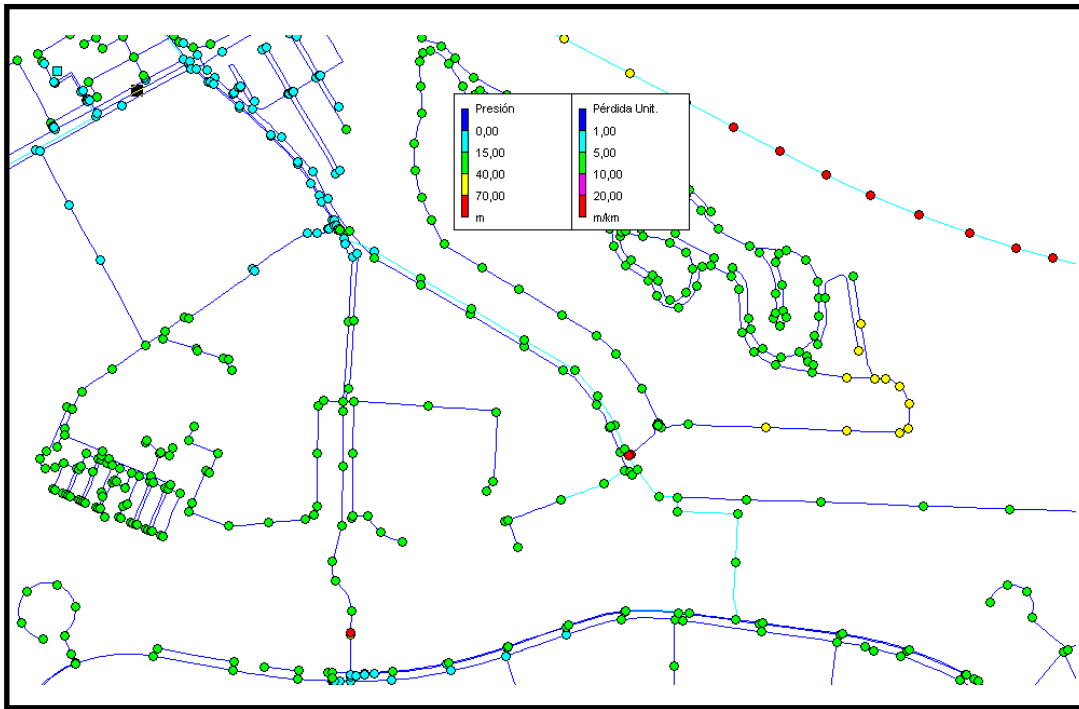


Fig 35 Presiones en los nudos del Sector 6

Como podemos observar la mayor parte de los nudos tienen presiones comprendidas entre los 15-40 mca. a excepción de aquellos que se encuentran más próximos al depósito Lomo II, cuyas presiones son algo inferiores.

SECTOR 7.- CAMPO INTERNACIONAL

En la siguiente imagen podemos observar las tuberías que formar el Sector 7, con sus diámetros correspondientes:

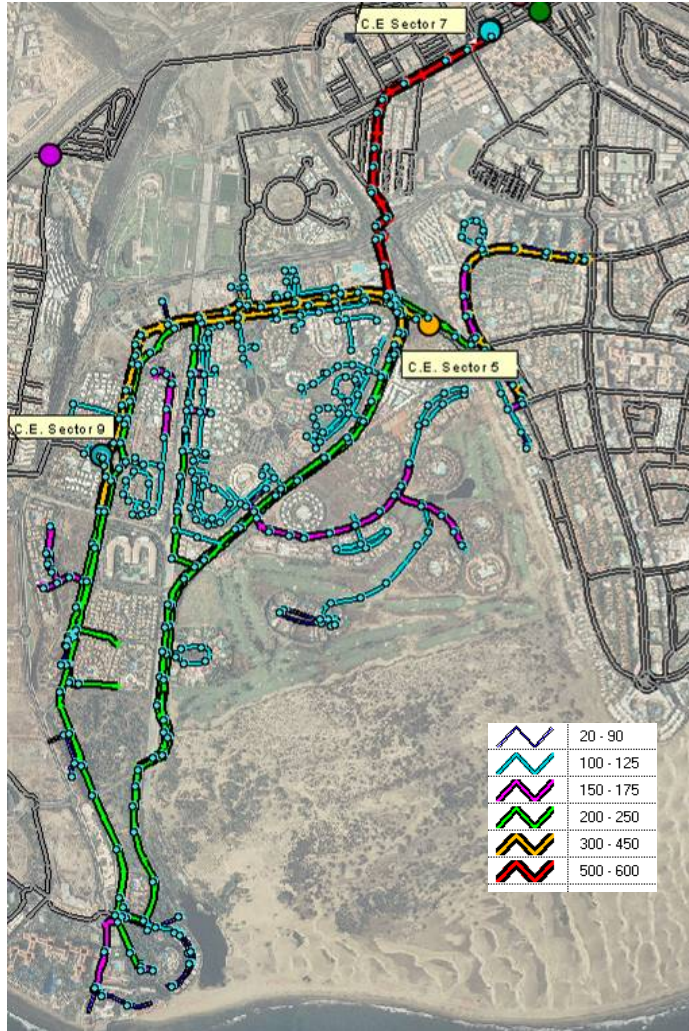


Fig 36 Tuberías del Sector 7

Y en la siguiente tabla, las tuberías del sector agrupadas por diámetros.

Díámetro (mm)	Longitud (m)
20	42,5
25	27,7
32	120,0
50	258,3
63	1.057,9
75	330,1
80	354,4
90	102,4
100	9.649,3

Diámetro (mm)	Longitud (m)
125	1.695,8
150	3.146,6
200	10.526,8
250	22,4
300	1.997,3
350	1.098,2
400	903,0
500	1.349,7

Al igual que en la mayoría de sectores, las tuberías mayoritarias corresponden a los diámetros de 100, 150 y 200 mm.

Características del Sector

Las características principales que definen el sector son:

- Cota máxima.- 76,26 m
- Cota mínima.- 1,23 m
- Cota media.- 22,48 m
- Desnivel.- 75,03 m.
- N° abonados.- 300
- Consumo.- 2.217.275 m³/año (20,83% del total)
- Longitud tubería.- 32.682 m

Este sector presenta un único punto de entrada, correspondiente a una de la tubería *ESector7*, que sale del depósito Lomo II y que tiene un diámetro de 500 mm. Al igual que el sector 1, está formado por 2 tuberías de salida, que proporcionan agua a los sectores 5 y 9 respectivamente, por lo que habrá que prestar especial atención a la hora de calcular el consumo del Sector 7.

Por tanto, el caudal de entrada al sector podemos observarlo en la siguiente gráfica:

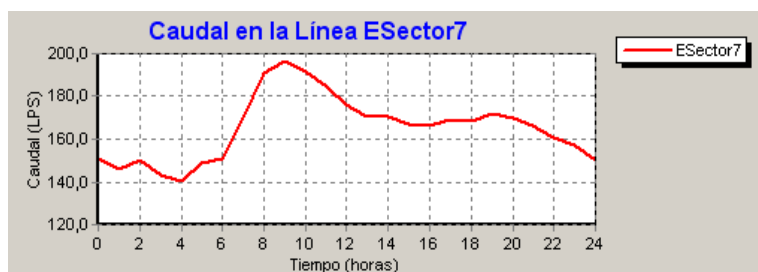


Fig 37 Caudales de entrada en el Sector 7

Al igual que en los casos anteriores, las pérdidas unitarias vamos a representarlas en la siguiente figura, obtenida de EPANET. Podemos observar como gran parte de las tuberías tienen pérdidas considerables, comprendidas entre 1-5 m/Km. Esto nos puede dar idea de que este sector está bastante cargado.

En la siguiente imagen podemos ver los resultados obtenidos en EPANET en los nudos y tuberías del Sector:

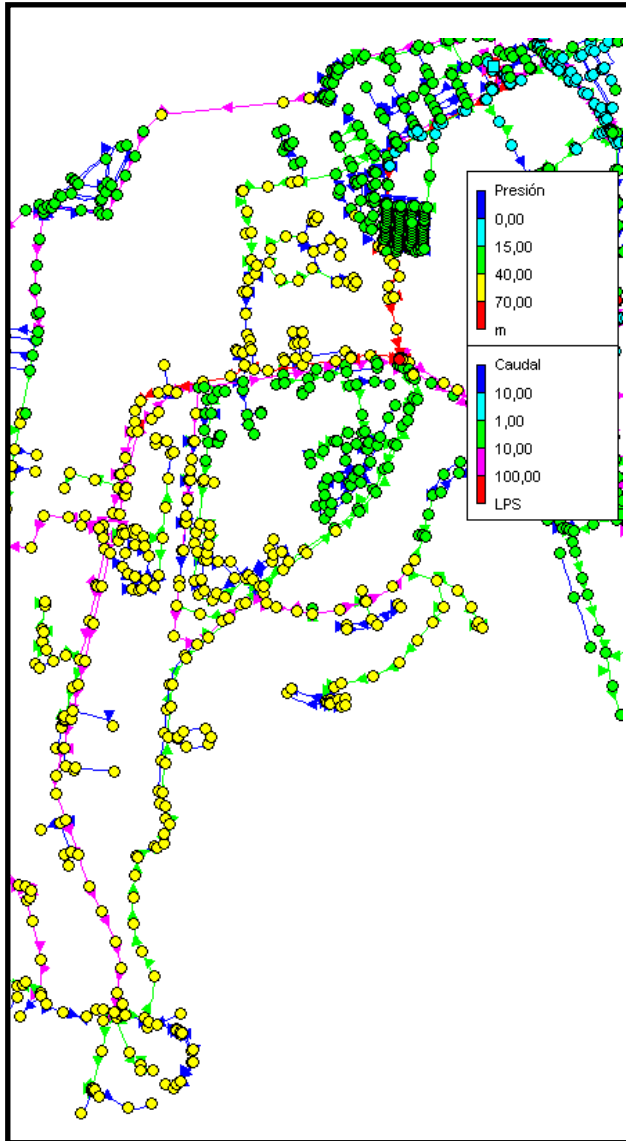


Fig 38 Presiones en los nudos del Sector 7

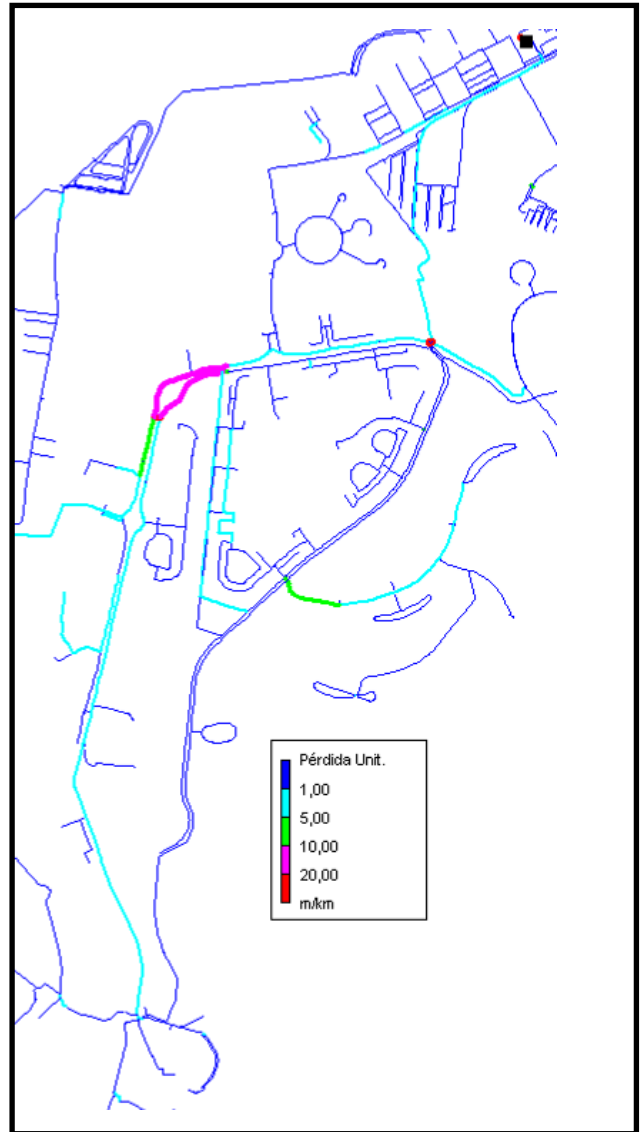


Fig39 Pérdida de carga en tuberías Sector7

En este sector las presiones son elevadas (40 -70 mca) por lo que sería conveniente la instalación de una válvula reductora de presión, con objeto de reducir las fugas existentes.

SECTOR 8.- SAN FERNANDO ZONA ESTE

En la siguiente imagen podemos observar las tuberías que formar el Sector 8, con sus diámetros correspondientes:

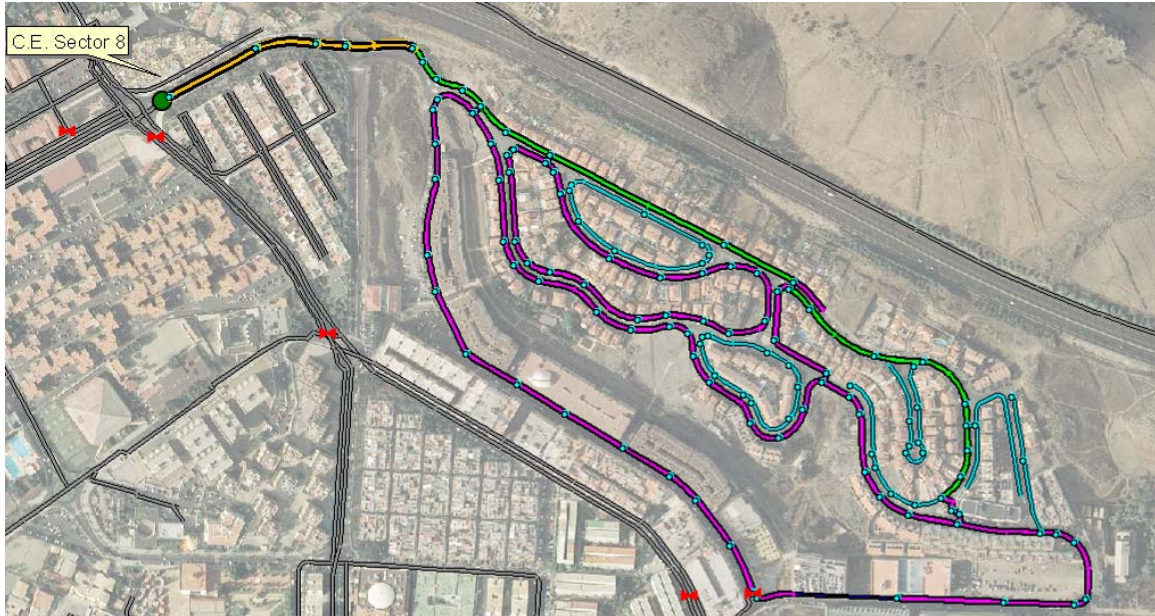


Fig 40 Tuberías del Sector 8

Y en la siguiente tabla, las tuberías del sector agrupadas por diámetros.

Díámetro (mm)	Longitud (m)
90	122,1
100	1682,4
150	3376,71
200	951,4
300	336,73

Como en sectores anteriores, los diámetros predominantes de las tuberías son los de 100, 150 y 200 mm.

Características del Sector

Las características principales que definen el sector son:

- Cota máxima.- 77,32 m
- Cota mínima.- 27, 62 m
- Cota media.- 52,30 m
- Desnivel.- 49,70 m.
- Nº abonados.- 231

- Consumo.- 132.328 m³/año (1,24% del total)
- Longitud tubería.- 6.469 m

Este sector presenta un único punto de entrada, correspondiente a la tubería *ESector8*, y ningún punto de salida, por lo que su consumo se podrá obtener directamente de la lectura del caudalímetro 8.

Por tanto, el caudal de entrada al sector podemos observarlo en la siguiente gráfica:

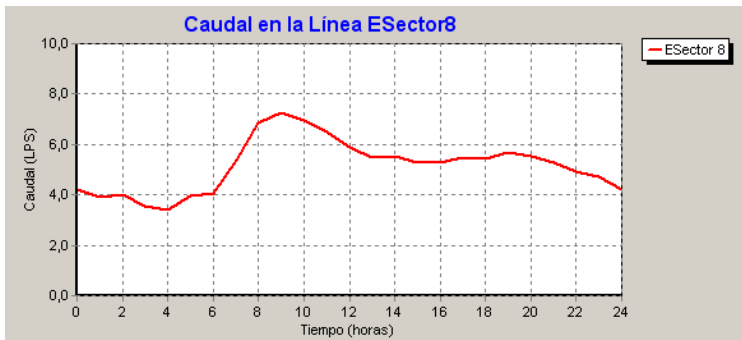


Fig 41 Caudales de entrada y de salida en el Sector 8

Al igual que en los casos anteriores, las pérdidas unitarias vamos a representarlas en la siguiente figura, obtenida de EPANET. Podemos observar como todas las tuberías tienen pérdidas inferiores a 1 m/Km.



Fig 42 Pérdida de carga en las tuberías del Sector 8

En la siguiente imagen podemos ver los resultados obtenidos en EPANET en los nudos y tuberías del Sector:

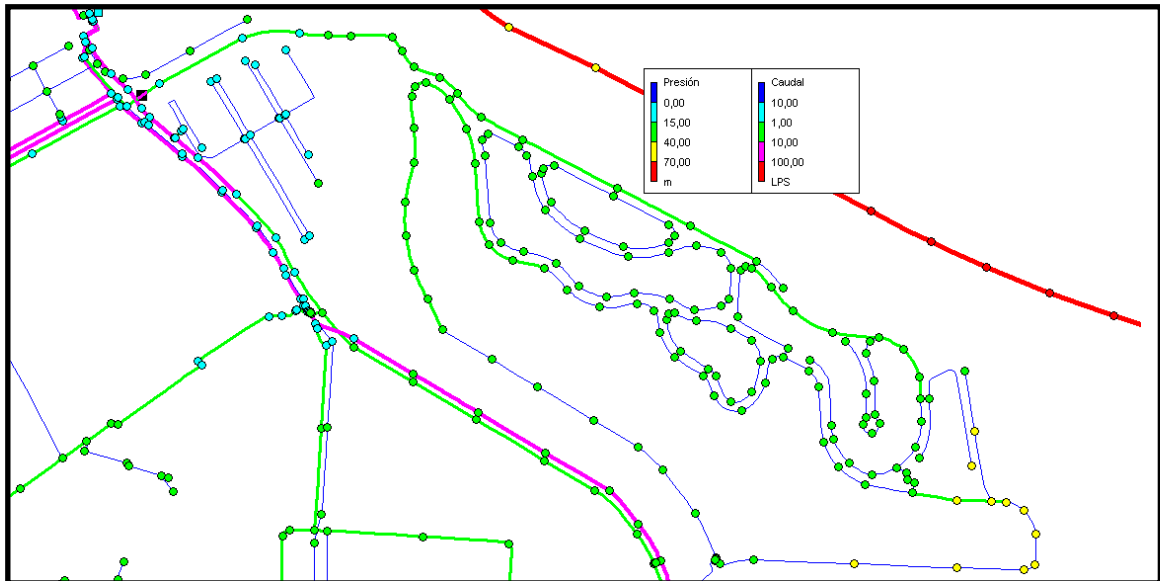


Fig 43 Presiones en los nudos del Sector 8

La práctica totalidad de los nudos del sector se encuentran con presiones comprendidas entre los 15-40 mca. a excepción de aquellos situados en la parte más oriental, que alcanzan presiones entre 40-70 mca.

SECTOR 9.- MELONERAS ZONA SUR.

En la siguiente imagen podemos observar las tuberías que forman el Sector 9, con sus diámetros correspondientes:



Fig 44 Tuberías del Sector 9

Y en la siguiente tabla, las tuberías del sector agrupadas por diámetros.

Diámetro (mm)	Longitud (m)
100	441,9
150	366,8
200	1163,7
250	272,0
300	4309,4

En este caso el diámetro mayoritario ha sido el de 300 mm seguido del diámetro 200 mm.

Características del Sector

Las características principales que definen el sector son:

- Cota máxima.- 77,32 m

- Cota mínima.- 27, 62 m
- Cota media.- 52,30 m
- Desnivel.- 49,70 m.
- N° abonados.- 231
- Consumo.- 132.328 m³/año (1,24% del total)
- Longitud tubería.- 6.469 m

Este sector presenta un único punto de entrada, correspondiente a la tubería *ESector9*, y ningún punto de salida, por lo que su consumo se podrá obtener directamente de la lectura del caudalímetro 9.

Por tanto, el caudal de entrada al sector podemos observarlo en la siguiente gráfica:

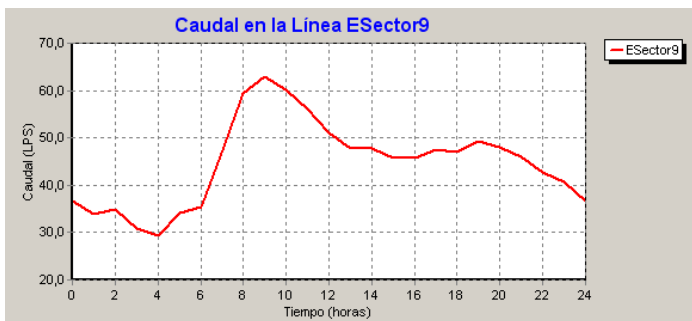


Fig 45 Caudales de entrada en el Sector 9

El perfil de alturas piezométricas ha sido realizado en el tramo que inicia en el caudalímetro de entrada y finaliza en la zona de la playa, por ser el recorrido de mayor longitud y más desfavorable empieza en el depósito Gloria II- Gloria III y finalizada en el caudalímetro de entrada al Sector 5. Se trata de un tramo de gran longitud, y con un caudal elevado (45 l/s aproximadamente).

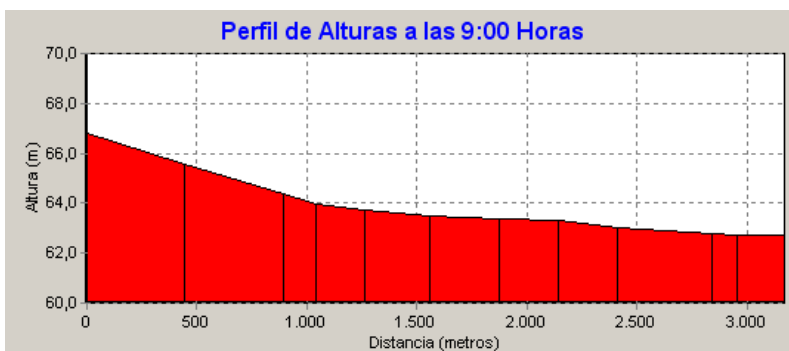


Fig 46 Perfil de altura piezométrica en tubería del sector 9

Tras observar el perfil, vemos como el descenso de la altura piezométrica es la parte inicial de la tubería es algo elevado (2,5-3 m/km), mientras que en el resto de es inferior a 1m/km.

En las siguientes imágenes podemos ver los resultados obtenidos en EPANET en los nudos y tuberías del Sector:

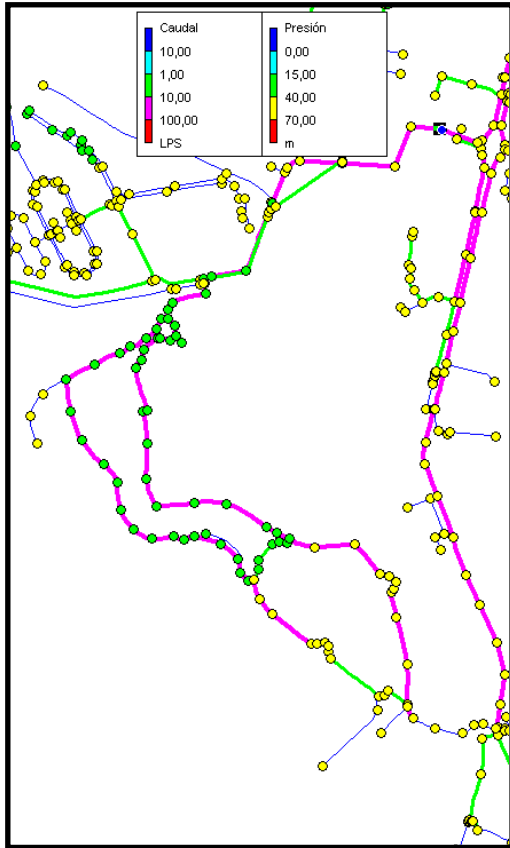


Fig 47 Presiones en los nudos del Sector 9

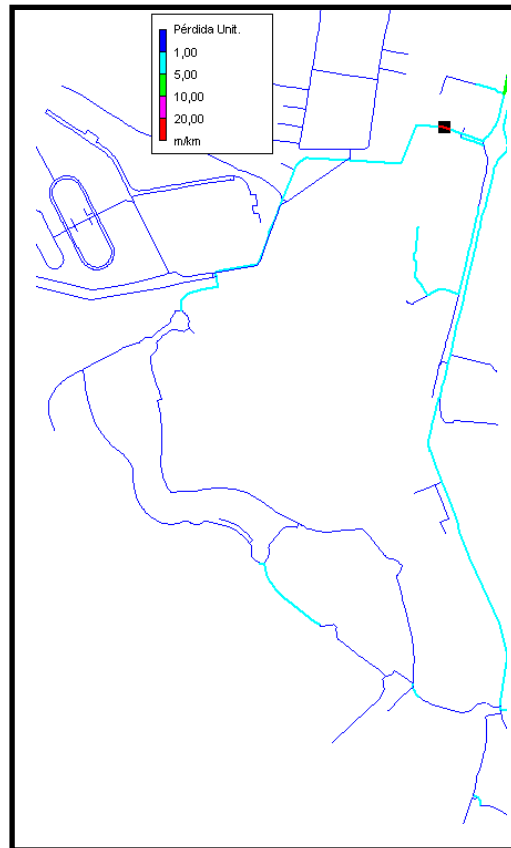


Fig 48 Pérdida de carga en tuberías Sector 9

La práctica totalidad de los nudos del sector se encuentran con presiones comprendidas entre los 15-40 mca. a excepción de aquellos situados en la parte más oriental, que alcanzan presiones entre 40-70 mca.

