

**UNIVERSIDAD MIGUEL HERNÁNDEZ
ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR DE ORIHUELA**

Departamento de Ingeniería



**OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO Y GESTIÓN DE REDES
COLECTIVAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA
RIEGO POR GOTEO DE CULTIVOS LEÑOSOS.
APLICACIÓN AL REGADÍO DE MULA (MURCIA)**

TESIS DOCTORAL

Autor: Ricardo Abadía Sánchez

Director: Jose María Tarjuelo Martín-Benito

Orihuela, abril de 2003

Memoria presentada por Ricardo Abadía Sánchez para
optar al grado de Doctor Ingeniero Agrónomo por la
Universidad Miguel Hernández.

En Orihuela, a 1 de abril de 2003

Fdo.: Ricardo Abadía Sánchez



(Autorización del Director de la Tesis)

JOSE MARÍA TARJUELO MARTÍN BENITO, Catedrático de Universidad del área de Ingeniería Agroforestal, perteneciente al Departamento de Producción Vegetal y Tecnología Agraria de la Universidad de Castilla La Mancha, y Director del Centro Regional de Estudios del Agua de dicha Universidad, AUTORIZA:

La presentación de la Tesis Doctoral titulada "Optimización del diseño y gestión de redes colectivas de distribución de agua para riego por goteo de cultivos leñosos. Aplicación al regadío de Mula (MURCIA)", realizada por Don Ricardo Abadía Sánchez, bajo mi dirección y supervisión, en el Departamento de Ingeniería de la Universidad Miguel Hernández, y que presenta para la obtención del grado de Doctor Ingeniero Agrónomo por la Universidad Miguel Hernández de Elche.

En Orihuela, a 1 de abril de 2003

El Director de la Tesis

Fdo. Jose María Tarjuelo Martín-Benito



(Autorización del Departamento responsable)

JOAQUÍN JULIÁN PASTOR PÉREZ, Catedrático de Escuela Universitaria del área de Ingeniería Agroforestal, y Director del Departamento de Ingeniería de la Universidad Miguel Hernández, INFORMA:

Que la Tesis Doctoral titulada "Optimización del diseño y gestión de redes colectivas de distribución de agua para riego por goteo de cultivos leñosos. Aplicación al regadío de Mula (MURCIA)", ha sido realizada por Don Ricardo Abadía Sánchez, bajo la dirección y supervisión de Don Jose María Tarjuelo Martín-Benito, y que el Departamento de Ingeniería ha dado su conformidad para que sea presentada ante la Comisión de Doctorado de la Universidad Miguel Hernández de Elche.

En Orihuela, a 1 de abril de 2003

El Director del Departamento de Ingeniería

Fdo. Joaquín Julián Pastor Pérez

AGRADECIMIENTOS

Quisiera agradecer a todas aquellas personas que de alguna forma me han ayudado durante la realización de este trabajo, en especial a mi director de tesis Jose María Tarjuelo, por su entusiasmo e inestimable ayuda sin la cual este trabajo no hubiese sido posible.

A Francisco del Amor, presidente de la Comunidad de Regantes Pantano de la Cierva de Mula, por su apoyo mostrado en todo momento y por hacer posible la realización de la toma de datos en la red de riego de Mula.

A todo el personal de la Comunidad de Regantes Pantano de la Cierva de Mula, en especial a Paco García, Paco Botía y Jesús García, por su ayuda y buena disposición mostrada en la toma de datos, a pesar de retrasarles en su trabajo.

A Joaquín Pastor, director del Departamento de Ingeniería, por su ayuda e interés mostrado para que este trabajo llegase a buen fin.

A Antonio, Herminia, Javier y Juan Miguel, compañeros de la sección de Hidráulica y Riegos del Departamento de Ingeniería, por las facilidades que me han dado en todo momento y por su valiosa ayuda y colaboración a lo largo de la realización del trabajo.

A José Joaquín García, técnico de laboratorio del Departamento de Ingeniería, por toda la ayuda prestada en la adquisición y toma de datos de la red. Al resto de compañeros del Departamento de Ingeniería, Teresa, Mari Carmen, Cesareo, Manolo, José Luis, José Antonio y Eva por su continuo apoyo y estímulo.

A mis amigos y compañeros de la Escuela Politécnica Superior de Orihuela por su continuo estímulo y ánimo, en especial a Marga por su incondicional ayuda, sobre todo en la realización de los análisis estadísticos.

A los compañeros del Centro Regional de Estudios del Agua de la Universidad de Castilla La Mancha, por su ayuda prestada en la realización de los cálculos hidráulicos.

A mi padre, que aunque ya no está, siempre lo he tenido presente, sobre todo en los momentos más difíciles, porque sé lo que le hubiese gustado ser testigo de la presentación de esta memoria.

A todos ellos, en el momento en que termino este trabajo, muchas gracias.

A la memoria de mi padre
A mi madre
A Pilar, Ricardo y Eduardo

RESUMEN

Optimización del diseño y gestión de redes colectivas de distribución de agua para riego por goteo de cultivos leñosos. Aplicación al regadío de Mula (Murcia)

Los recursos hídricos totales disponibles en España superan a las demandas totales, sin embargo en muchas regiones existe un riesgo de escasez de agua debido a que los recursos hídricos potenciales son inferiores a las demandas actuales, como sucede en el Levante y Sureste español. En estas zonas la agricultura de regadío está ampliamente extendida, por lo que cualquier medida encaminada a mejorar el manejo del agua pasa obligatoriamente por mejorar la gestión y uso del agua de riego, ya que el regadío consume alrededor del 80% de los recursos hídricos disponibles.

Actualmente están en vigor planes que tienen entre otros fines corregir el desequilibrio hídrico existente en España, como son el Plan Hidrológico Nacional, los Planes Hidrológicos de Cuenca, y el Plan Nacional de Regadíos. Todos ellos están coordinados entre sí y, en materia de regadíos, contemplan la inversión de más de 3000 millones de euros destinados a la consolidación y mejora de los regadíos existentes, siendo la inversión prevista en la Región de Murcia de 527 millones de euros. La consolidación y mejora de los regadíos prevista en dichos planes, se basa en la modificación de sistemas de distribución de agua y en el cambio de sistema de aplicación del agua de riego, siendo el riego por goteo el sistema hacia el que se tiene que orientar la modernización de los regadíos existentes. La modificación de los sistemas de distribución de agua se basa principalmente en la sustitución de los canales y acequias de distribución, por redes a presión ramificadas que permiten la conexión directa de los sistemas de riego por goteo instalados en las parcelas de cultivo, sin necesidad de presión adicional. Así se consigue minimizar las pérdidas de agua por evaporación e infiltración y mejorar la gestión de la distribución de agua a los usuarios. Uno de los aspectos claves en el diseño y gestión de la red de distribución a presión, es la organización del reparto de agua a los puntos de consumo, siendo este un parámetro que influye tanto en el coste final de la red así como en el comportamiento hidráulico de la misma.

Por todo ello, las redes de distribución de agua presión constituyen una infraestructura prioritaria en el contexto de la modernización de los regadíos, sobre todo

en la Región de Murcia, en donde el manejo adecuado de los recursos hídricos juega un papel primordial para asegurar la sostenibilidad de los regadíos.

Con la presente Tesis Doctoral se pretende poner de manifiesto los principales factores que determinan la organización del reparto de agua que conduzca a la solución óptima del diseño y gestión de las redes colectivas de distribución de agua, que abastecen a sistemas de riego por goteo. Los resultados obtenidos se han validado en la red de riego correspondientes al sector 1A de los regadíos de Mula (Murcia). Para ello se ha realizado un análisis del consumo de agua en la red comparándolo con las necesidades de agua de los cultivos abastecidos, durante el periodo 1995 – 2001 y obteniendo índices de rendimiento del riego. Así mismo se han analizado los caudales circulantes por todas las líneas de la red durante el periodo comprendido entre junio de 2000 y mayo de 2001, lo que ha permitido calibrar un modelo de simulación hidráulica y además contrastar el método de Clement como método de cálculo de caudales de línea en riego a la demanda. Con el modelo de simulación calibrado, se ha analizado la influencia sobre el comportamiento de la red, de las modificaciones del proyecto original introducidas durante la ejecución de la obra. Además se han establecido cinco estrategias de diseño y tres de gestión, basadas en la organización del reparto de agua. Para cada una de las estrategias de diseño se han realizando cinco nuevos dimensionados de la red, que posteriormente han sido analizados con el modelo de simulación calibrado, a partir de estados de carga medidos en la red, considerando las estrategias de gestión establecidas.

Los resultados muestran que, en general, para la alternativa de cultivos existente en la zona de estudio, se están utilizando riegos deficitarios al aplicar menos agua que la teóricamente necesaria para satisfacer las necesidades de los cultivos calculadas mediante la ecuación FAO de Penman-Monteith, utilizando los coeficientes de cultivo recomendados por el SIAM (Servicio de información agraria de la Región de Murcia). En cuanto a los caudales circulantes por la red, se ha comprobado que de los dos turnos con que está funcionando la red, en el de tarde, los caudales máximos son superiores al de mañana para todos los meses del año, debido a que por la tarde tiende a concentrarse más la apertura de tomas como consecuencia de la menor disponibilidad de horas de luz diurna. Se ha comprobado que el método de Clement es adecuado para la determinación de los caudales de línea, en una red con funcionamiento a la demanda modificada como esta, con una elevada probabilidad de apertura de tomas, cumpliéndose todas las hipótesis consideradas en la aplicación de este método, excepto la hipótesis de probabilidad de apertura de tomas uniforme a lo largo de la jornada de riegos. Se ha comprobado también que de todas las variables consideradas en el proceso de calibrado del modelo de simulación de la red, las de tipo hidráulico, como la rugosidad absoluta de las tuberías, las pérdidas de carga localizadas y las pérdidas de carga provocadas en las estaciones de filtrado, tienen una mayor repercusión en el comportamiento final de la red,

que las variables de tipo topológico, como las cotas de los nudos y el trazado de la red. En cuanto al diseño óptimo de la red, el dimensionado más económico corresponde a la organización del riego a la demanda modificada en turnos, estando los turnos formados por la mitad de tomas de cada hidrante multiusuario asignadas a un turno y la otra mitad al otro turno. Este tipo de organización de los turnos corresponde a su vez a la estrategia de gestión óptima, ya que es el tipo de gestión mediante el que se ha obtenido un mejor comportamiento hidráulico para todos los diseños realizados.

SUMMARY

Management and design optimisation of collective irrigation distribution networks for drip irrigation woody crops. Application to Mula irrigated area (Murcia)

The total amount of available water resources in Spain is bigger than the total demand, nevertheless in many regions there is a risk of water scarcity because the potential water resources are smaller than the actual demands, as it happens in the Mediterranean Coast and in the Southeast. In these areas the irrigated agriculture is widely extended and so any measure aiming at improving water management requires the improvement of the use and management of irrigation water, since the water used for irrigation represents about 80% of total available water resources.

Nowadays some plans are in force which aim to correct the water unbalance existing in Spain, like the National Hydrologic Plan, the Basin Hydrologic Plans and the National Irrigation Plan. All of them are co-ordinated and provide for the investment of more than 3000 millions euros intended to improve and consolidate the already existing irrigated areas, being the investment earmarked to the Murcia Region of 527 million euros. These investments are focussed at two levels, one with the aim to modernise the water irrigation distribution networks and the other one aimed at improving the efficiency of on-farm irrigation systems replacing the surface irrigation systems by drip irrigation systems. The modernisation of water irrigation distribution networks is mainly based in substituting the channel and irrigation ditches by branched networks of pressurised pipes. Therefore, percolation and evaporation losses are eliminated, allowing a better control on the volume effectively withdrawn by farmers. It also allows direct connection of on-farm pressure irrigation systems as drip systems. One of the key aspects in the design and management of a pressurised irrigation distribution network is the water delivery organisation, which has as much influence in the network cost as in the network hydraulic behaviour.

For all those reasons, the water irrigation distribution networks are one of the priority infrastructures in irrigation modernisation, especially in the Murcia Region, where the property management of the water resources has a basic role to ensure the irrigation sustainability along time.

This Thesis Dissertation tries to point out the main factors that determine the water delivery organisation in order to obtain the optimal solution for the design and management of collective water irrigation distribution networks for drip irrigation. The results have been validated in the irrigation network corresponding to sector 1A of Mula (Murcia, Spain) irrigated area. For this purpose, an analysis has been performed comparing water consumption with crops water requirements for the 1995 – 2001 period, and obtaining irrigation performance indexes. Besides this, the circulating flow through all the pipes in the network has been analysed for one year, from June 2000 to May 2001. This analysis allowed the calibration of a simulation model and checking the Clement method to compute the design flows of the on-demand irrigation distribution network. With the calibrated simulation model the influence of project modifications, introduced during the execution of the network works, on the hydraulic network behaviour has been analysed. In addition, five design and management strategies based on water delivery organisation have been settled. Five new network pipe sizing have been calculated for each design strategy and subsequently have been analysed with the calibrated simulation model, taking into account discharges measured in the network and the management strategy settled.

Results show that, in general, for the existing cropping pattern in the area, less water has been actually applied than the crops water requirement for optimal growth as calculated by the FAO Penman-Monteith equation and the crop coefficients recommended by the SIAM (Agricultural Information System of the Murcia Region). Regarding the discharges circulating in the network, it has been verified that those are bigger during the afternoon turn as compared to the morning turn, because of the higher concentration of open hydrants in the afternoon due to a reduced availability of daylight during this turn. It has been checked that Clement's method is suitable to compute pipe flow in a irrigation network working on restricted demand with a high probability of open hydrant. All of the hypotheses considered in the application of this method have been fulfilled, except the uniform opening probability of hydrants at each hour of the irrigation working day. It has also been checked that for all the variables considered in the simulation model calibration process of a network, the hydraulic variables, as absolute pipe roughness, minor head losses and filter station head loss, have a bigger influence in the final hydraulic behaviour than topologic variables, as node elevation and network layout. Regarding the optimal design of the network, the most economic pipe sizes agree with the on demand restricted in turns organisation, turns made with half of the outlets of every multi-user hydrants assigned to one turn and the other half to the other turn. This kind of turns organisation also agrees with the optimal management strategy because this was the kind of management which got the best hydraulic behaviour of the network for all designs performed.

INDICE GENERAL

RESUMEN

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Características de las redes de riego a presión	8
1.1.1. Tipos de redes	9
1.2. Descripción de la zona de estudio	12
1.2.1. Descripción del medio físico	12
1.2.2. Características del plan de modernización	15
1.2.3. Características del regadío	16
1.2.4. Parámetros de diseño contemplados en el proyecto de modernización	18
1.2.5. Situación actual de la red de riego	21
2. OBJETIVOS	29
3. METODOLOGÍA	31
3.1. Análisis de la distribución de agua en la red	31
3.1.1. Climatología	32
3.1.2. Determinación de las necesidades de agua de los cultivos	32
3.1.3. Determinación del consumo de agua	37
3.1.4. Determinación del rendimiento del riego	37
3.1.5. Análisis de los caudales transportados	38
3.1.5.1. Dotaciones de hidrantes	38
3.1.5.2. Validación de las lecturas de caudal	39
3.1.5.3. Caudales medios circulantes en cabeza de la red	40
3.1.5.4. Caudales circulantes por las líneas de la red	41
3.2. Calibración de un modelo de simulación de la red	43
3.2.1. Introducción	43
3.2.1.1. Posibilidades de explotación de un modelo calibrado de una red	45
3.2.1.2. Desarrollo del proceso de calibración	47
3.2.1.2.1. Toma de datos de la red	47
3.2.1.2.2. Esqueletización de la red	48

3.2.1.2.3.	Introducción de datos en el modelo	49
3.2.1.2.4.	Ejecución provisional del modelo	50
3.2.1.2.5.	Medida de datos en la red	50
3.2.1.2.6.	Ajuste y calibración del modelo	52
3.2.2.	Metodología seguida en la calibración de la red	54
3.3.	Estudio de las modificaciones introducidas en la ejecución del proyecto inicial de la red	60
3.3.1.	Influencia de las variables de tipo topológico	62
3.3.2.	Influencia de las variables de tipo hidráulico	63
3.4.	Estrategias de diseño y gestión de redes basadas en la organización de la distribución de agua de riego	64
3.4.1.	Organización a la demanda (ED1)	65
3.4.2.	Organización a la demanda restringida en dos turnos. Turnos formados por hidrantes alternos (ED2).	66
3.4.3.	Organización en dos turnos considerando todas las tomas abiertas en cada turno. Turnos formados por hidrantes alternos (ED3)	66
3.4.4.	Organización a la demanda restringida en dos turnos. Turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno (ED4)	67
3.4.5.	Organización en dos turnos considerando todas las tomas abiertas en cada turno. Turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno (ED5)	68
3.5.	Diseño de la red para las distintas estrategias contempladas	69
3.5.1.	Contrastación del método de Clement	69
3.5.2.	Metodología seguida en el diseño de la red	74
3.5.2.1.	Comparación de resultados	80
3.6.	Análisis del comportamiento de los distintos dimensionados realizados.	81
3.6.1.	Metodología seguida	81
3.6.1.1.	Estados de carga empleados en los análisis	83
3.6.1.1.1.	Caudales utilizados en EG2	84
3.6.1.1.2.	Caudales utilizados en EG3	85

3.6.2. Análisis realizados	87
4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	89
4.1. Distribución de agua en la red	89
4.1.1. Climatología	89
4.1.2. Necesidades de agua de los cultivos	91
4.1.3. Consumo de agua	93
4.1.4. Comparación entre necesidades y consumo	96
4.1.5. Rendimiento del riego	101
4.1.6. Caudales circulantes por la red	103
4.1.6.1. Dotaciones en hidrantes	103
4.1.6.2. Validación de las lecturas de caudal	107
4.1.6.3. Caudales medios circulantes en cabeza de la red	110
4.1.6.4. Caudales circulantes por las líneas de la red	115
4.2. Calibración de la red	121
4.2.1. Medida de datos de la red	121
4.2.2. Parámetros de ajuste	122
4.2.3. Resultados obtenidos en las simulaciones	122
4.3. Repercusión de las modificaciones del proyecto sobre el comportamiento de la red	126
4.3.1. Influencia de las modificaciones de la topología	128
4.3.2. Influencia de las modificaciones de los parámetros hidráulicos .	133
4.4. Dimensionado de la red	139
4.4.1. Contrastación del método de Clement	139
4.4.1.1. Hipótesis de normalidad	139
4.4.1.2. Probabilidad de apertura de tomas	142
4.4.1.3. Comparación entre caudales medidos y caudales de Clement	147
4.4.2. Resultados del dimensionado con organización a la demanda (ED1)	153

4.4.3.	Resultados del dimensionado con organización a la demanda restringida en dos turnos. Turnos formados por hidrantes alternos (ED2)	158
4.4.4.	Resultados del dimensionado con organización en dos turnos considerando todas las tomas abiertas en cada turno. Turnos formados por hidrantes alternos (ED3).	162
4.4.5.	Resultados del dimensionado con organización a la demanda restringida en dos turnos. Turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas de cada uno (ED4)	165
4.4.6.	Resultados del dimensionado con organización en dos turnos considerando todas las tomas abiertas en cada turno. Turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas de cada uno (ED5).	168
4.4.7.	Comparación entre los distintos dimensionados	171
4.4.7.1.	Comparación entre los caudales de línea de las cinco estrategias	171
4.4.7.2.	Comparación de los dimensionados de las cinco estrategias de diseño con la red ejecutada	172
4.5.	Comportamiento de la red para cada dimensionado realizado	177
4.5.1.	Estados de carga más desfavorables medidos en la red	177
4.5.2.	Estados de carga empleados en los análisis.	182
4.5.2.1.	Turnos formados por hidrantes alternos.	182
4.5.2.2.	Turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno.	183
4.5.3.	Resultados obtenidos en los análisis de la red.	186
4.5.3.1.	Análisis de las estrategias de diseño.	186
4.5.3.2.	Análisis de las estrategias de gestión.	202
4.6.	Recomendaciones sobre el diseño y gestión óptima de redes.	211
5.	CONCLUSIONES.	217
5.1.	Conclusiones respecto a las necesidades de agua y manejo del riego	217
5.2.	Conclusiones respecto a los parámetros de funcionamiento de la red	219
5.3.	Conclusiones respecto a la calibración del modelo de simulación de la red	220
5.4.	Conclusiones respecto a la influencia de las modificaciones introducidas en la ejecución de la red	220

5.5. Conclusiones respecto a la aplicación del método de Clement para el cálculo de caudales de línea	221
5.6. Conclusiones respecto al diseño y gestión de la red	221
5.7. Conclusiones respecto a la mejora de la gestión de la red estudiada ..	222
6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	225

Anejo N° 1. Diseño de redes colectivas ramificadas de distribución de agua de riego.

Anejo N° 2. Datos de las parcelas de cultivo del sector estudiado.

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.2.4.1. Necesidades de agua de los cultivos.	19
Tabla 1.2.4.2. Diseño agronómico contemplado en el proyecto	20
Tabla 1.2.4.3. Distribución mensual de configuraciones de hidrantes	21
Tabla 1.2.5.1. Superficie de los sectores de riego	21
Tabla 1.2.5.2. Distribución de cultivos en el sector 1A	24
Tabla 1.2.5.3.: Configuraciones de hidrantes	25
Tabla 1.2.5.4. Datos topología proyectada Sector IA	26
Tabla 1.2.5.5. Datos topología ejecutada Sector IA	27
Tabla 3.1.2.2. Coeficientes de cultivo empleados para la determinación de las necesidades	33
Tabla 3.1.2.3. Relación de transpiración estacional (T_R) para diferentes texturas de suelo y profundidades radiculares.	35
Tabla 3.2.1.2.3.1. Valores de la rugosidad absoluta de las tuberías	50
Tabla 3.2.2.1. Rugosidad Absoluta inicial	55
Tabla 3.2.2.2. Coeficiente de resistencia de singularidades	56
Tabla 3.3.1. Variables hidráulicas de proyecto y calibradas	61
Tabla 3.3.2. Descripción de las simulaciones realizadas	62
Tabla 3.5.1.1. Probabilidad de apertura de tomas considerada para contrastar el método de Clement	73
Tabla.3.5.2.1. Valores obtenidos para el cálculo del caudal de línea	75
Tabla 3.5.2.2. Características de las tuberías empleadas en el dimensionado	79
Tabla 3.6.1.2. Estado actual de ejecución de la red	83
Tabla 3.6.1.1.1.1. Configuración de los turnos de riego de la situación real de funcionamiento	85
Tabla 3.6.1.1.2.1. Configuración de los turnos de riego propuesta, formada por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno	87
Tabla 3.6.2.1. Simulaciones realizadas	88
Tabla 4.1.1.1. Datos climáticos para el año medio (periodo 1995-2001) y para el año de estudio (Jun 2000 – May 2001). Temperatura media, precipitación y Evapotranspiración (ETo) utilizando el método de Hargreaves.	89
Tabla 4.1.1.2. Evapotranspiración de referencia (ETo) para el año de estudio (Jun 2000 – May 2001) calculada con los métodos de Blaney-Criddle, Penman-Monteith, Radiación y Hargreaves.	89

Tabla 4.1.2.1. Necesidades totales mensuales (m ³ /ha) de los cultivos para el año medio (1995-2001), el año seco, y el periodo junio de 2000 a mayo de 2001.....	91
Tabla 4.1.6.2.1.: Estadísticos descriptivos del Error absoluto de la estimación.....	109
Tabla 4.1.6.3.1: Caudales medios transportados en cabeza de la red.....	110
Tabla 4.1.6.3.2. Coeficientes de simultaneidad en cabeza de la red.....	111
Tabla 4.1.6.3.3. Porcentajes de exceso de caudal transportado y volumen aplicado por hectárea, en el turno de tarde.....	114
Tabla 4.1.6.4.1. Caudales circulantes máximos, n° de tomas y coeficientes de simultaneidad máximos de, 31 líneas de la red, en el mes de julio.....	116
Tabla 4.1.6.4.2. Caudales circulantes máximos, n° de tomas y coeficientes de simultaneidad máximos de, 31 líneas de la red, en el mes de agosto.....	117
Tabla 4.1.6.4.3. Caudales circulantes, n° de tomas y coeficientes de simultaneidad de 31 líneas de la red, para el instante de máximo caudal en cabecera del mes de julio.....	119
Tabla 4.2.1.1. Datos de caudal y presión medidos en los nudos.....	121
Tabla 4.2.2.1. Parámetros de las simulaciones.....	122
Tabla 4.2.3.1. Estadísticos descriptivos de Dif y de Err para cada simulación.....	124
Tabla 4.4.1.1. Resultados de la prueba de Kolmogorov-Smirnov para las variables NA y QL, medidas en la red el día de máximo caudal circulante. Turno impar.....	139
Tabla 4.4.1.2. Resultados de la prueba de Kolmogorov-Smirnov para las variables NA y QL, medidas en la red el día de máximo caudal circulante. Turno par.....	140
Tabla 4.4.1.3. Comparación de Q _{pro} y Q _{max} con Q _{cle} , para el mes de julio de 2000. Turno impar.....	148
Tabla 4.4.1.4. Comparación de Q _{pro} y Q _{max} con Q _{cle} , para el mes de julio de 2000. Turno par.....	149
Tabla 4.4.1.5. Comparación de Q _{pro} y Q _{max} con Q _{cle} , para el mes de julio de 2000. Calculando Q _{cle} a partir de la dotación teórica y dotación máxima.....	150
Tabla 4.4.2.1. Caudales de Clement para la estrategia ED1.....	154
Tabla 4.4.2.2. Datos de partida para el diseño del sector 1A para la estrategia ED1.....	156
Tabla 4.4.2.3. Dimensionado del sector 1A para la estrategia ED1.....	157
Tabla 4.4.3.1. Caudales de Clement para la estrategia ED2. Turno impar....	158
Tabla 4.4.3.2. Caudales de Clement para la estrategia ED2. Turno par.....	159

Tabla 4.4.3.3. Datos de partida para el diseño del sector 1A para la estrategia ED2.....	160
Tabla 4.4.3.4. Dimensionado del sector 1A para la estrategia ED2.....	161
Tabla 4.4.4.1..Datos de partida para el diseño del sector 1A para la estrategia ED3.....	163
Tabla 4.4.4.2.Dimensionado del sector 1A para la estrategia ED3.....	164
Tabla 4.4.5.1. Caudales de Clement para la estrategia ED4.....	165
Tabla 4.4.5.2. Datos de partida para el diseño del sector 1A para la estrategia ED4.....	166
Tabla 4.4.5.3 .Dimensionado del sector 1A para la estrategia ED4.....	167
Tabla 4.4.6.1. Datos de partida para el diseño del sector 1A para la estrategia ED5.....	169
Tabla 4.4.6.2.Dimensionado del sector 1A para la estrategia ED5.....	170
Tabla 4.5.1.1. Estado de carga más desfavorable de la red medido en el turno impar el 10 de julio de 2000 a las 19 horas.....	178
Tabla 4.5.1.2. Estado de carga más desfavorable de la red medido en el turno par el 14 de julio de 2000 a las 11,30 horas.....	179
Tabla 4.5.1.3. Estado de carga más desfavorable del turno impar del día 15 de julio de 2000 medido a las 18,15 horas.....	180
Tabla 4.5.1.4. Estado de carga más desfavorable del turno par del día 15 de julio de 2000 medido a las 12,00 horas.....	181
Tabla 4.5.2.1.1. Dotación utilizada para la realización de los análisis con organización del riego correspondiente a EG2.....	182
Tabla 4.5.2.2.1. Estado de carga más desfavorable de los turnos impar y par del día 15 de julio de 2000 adaptado a la organización de turnos correspondiente a EG3.....	183
Tabla 4.5.2.2.2. Dotación utilizada para la realización de los análisis con organización del riego correspondiente a EG3.....	185

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Mapa de escasez en los ámbitos territoriales de las cuencas hidrográficas	2
Figura 1.2.1.1. Mapa de Situación	13
Figura 1.2.2.1. Zona de actuación del Plan de Modernización	15
Figura 1.2.3.1.: Distribución de las explotaciones por tamaños	17
Figura 1.2.3.2.: Distribución de la superficie por tamaños	17
Figura 1.2.3.3.: Distribución de la superficie por cultivos	18
Figura 1.2.4.1.: Distribución de los sectores de riego	18
Figura 1.2.5.1. Cabezal de filtrado del sector IA	22
Figura 1.2.5.2. Detalle de las tomas individuales	23
Figura 3.2.1.1. Disminución del diámetro efectivo de una tubería	45
Figura 4.1.2.1. Necesidades totales (m ³ /ha) por cultivos	93
Figura 4.1.3.1. Comparación entre el agua total aplicada a los cultivos (m ³ /ha) para el año medio, año máximo consumo y período junio de 2000 a mayo de 2001	93
Figura 4.1.3.2. Distribución mensual del agua aplicada a los cultivos (m ³ /ha) para el año medio, año máximo consumo y período junio de 2000 a mayo de 2001	94
Figura 4.1.3.3. Distribución mensual del agua aplicada por cultivo (m ³ /ha) para el período jun 2000 – may 2001	95
Figura 4.1.3.4. Consumo total de agua aplicada por cultivo (m ³ /ha) para el período jun 2000 – may 2001	96
Figura 4.1.4.1. Comparación entre las necesidades totales y consumo total de agua aplicada (m ³ /ha) para el período jun 2000 – may 2001 y consumo para el año medio, de todos los cultivos	97
Figura 4.1.4.2. Comparación entre las necesidades totales y consumo total de agua aplicada (m ³ /ha) para el período jun 2000 – may 2001 y consumo total del año medio, del albaricoquero	98
Figura 4.1.4.3. Comparación entre las necesidades totales y consumo total de agua aplicada (m ³ /ha) para el período jun 2000 – may 2001 y consumo total del año medio, del limonero	99
Figura 4.1.4.4. Comparación entre las necesidades totales y consumo total de agua aplicada (m ³ /ha) para el período jun 2000 – may 2001 y consumo total del año medio, del naranjo	99
Figura 4.1.4.5. Comparación entre las necesidades totales y consumo total de agua aplicada (m ³ /ha) para el período jun 2000 – may 2001 y consumo total del año medio, del cultivo mixto	100

Figura 4.1.4.6. Comparación entre las necesidades totales y consumo total de agua aplicada (m ³ /ha) para el período jun 2000 – may 2001 y consumo total del año medio, del melocotonero	101
Figura 4.1.5.1. Representación mensual del índice de rendimiento estacional del riego para cada cultivo y para el total de cultivos	102
Figura 4.1.6.1.1.: Dotaciones en hidrantes. Turno impar	103
Figura 4.1.6.1.2.: Dotaciones en hidrantes. Turno par.	104
Figura 4.1.6.1.3.: Porcentaje de exceso de dotación máxima respecto a la dotación teórica de las tomas individuales de la red.	105
Figura 4.1.6.1.4.: Porcentaje de exceso de dotación media respecto a la dotación teórica de las tomas individuales de la red.	105
Figura 4.1.6.1.5.: Exceso de dotación máxima respecto a la dotación teórica de las tomas individuales de la red	106
Figura 4.1.6.1.6.: Exceso de dotación media respecto a la dotación teórica de las tomas individuales de la red.	106
Figura 4.1.6.1.7.: Frecuencia relativa de los coeficientes de variación de las dotaciones en toma	107
Figura 4.1.6.2.1.: Comparación entre caudales de la línea 1 obtenidos como suma de los contadores individuales de parcela frente a los caudales medidos en el contador general	108
Figura 4.1.6.2.2.: Error absoluto cometido en la estimación del caudal de línea en función del caudal medido en el contador general	109
Figura 4.1.6.3.1. Coeficientes de simultaneidad medios en turnos de mañana y tarde	112
Figura 4.1.6.3.2. Caudales medios horarios mensuales del periodo junio de 2000 a mayo de 2001	112
Figura 4.1.6.3.3. Caudales medios y máximos horarios de los meses de julio y agosto de 2000	115
Figura 4.1.6.4.1. Coeficientes de simultaneidad máximos alcanzados en los meses de julio y agosto en 31 líneas de la red	118
Figura 4.1.6.4.2. Coeficientes de simultaneidad para el instante de máximo caudal en cabecera en el mes de julio en 31 líneas de la red	120
Figura 4.2.3.1. Diferencia entre valores medidos y simulados en horas punta	123
Figura 4.2.3.2. Diferencia entre valores medidos y simulados en horas valle.	123
Figura 4.2.3.3. Diferencia entre valores medidos y simulados en horas valle.	125
Figura 4.2.3.4. Diferencia entre valores medidos y simulados en horas valle.	125

Figura 4.3.1. Presiones en hidrantes para: (1) variables topológicas e hidráulicas de proyecto, (19) variables topológicas ejecutadas e hidráulica calibradas, (Pestática pro) presión estática de proyecto, (Pestática eje) presión estática ejecutada y (Pdiseño) presión mínima de diseño. Estado de carga correspondiente a configuración impar de diseño.	126
Figura 4.3.2. Presiones en hidrantes para: (2) variables topológicas e hidráulicas de proyecto, (20) variables topológicas ejecutadas e hidráulica calibradas, (Pestática pro) presión estática de proyecto, (Pestática eje) presión estática ejecutada y (Pdiseño) presión mínima de diseño. Estado de carga correspondiente a configuración par de diseño.	127
Figura 4.3.1.1. Comparación entre longitud de tuberías proyectadas y ejecutadas	128
Figura 4.3.1.2. Comparación entre cotas de nudos de proyecto y cotas ejecutadas	129
Figura 4.3.1.3.: Presiones en hidrantes para: (1) variables topológicas e hidráulicas de proyecto, (5) variables topológicas ejecutadas e hidráulica de proyecto considerando el tubo de acometida de hidrantes y (Pdiseño) presión mínima de diseño. Estado de carga correspondiente a configuración impar de diseño.	130
Figura 4.3.1.4.: Presiones en hidrantes para: (2) variables topológicas e hidráulicas de proyecto, (6) variables topológicas ejecutadas e hidráulica de proyecto considerando el tubo de acometida de hidrantes y (Pdiseño) presión mínima de diseño. Estado de carga correspondiente a configuración par de diseño.	130
Figura 4.3.1.5.: Presiones en hidrantes para: (3) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas de proyecto sin considerar el tubo de acometida de hidrantes, (5) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas de proyecto considerando el tubo de acometida de hidrantes, (17) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas calibradas sin considerar el tubo de acometida de hidrantes, (19) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas calibradas considerando el tubo de acometida de hidrantes, y (Pdiseño) presión mínima de diseño en hidrantes. Estado de carga correspondiente a configuración impar de diseño	132
Figura 4.3.1.6. Presiones en hidrantes para: (4) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas de proyecto sin considerar el tubo de acometida de hidrantes, (6) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas de proyecto considerando el tubo de acometida de hidrantes, (18) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas calibradas sin considerar el tubo de acometida de hidrantes, (20) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas calibradas considerando el tubo de acometida de hidrantes, y (Pdiseño) presión mínima de diseño en hidrantes. Estado de carga correspondiente a configuración par de diseño	132

Figura 4.3.2.1.: Presiones en hidrantes para: (1) variables topológicas e hidráulicas de proyecto, (15) variables topológicas de proyecto e hidráulicas calibradas y ($P_{diseño}$) presión mínima de diseño. Estado de carga correspondiente a configuración impar de diseño. 133

Figura 4.3.2.2.: Presiones en hidrantes para: (2) variables topológicas e hidráulicas de proyecto, (16) variables topológicas de proyecto e hidráulicas calibradas y ($P_{diseño}$) presión mínima de diseño. Estado de carga correspondiente a configuración par de diseño. 134

Figura 4.3.2.3.:% influencia en la reducción de la presión en los hidrantes según el valor de la variable hidráulica considerada (I_{ij}). Estado de carga correspondiente a configuración impar de diseño. 135

Figura 4.3.2.4.:% influencia en la reducción de la presión en los hidrantes según el valor de la variable hidráulica considerada (I_{ij}). Estado de carga correspondiente a configuración par de diseño 135

Figura 4.3.2.5.: Presiones en hidrantes para: (1) variables topológicas e hidráulicas de proyecto, (5) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas de proyecto, (15) variables topológicas de proyecto e hidráulicas calibradas, (19) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas calibradas, y ($P_{diseño}$) presión mínima de diseño. Estado de carga correspondiente a configuración impar de diseño. 137

Figura 4.3.2.6.: Presiones en hidrantes para: (2) variables topológicas e hidráulicas de proyecto, (6) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas de proyecto, (16) variables topológicas de proyecto e hidráulicas calibradas, (20) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas calibradas, y ($P_{diseño}$) presión mínima de diseño. Estado de carga correspondiente a configuración par de diseño. 137

Figura 4.4.1.1.Histograma de frecuencias acumuladas de las variables NA y QL de la línea 1, medidas en la red el día de máximo caudal circulante. Turno impar 141

Figura 4.4.1.2.Histograma de frecuencias acumuladas de las variables NA y QL de la línea 1, medidas en la red el día de máximo caudal circulante. Turno par 141

Figura 4.4.1.3. Media diaria del número de tomas simultáneamente abiertas (NA) en la línea 1 durante el mes de julio. Turno impar 142

Figura 4.4.1.4. Media diaria del número de tomas simultáneamente abiertas (NA) en la línea 1 durante el mes de julio. Turno par 142

Figura 4.4.1.5. Media diaria del caudal de la línea 1 (QL) durante el mes de julio. Turno impar 143

Figura 4.4.1.6. Media diaria del caudal de la línea 1 (QL) durante el mes de julio. Turno par 144

Figura 4.4.1.7. Media horaria del número de tomas simultáneamente abiertas (NA) en la línea 1 durante el mes de julio 145

Figura 4.4.1.8. Media horaria del caudal de la línea 1 (QL) durante el mes de julio.	145
Figura 4.4.1.9. Coeficiente de simultaneidad medio horaria de número de tomas abiertas (NA) en la línea 1, durante el mes de julio.	146
Figura 4.4.1.10. Coeficiente de simultaneidad medio horario de caudal de línea (QL) en la línea 1, durante el mes de julio.	146
Figura 4.4.7.1.1. Caudales de línea para las cinco estrategias de diseño	171
Figura 4.4.7.1.2. Caudales de línea de Clement en función del número de tomas	172
Figura 4.4.7.2.1. Diámetros interiores medios para las cinco estrategias de diseño y para la red ejecutada	173
Figura 4.4.7.2.2. Costes de las líneas para las cinco estrategias de diseño y para la red ejecutada	174
Figura 4.4.7.2.3. Costes totales de las líneas de la red para las cinco estrategias de diseño y para la red ejecutada	175
Figura 4.5.3.1.1. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la red ejecutada (Dejct) con el estado de carga correspondiente a turnos formados por hidrantes alternos (EG2). Turnos impar y par.	187
Figura 4.5.3.1.2. Caudales de línea simulados ($Q_{simulado}$) y caudales de línea considerados en el proyecto de la red ejecutada (Q_{tot}), para cada una de las líneas. Turno impar.	188
Figura 4.5.3.1.3. Caudales de línea simulados ($Q_{simulado}$) y caudales de línea considerados en el proyecto de la red ejecutada (Q_{tot}), para cada una de las líneas. Turno par.	188
Figura 4.5.3.1.4. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la red a la demanda (ED1). Turnos formados por hidrante alternos. Estado de carga correspondiente a turnos formados por hidrantes alternos (EG2). Turnos impar y par.	190
Figura 4.5.3.1.5. Caudales de línea simulados ($Q_{simulado}$) y caudales de línea de diseño (Q_{cle}) considerados en la estrategia de riego a la demanda (ED1), para cada una de las líneas. Turno impar.	191
Figura 4.5.3.1.6. Caudales de línea simulados ($Q_{simulado}$) y caudales de línea de diseño (Q_{cle}) considerados en la estrategia de riego a la demanda (ED1), para cada una de las líneas. Turno par.	191
Figura 4.5.3.1.7. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la red a la demanda modificada en dos trunos. Turnos formados por hidrante alternos (ED2). Estado de carga correspondiente a turnos formados por hidrantes alternos (EG2). Turnos impar y par.	193
Figura 4.5.3.1.8. Caudales de línea simulados ($Q_{simulado}$) y caudales de línea de diseño (Q_{cle}) considerados en la estrategia de riego a la demanda modificada en dos turnos (ED2), para cada una de las líneas. Turno impar.	194

Figura 4.5.3.1.9. Caudales de línea simulados ($Q_{simulado}$) y caudales de línea de diseño (Q_{cle}) considerados en la estrategia de riego a la demanda modificada en dos turnos (ED2), para cada una de las líneas. Turno par. 195

Figura 4.5.3.1.10. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la red en turnos considerando todas las tomas abiertas en cada turno. Turnos formados por hidrantes alternos (ED3). Estado de carga correspondiente a turnos formados por hidrantes alternos (EG2). Turnos impar y par. 196

Figura 4.5.3.1.11. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la red a la demanda modificada en dos turnos. Turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno (ED4). Estado de carga correspondiente a turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno (EG3). Turnos impar y par. 197

Figura 4.5.3.1.12. Caudales de línea simulados ($Q_{simulado}$) y caudales de línea de diseño (Q_{cle}) considerados en la estrategia de riego a la demanda modificada en dos turnos (ED4), para cada una de las líneas. Turno impar. 198

Figura 4.5.3.1.13. Caudales de línea simulados ($Q_{simulado}$) y caudales de línea de diseño (Q_{cle}) considerados en la estrategia de riego a la demanda modificada en dos turnos (ED4), para cada una de las líneas. Turno par. 198

Figura 4.5.3.1.14. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la red en turnos considerando todas las tomas abiertas en cada turno. Turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno (ED5). Estado de carga correspondiente a turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno (EG3). Turnos impar y par. 199

Figura 4.5.3.1.15. Caudales de línea simulados ($Q_{simulado}$) y caudales de línea de diseño (Q_{cle}) considerados en la estrategia de riego a la demanda modificada en dos turnos (ED4), para cada una de las líneas. Turno impar. 200

Figura 4.5.3.1.16. Caudales de línea simulados ($Q_{simulado}$) y caudales de línea de diseño (Q_{cle}) considerados en la estrategia de riego a la demanda modificada en dos turnos (ED4), para cada una de las líneas. Turno par. 200

Figura 4.5.3.2.1. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la red ejecutada (Dejct) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno impar. 202

Figura 4.5.3.2.2. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la red ejecutada (Dejct) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno par. 203

Figura 4.5.3.2.3. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la estrategia de diseño a la demanda (ED1) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno impar. 204

Figura 4.5.3.2.4. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la estrategia de diseño a la demanda (ED1) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno par. 204

Figura 4.5.3.2.5. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la estrategia de diseño a la demanda modificada (ED2) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno impar. 205

Figura 4.5.3.2.6. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la estrategia de diseño a la demanda modificada (ED2) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno par.	205
Figura 4.5.3.2.7. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la estrategia de diseño en dos turno considerando todas las tomas abiertas en cada turno (ED3) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno impar.	206
Figura 4.5.3.2.8. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la estrategia de diseño en dos turno considerando todas las tomas abiertas en cada turno (ED3) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno par.	207
Figura 4.5.3.2.9. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la estrategia de diseño a la demanda modificada (ED4) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno impar.	208
Figura 4.5.3.2.10. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la estrategia de diseño a la demanda modificada (ED4) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno par.	208
Figura 4.5.3.2.11. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la estrategia de diseño en dos turno considerando todas las tomas abiertas en cada turno (ED5) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno impar.	209
Figura 4.5.3.2.12. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la estrategia de diseño en dos turno considerando todas las tomas abiertas en cada turno (ED5) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno par.	210

1. INTRODUCCIÓN

El agua es esencial para la vida e indispensable para toda actividad humana. Sus propiedades y características físicas, químicas y biológicas, su distribución en el medio natural así como sus potenciales energéticos, le proporcionan múltiples funciones que pueden ser biológicas, ecológicas, técnicas e incluso simbólicas. Ningún otro elemento natural puede sustituir al agua para cumplir la mayoría de estas funciones, lo que le confiere una utilidad absolutamente singular, sin equivalente alguno.

La utilización del agua en sentido amplio se puede analizar desde dos perspectivas diferentes. Desde una perspectiva puramente económica, utilizar el agua constituye un medio para alcanzar un objetivo de producción o de consumo establecido por un agente económico. Desde una perspectiva del medio natural, utilizar el agua consiste en transformar sus características mediante acciones que modifican cuantitativa o cualitativamente su ciclo natural, causando en consecuencia impactos sobre el medio. Respecto a su consumo, la utilización consuntiva del agua está formada por tres usos principales: el uso urbano, el uso industrial y el uso agrícola, de los cuales el agrícola representa un 80% del consumo total, el urbano un 15% y el industrial un 5%. Estos tres usos están limitados por los requerimientos ambientales ya que, en sentido estricto, la utilización medioambiental del agua no supone un uso consuntivo en sí mismo, sino que supone una restricción en la utilización del agua para los otros usos (MMA, 1998).

Hoy día es ampliamente conocida la falta de agua existente en muchas regiones de España, a pesar de que los recursos hídricos disponibles alcanzan la cifra de 45.034

hm³, frente a los 35.323 hm³ de la demanda total (MMA. 1998). Esto se debe a que algunas cuencas son excedentarias y otras deficitarias en recursos hídricos. En las primeras, los recursos hídricos disponibles son superiores a las demandas actuales y en las segundas, las demandas actuales superan a los recursos hídricos disponibles. Como se aprecia en la figura 1.1, los problemas de falta de recursos hídricos se dan principalmente en aquellas cuencas hidrográficas en las que la agricultura de regadío está ampliamente extendida, como sucede en el Levante y Sureste español, en donde existe un riesgo de escasez de tipo estructural o bien de tipo coyuntural. La escasez es de tipo estructural cuando los recursos potenciales, incluyendo la reutilización, desalación y transferencias de otras cuencas, son sistemáticamente inferiores a las demandas actuales. Por el contrario, la escasez de tipo coyuntural se da en cuencas en las que existiendo superávit, los niveles de consumo se hallan relativamente próximos al recurso potencial, por lo que secuencias hidrológicas adversas podrían dar lugar a problemas de suministro por insuficiencia de recursos.

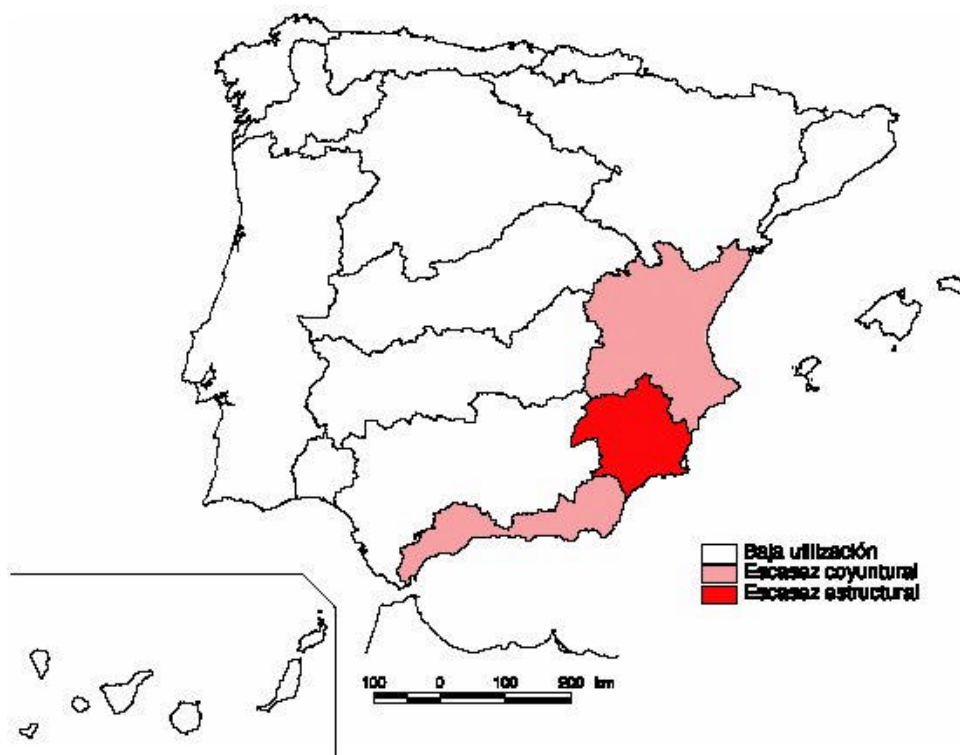


Figura 1.1. Mapa de escasez en los ámbitos territoriales de las cuencas hidrográficas
Fuente: MMA. 1998. Libro Blanco del Agua en España.

La agricultura de regadío ha tenido un papel clave en el desarrollo de España. Desde el punto de vista macroeconómico, ha contribuido a que la balanza comercial agraria haya pasado de ser deficitaria hasta los años 80, a ser excedentaria desde los años 90. Este despegue de la balanza comercial se debe, en gran medida, a la fuerte expansión de las exportaciones de las producciones del regadío y de modo especial a las producciones de frutas y hortalizas. Desde una óptica microeconómica, la transformación

en regadío ha supuesto para muchos agricultores la supervivencia económica. Dados los problemas estructurales de la agricultura española, caracterizados por la pequeña dimensión de las explotaciones, muchos agricultores han podido aumentar su producción y renta agraria gracias al regadío. Para comprender la importancia del regadío en las explotaciones agrarias, basta decir que, a nivel nacional, la productividad relativa de los regadíos respecto al secano es de 7,3, con valores inferiores a 3 en las regiones más húmedas del Norte, alcanzando valores superiores a 20 en zonas áridas como la Región de Murcia y más de 60 en Canarias o de 100 en los invernaderos del litoral Andaluz (Corominas, 1996). Desde un punto de vista social, el regadío cumple una función como factor de equilibrio territorial, ya que puede frenar el éxodo rural de zonas con riesgo de abandono o al menos de pérdida de población e incluso, como se ha comprobado en algunas zonas transformadas, ha actuado como un elemento de recuperación demográfica. De esta forma también ha tenido un papel medioambiental decisivo ya que, al fijar la población al territorio, ha evitado el abandono y la consiguiente degradación del medio natural, propiciando el mantenimiento de las cubiertas vegetales lo que incide de forma directa en la lucha contra la desertización (Valiente y col., 1997).

En España se riegan 3.344.637 ha (MAPA, 1999) que representan un 7% de la superficie nacional y un 13% de la superficie agrícola útil. Por el contrario, de ese 13% se obtiene más del 50% de la producción final agraria, la cual supone algo menos del 5% del Producto Interior Bruto (PIB) nacional. Si se comparan los datos nacionales con los correspondientes a la Región de Murcia, se observa que tanto la importancia del sector agrario en general como la del regadío en particular supera a la media nacional. En la Región de Murcia, con 11.313 km² de superficie total, el sector agrario supone un 8% del Producto Interior Bruto (PIB) regional, más de tres puntos superior a la media nacional. La superficie de regadío es de 192.280 ha (DGEE, 2001), lo que representa el 31% de la superficie cultivada, aportando en torno al 94% de la producción final agraria regional. Los cultivos leñosos tienen una gran importancia en la Región de Murcia, ya que ocupan un 51% de la superficie regada, muy por encima de la media nacional que es del 28%.

El regadío es el gran usuario del agua en España, por ello, cualquier plan de actuación o medida encaminada a mejorar el manejo del agua, pasa necesariamente por mejorar la gestión y el uso del agua en regadío ya que, como se ha mencionado anteriormente, consume el 80% de los recursos hídricos disponibles, unos recursos cada vez más escasos y degradados cuya gestión sostenible es fundamental para la conservación del medio ambiente. Por todo ello, desde el Gobierno central se han desarrollado planes que tienen entre otros fines corregir el desequilibrio hídrico existente en España, armonizando el desarrollo regional y sectorial, como son el Plan Hidrológico Nacional (PHN), los Planes Hidrológicos de Cuenca (PHC) y el Plan Nacional de Regadíos (PNR).

El Plan Hidrológico Nacional, aprobado mediante la Ley 10/2001, de 5 de julio, contempla la modernización de regadíos como una de las principales actuaciones destinadas a mejorar el uso y conservación del recurso, coordinándose con el Plan Nacional de Regadíos mediante los Planes Hidrológicos de Cuenca, aprobados por el Real Decreto 1664/1998, de 24 de julio, en el que en su artículo 2º dispone que "... en materia de regadíos las actuaciones e inversiones de la Administración General del Estado se atenderán a los programas, plazos y previsiones establecidos en el Plan Nacional de Regadíos vigente en cada momento". Por tanto, todas las actuaciones previstas en el PNR son compatibles con el PHN y están previstas dentro de los PHC.

El Plan Nacional de Regadíos, redactado por el Ministerio de Agricultura Pesca y Alimentación y aprobado por el Real Decreto 329/2002, de 5 de abril, tiene como objetivo general alcanzar un desarrollo sostenible en el medio rural, integrando la conservación de los recursos naturales y el respeto al medio ambiente en general con la actividad agrícola, en concordancia con la PAC (Política Agraria Común). Los tres programas básicos de actuaciones previstos en el PNR son los siguientes:

- Consolidación y mejora de los regadíos existentes
- Transformación de nuevos regadíos
- Programas de apoyo a las actuaciones de modernización y transformación

El volumen de agua que hay que extraer de una fuente para uso agrícola es siempre mayor al volumen de agua que realmente consumen los cultivos que se han de regar, ya que parte del agua detraída se pierde en la conducción hasta la zona regable, la distribución hasta las parcelas de cultivo y la aplicación a los cultivos (Burt y col, 1999-1997; Bos, 1979; Kruse, 1978). Por tanto, la eficiencia global de riego (E_r) se obtiene mediante el producto de las eficiencias de conducción (E_c), distribución (E_d) y aplicación (E_a). La mejora de estas tres eficiencias esta prevista en el PNR, entre otras actuaciones, dentro del programa de consolidación y mejora de los regadíos existentes, mediante la modificación de los sistemas de transporte y distribución de agua (para la mejora de E_c y E_d) y mediante el cambio del sistema de aplicación de agua de riego (para la mejora de E_a). Dicho programa de actuación, prevé la inversión de más de tres mil millones de euros (medio billón de pesetas), siendo la inversión prevista en la Región de Murcia de 527 millones de euros (87.000 millones de pesetas), de los cuales 234 millones de euros (39.000 millones de pesetas) corresponden a modificación de sistemas de transporte y distribución de agua, y 181 millones de euros (30.000 millones de pesetas) al cambio de sistema de aplicación de agua de riego. El 50% de dicha inversión esta prevista realizarla antes del año 2008.

Los sistemas de transporte y distribución de agua están formados por redes de distribución, frecuentemente gestionadas por agrupaciones de agricultores asociados en Comunidades de Regantes u otros tipos de colectivos de riego. La modernización de las redes de distribución se basa principalmente en la sustitución de los canales y acequias de distribución por tuberías a presión, formando redes ramificadas. De esta forma se consiguen eliminar las pérdidas por evaporación y minimizar las de infiltración, controlar con mayor precisión los consumos y conectar directamente los sistemas de riego a presión. Otra de las ventajas de las redes de distribución a presión es que permiten un reparto de agua más flexible con una mayor capacidad de regulación, evitando los turnos fijos de riego, así como los incómodos riegos nocturnos de las redes de distribución tradicionales. Así, se puede organizar el reparto de agua a la demanda libre de los agricultores, asemejando el funcionamiento al de las redes de distribución de agua para consumo urbano. En redes de distribución de riego a la demanda, el agricultor decide cuando y cuanta agua tomar de sus hidrantes conectados directamente a la red, sin necesidad de informar previamente a la entidad encargada de gestionar la distribución del agua. La organización del reparto de agua a la demanda ofrece mayores posibilidades a los agricultores que otras organizaciones, ya que pueden manejar el agua de forma óptima y según sus necesidades (Lamaddalena y Sagardoy, 2000).

De acuerdo con el PNR (MAPA, 1999), en España existen un total de 7.196 comunidades de regantes y otros tipos de colectivos de riego que gestionan el 69% de la superficie regable, mientras que el 31% restante está gestionado por agricultores individuales. En la Región de Murcia existen un total de 243 comunidades de regantes que gestionan 176.405 hectáreas, lo que supone un 68% de la superficie regable. Durante el periodo 1991 – 2001, según datos facilitados por la Dirección General de Regadíos y Desarrollo Rural de la Consejería de Agricultura de la Región de Murcia, se han realizado actuaciones de modernización en un total de 54 comunidades de regantes, equivalentes a 66.500 hectáreas. De todas las actuaciones llevadas a cabo, únicamente en 2 comunidades (3.516 ha) se ha realizado una modernización total, entendiéndose por tal la implantación de una red de distribución a presión automatizada hasta nivel de parcela individual, incluyendo la infraestructura de almacenamiento y regulación. En el resto de comunidades se han realizado actuaciones parciales, consistentes principalmente en la mejora de la capacidad de almacenamiento y regulación, y en la sustitución parcial de la red de distribución por tuberías a presión. La inversión total realizada en este periodo ha sido de 140 millones de euros (23.300 millones de pesetas), de los cuales 85 millones han sido subvencionados con fondos públicos.

En cuanto al sistema de aplicación de agua a los cultivos, el Plan Director para el Ahorro de Agua y Modernización de Regadíos de la Región de Murcia (1994), concluye que el sistema de aplicación de agua de riego hacia el que se tiene que orientar la

modernización del regadío, es el riego localizado por goteo. Según datos del PNR, la Comunidad Murciana es la región de España que tiene un mayor porcentaje de superficie de riego por goteo, con un 40%, cifra muy superior a la media nacional, que se sitúa en el 17%. El incremento anual medio de superficie transformada a riego localizado en la Región de Murcia es del 8%, en los últimos 10 años (Sánchez y col., 2002).

En el proceso cronológico de desarrollo e implantación de una red colectiva de riego, hay tres fases claramente diferenciadas: el diseño, la construcción y la gestión. A su vez, las tres fases están interrelacionadas entre si, ya que cada una de ellas se realiza a continuación de la otra en el orden mencionado. La gestión está claramente ligada al diseño, ya que el diseño de una red se concibe para un tipo concreto de gestión. El diseño de las redes de riego a presión debe ser el adecuado para poder suministrar el caudal demandado por las parcelas de cultivo abastecidas, a la presión necesaria para el correcto funcionamiento de los sistemas de riego utilizados en las parcelas (Pérez y Vidal, 1993). El diseño final de la red es invariable y estará concebido para una forma determinada de gestión, aunque también podrá admitir diferentes formas de gestión que conduzcan a un buen comportamiento de la misma. El aspecto de la gestión que está directamente relacionado con el comportamiento de la red es la organización del reparto de agua a los puntos de consumo, siendo éste el parámetro decisivo para el buen comportamiento hidráulico de la red. De esta forma, un mal diseño podría dar lugar a un buen comportamiento posterior mediante una gestión adecuada y, por el contrario, un buen diseño puede traducirse en un mal comportamiento con una gestión no adecuada.

El diseño de una red presenta dos etapas bien diferenciadas. En un primer paso se realiza el trazado de la red para obtener la topología final a partir de la cual se define el punto de alimentación, las necesidades de presión y caudal y su posición en cada punto de la red. En una segunda etapa se realiza el dimensionado de las tuberías teniendo en cuenta la topología adoptada (Planells y Tarjuelo, 2001). El diseño más favorable de una red de riego a la demanda es el que se pueda adaptar a cualquier forma de gestión posterior. Para ello se deberían dimensionar las tuberías para poder transportar el caudal máximo durante el periodo punta de consumo a todos los hidrantes de la red, garantizando al mismo tiempo la presión mínima que permita un correcto funcionamiento del sistema de riego en las parcelas de cultivo. La forma de garantizar la presión y el caudal a los hidrantes en el 100% de las situaciones de consumo, es dimensionar las tuberías considerando que todas las tomas (hidrantes) de la red abran al mismo tiempo, por tanto, el caudal que debe transportar cada línea corresponderá a la suma de los caudales de las tomas situadas aguas abajo de dicha línea. Este tipo de diseño conduciría al mejor dimensionado, ya que garantizaría el caudal y la presión en el 100% de las situaciones de consumo, pero al mismo tiempo resultaría el de mayor coste de implantación.

Una variante a este tipo de organización del riego se basa en realizar una demanda restringida en turnos, que consiste en asignar los hidrantes de la red proporcionalmente a distintos turnos, con una duración mayor a la del tiempo de riego en parcela, garantizando al mismo tiempo que la red suministre el caudal y la presión en el 100% de las situaciones de consumo. De esta forma, el caudal circulante por las líneas se divide por un valor aproximadamente igual al número de turnos, por lo que el diámetro de las tuberías se reduce de forma que el coste final de la red se abarata considerablemente. Este tipo de organización del riego es el utilizado en la Región de Murcia, tanto para el diseño como para la gestión de las redes de riego a presión con abastecimiento hasta parcela, considerando dos turnos de 8 horas de duración cada uno.

Por otro lado se debe tener en cuenta que en las redes con servicio a la demanda, el tiempo de riego en parcela es inferior a la duración de la jornada o turno de riego diario, y por tanto, la probabilidad de que todos los hidrantes de la red abran al mismo tiempo es inferior a 1, disminuyendo al aumentar el número de tomas abastecidas. Luego no sería razonable dimensionar la red para caudales de línea obtenidos como la suma de las dotaciones de los hidrantes situados aguas debajo de cada línea, ya que con ello se encarece considerablemente el coste final de la red (Lamaddalena y Sagardoy, 2000).

El método más empleado para el cálculo del caudal circulante por las líneas de una red de riego, en la que se organiza el reparto de agua a la demanda, es el método de Clement (1966), basado en una aproximación probabilística. No obstante, algunos autores han encontrado que dicho método subestima los caudales máximos de la red entre un 5 y un 10%, para una garantía de suministro del 95% (Mora y col., 2000). Una de las principales limitaciones de la hipótesis de Clement es que considera una probabilidad uniforme a lo largo del día, con lo que subestima el efecto de la concentración del riego en determinadas franjas horarias. Esta concentración del riego puede estar causada por razones de tipo económico, de tipo agronómico o bien debido a razones de tipo social que condicionan el comportamiento de los regantes (Lamaddalena, 1997; Reca y col., 1999).

Por tanto, tal y como se ha puesto de manifiesto, las redes colectivas de distribución de agua a presión constituyen una de las infraestructuras prioritarias en el contexto de la modernización de los regadíos. Además, en la Región de Murcia, debido al déficit estructural de agua y a la importancia de la agricultura de regadío, el manejo adecuado de los recursos hídricos disponibles es un objetivo básico, tanto para los responsables públicos de la gestión del agua como para los agricultores, por lo que la modernización del regadío juega un papel primordial para asegurar la sostenibilidad de los regadíos. Cualquier metodología encaminada a reducir los costes de inversión

permitirá incrementar la superficie modernizada contribuyendo así a un mejor aprovechamiento de los escasos recursos hídricos. Con este trabajo se pretende encontrar una metodología de diseño y gestión de redes colectivas de riego a presión para riego por goteo de cultivos leñosos, basada en la organización del reparto de agua, que conduzca a una solución óptima.

1.1. CARACTERÍSTICAS LAS REDES DE RIEGO A PRESIÓN

Una red es un conjunto de elementos interconectados entre si, cuya finalidad es conducir el agua desde los puntos de alimentación hasta las zonas de consumo, manteniendo unas condiciones de servicio adecuadas, tanto cuantitativa como cualitativamente (García-Serra y col., 1996). Los elementos de una red son básicamente tuberías y elementos especiales como válvulas, accesorios, elementos de unión, hidrantes, etc., que deben estar adecuadamente dimensionados para poder suministrar los caudales demandados en los puntos de consumo, suministrando además unas presiones mínimas en dichos puntos. El resto de elementos de la red de distribución lo constituyen las estaciones de bombeo y las balsas de regulación, que condicionan su diseño y cálculo. Los puntos de alimentación de una red de riego a presión pueden ser diversos, pudiendo alimentarse de aguas superficiales (ríos, lagos, embalses, etc.), subterráneas (pozos), aguas depuradas procedentes de núcleos urbanos o bien sistemas mixtos combinación de los anteriores. En redes de riego a presión, las zonas de consumo las constituyen los hidrantes instalados en las parcelas de cultivo.

Entre los elementos que componen la red de riego a presión cabe destacar los siguientes:

- Tuberías: los materiales más empleados son el PVC, el polietileno y el fibrocemento. Este último ha sido ampliamente utilizado en tuberías de gran diámetro, aunque esta siendo sustituido por tuberías de poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV), ya que su comercialización ha sido prohibida desde el 15 de junio de 2002, mediante la orden ministerial de 7 de diciembre de 2001 por la que se modifica el anexo I del Real Decreto 1406/1989, de 10 de noviembre.
- Válvulas: las más comunes son válvulas de regulación, de control, de protección y de operación.
- Ventosas: empleadas para la eliminación de aire en el interior de las conducciones.
- Accesorios: tes, codos, reducciones, ampliaciones, juntas, etc.
- Tomas de caudal: formadas por hidrantes que suelen incorporan además, un reductor de presión y un limitador de caudal.

- Medidores de consumo de los regantes: se utilizan contadores que están incorporados en los hidrantes.
- Medidores de presión y de caudal en diferentes puntos de la red.
- Estaciones de filtrado
- Equipos de control automático del sistema: empleado normalmente para la apertura y cierre de válvulas e hidrantes así como para la lectura de los contadores. Está formado por autómatas programables.
- Sistemas de transmisión de señales: vía cable telefónico, vía cable propio, vía radio o vía telefonía móvil GSM.

En la descripción de los componentes de una red se suele emplear el término “línea” para referirse al conjunto de elementos conectados entre dos puntos de la misma sin derivaciones, a través de la cual circula un caudal uniforme. Una línea puede estar formada por una o varias tuberías así como por diferentes elementos especiales, conectados todos ellos en serie. Por otro lado, se suele emplear el término “nudo” al punto donde confluyen dos o más líneas, o bien al extremo de una línea. Cuando un nudo recibe un aporte de caudal externo se denomina nudo fuente, cuando aporta caudal al exterior se denomina nudo de consumo y cuando ni recibe ni aporta caudal se denomina nudo de conexión (Walski, 1984; Arviza, 1993; Cesario, 1995; García-Serra, 1996; Rosman, 2000).

Los hidrantes pueden abastecer a un único usuario, en cuyo caso suelen llamarse “toma de riego”, o bien a varios usuarios, llamándose en este caso “boca de riego” o “hidrante multiusuario”. En cualquier caso, tanto las bocas como las tomas de riego contienen los mismos elementos, diferenciándose únicamente en el número de usuarios a servir, por lo que todos ellos se pueden denominar genéricamente hidrantes. En general, los hidrantes multiusuario agrupan a varias tomas en un mismo punto, teniendo ciertas ventajas sobre el hidrante individual, ya que se facilita la lectura de contadores así como el mantenimiento y control de los elementos de la toma, pudiéndose emplear elementos de regulación y control colectivos, por lo que la red es más simple que la que resultaría con un hidrante individual. No obstante, el hidrante multiusuario presenta el inconveniente de tener que trazar conducciones adicionales hasta las parcelas, teniendo a su vez mayores requerimientos de superficie para la ubicación de la arqueta (Arviza, 1999).

1.1.1. Tipos de redes

Los principales criterios empleados en la clasificación de las redes de distribución de agua son: la presión suministrada, la topología, el sistema de inyección y la

organización de la distribución de agua (Clement y Galand, 1986; Labye y col, 1988; Araviza, 1993; García-Serra y col, 1996).

Según la presión suministrada en los puntos de consumo

En función de la presión se distinguen dos tipos de redes de distribución:

- Redes de riego a presión
- Redes de riego por superficie

Las redes de riego a presión son aquellas que además de garantizar un caudal en las tomas, se garantiza una presión mínima de forma que el usuario pueda implantar un sistema de riego a presión sin necesidad de obras auxiliares. Están formadas por tuberías y elementos capaces de soportar la presión máxima de funcionamiento.

Las redes de riego por superficie únicamente garantizan un caudal en la toma, que normalmente coincide con el módulo de riego, de forma que el riego se realiza mediante sistemas de riego por superficie. En caso de querer implantar sistemas de riego a presión en parcelas que se abastezcan con este tipo de redes, se requiere de obras auxiliares de almacenamiento y bombeo en cada parcela, para suministrar la presión demandada por los sistemas de riego. Están formadas por sistemas de canales o acequias con muy poca pendiente.

Según la topología de la red

Se pueden distinguir tres tipos de redes en función de la topología adoptada:

- Redes ramificadas
- Redes malladas
- Redes mixtas

Las redes ramificadas son las más habituales en cualquier sistema de riego, adoptando una estructura arborescente y teniendo normalmente un único punto de alimentación. En ellas se pueden calcular los caudales circulantes por las líneas de la red mediante la suma de los consumos en los nudos situados aguas abajo de cada línea.

En las redes malladas las tuberías se interconectan formando mallas cerradas. Esta configuración es frecuente en redes de distribución para abastecimiento de agua potable en núcleos urbanos, ya que permiten el abastecimiento de las tomas de la red aunque se

haya producido la rotura de algún tramo. No obstante no es frecuente encontrar redes malladas puras, sino que lo habitual es que sean mixtas, en las que se combinan zonas malladas con algunas zonas ramificadas. Las redes malladas son siempre más caras que las ramificadas ya que se emplean muchos más metros de tuberías, luego su implantación obedece a criterios funcionales y no económicos.

En los sistemas ramificados el agua sólo puede seguir un sentido de circulación por las tuberías de la red, mientras que en los mallados son dos los sentidos que puede tomar el agua. Por ello se traduce en una mayor seguridad en el suministro, ya que en caso de una rotura existen caminos alternativos para llevar el agua a los puntos de consumo, siendo esta la principal razón por la que se utilizan sistemas mallados en las redes de abastecimiento urbano, sobre todo en las tuberías principales que abastecen a gran cantidad de usuarios. En el caso de redes de riego, no se suelen mallar las redes ya que una rotura temporal de 1 ó 2 días de una línea de la red, no repercute de forma definitiva en los cultivos objeto de riego, por lo que no queda justificado el incremento de coste que ocasiona mallar la red.

Según el sistema de inyección de presión

Las redes de distribución de agua de riego se pueden alimentar desde una balsa o depósito elevado sobre la zona de consumo, o bien mediante la inyección directa con grupos de bombeo.

En general en el Levante y Sureste español, la topografía de muchas zonas regables permite emplear balsas de almacenamiento a cota suficiente para suministrar la presión mínima en los puntos de consumo. Por el contrario, en zonas con una topografía más llana, se emplean sistemas de bombeo con grupos de velocidad fija o variable para garantizar la presión en los nudos de consumo.

Según la organización de la distribución de agua

Los tipos de organización de la distribución del agua de riego son fundamentalmente tres:

- Distribución por turnos
- Distribución a la demanda
- Distribución a la demanda restringida

La distribución por turnos es característica de los sistemas de riego en parcela por superficie, en donde la distribución del agua se realiza mediante una red de canales o

acequias a cielo abierto. En este tipo de organización el regante recibe una cantidad determinada de agua, módulo de riego, mediante un turno de riego previamente establecido. Cada acequia terciara de la red transporta el módulo de riego, caudal que, de forma sucesiva y por turno, es derivado en las diferentes unidades de riego dependientes de dicha acequia terciara. Cada regante podrá disponer del módulo de riego a lo largo de un turno de agua (por ejemplo 15 días), durante un tiempo proporcional a la superficie que riega, ya que el módulo suele ser fijo para toda la red.

En redes a presión, el riego por turnos se da principalmente en aquellas redes cuya topología está formada por una toma de riego para un grupo variable de parcelas. En este caso el turno de riego se produce a nivel de toma. Es frecuente, que se produzcan importantes desequilibrios entre los caudales demandados por cada una de las parcelas asignadas a una toma, ya que puede haber diferencias importantes entre las superficies de las parcelas, o bien que haya parcelas que tengan su propia balsa de regulación mientras que otras alimentan directamente al sistema de riego. Por tanto, en este tipo de redes la optimización de los turnos se consigue mediante la gestión informatizada, cuyo objetivo es encontrar la combinación de parcelas que demanden la mínima cantidad de agua en cabecera, evitando así una caída de las presiones en la red.

En cuanto el riego a la demanda y a la demanda restringida son característicos de las redes de riego a presión, habiendo sido descritos en el apartado 1.

1.2. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio elegida para la comprobación y validación de la metodología propuesta en el presente trabajo corresponde al término municipal de Mula ubicado en la Región de Murcia. En dicho municipio existe una red colectiva de riego a presión que forma parte del Plan de Modernización de los Regadíos tradicionales de Mula. Dicho Plan ha sido pionero en cuanto a modernización de regadíos tradicionales se refiere, tanto en la Región de Murcia como en el resto de España.

1.2.1. Descripción del medio físico

El término municipal de Mula, con una superficie de 633 km², ocupa el sexto lugar en orden de extensión dentro de los municipios de la Región de Murcia, cuyo centro está situado entre los 37° 52' y 38° 11' de latitud Norte y 1° 57' y 2° 20' de longitud Oriental (Figura 1.2.1.1.). Está situado a 200 m sobre el nivel del mar, y cuenta con una población de 14.501 habitantes, (INE, 2001). Su actividad laboral se centra en primer lugar en la industria, seguida de la agricultura, la construcción y el comercio.

El clima es semiárido, de influencia mediterránea, con inviernos benignos y cortos, primaveras largas y cálidas y veranos secos y calurosos. Su demanda evaporativa es elevada, en torno a los 1.264 mm con precipitaciones medias de unos 280 mm de gran variación interanual, con años en que no superan los 200 mm, en contraste con años de fuertes precipitaciones de carácter torrencial (Del Amor y col. 1997). En epígrafes posteriores se analiza detalladamente la climatología de la zona.

Toda la zona de estudio esta enclavada en la cuenca del río Mula, afluente del Segura que recibe sus aguas de las sierras de Espuña, Pedro Ponce y Ricote. Tiene su nacimiento en las fuentes de Mula a una cota de 660 m. sobre el nivel del mar, en el término municipal de Bullas, en donde además recibe las aguas de las ramblas del Ceacejo y Aceniche. En su cauce se encuentra el Embalse de la Cierva, con una capacidad de regulación de 9 hm³. Los aportes del río Mula en régimen natural se cifran en 22 hm³ según el Plan Hidrológico de la Cuenca del Segura.



Figura 1.2.1.1. Mapa de Situación

Las aguas subterráneas existentes pertenecen a la unidad hidrogeológica de Bullas con una superficie de 327 km² (ITGE, 1994). Dicha unidad se asocia a los niveles permeables de naturaleza carbonatada aflorantes de las sierras de El Charco, Lavia, Cambrón y Pedro Ponce, ubicadas al suroeste de la ciudad de Bullas. El conjunto permeable queda afectado por una serie de fracturas y plegamientos que producen, en

algunos casos, la individualización de afloramientos. Estas divisorias y fracturas han motivado la división de la unidad hidrogeológica en tres subunidades o acuíferos de funcionamiento hidráulico más o menos independiente: El Charco, Ponce y Zarzadilla de Totana. Una clara muestra de esta independencia se debe al salto de nivel piezométrico existente entre el acuífero Ponce y El Charco, que es de 10 m, entre las fuentes de Mula (Ponce) y el Pozo de las Atalayas (El Charco), y de 40 m, entre fuente del Molino de Arriba (Ponce) y la Rafa (El Charco), lo que confirma la existencia de una barrera hidrogeológica (Hernández y col. 1997).

El acuífero Ponce se extiende en 135 km², de los que en 57,5 km² afloran los tramos permeables y en el resto se sitúa en profundidad bajo su recubrimiento impermeable. Sus principales manantiales se encuentran en el cauce del río Mula, como son las fuentes de Mula y la fuente del Molino de Arriba, con caudales medios comprendidos entre 25 y 40 l/s. Otras fuentes con menor caudal son la fuente de Ucenda y la fuente Casa de Mula.

Las recargas del acuífero Ponce proceden exclusivamente de la infiltración directa de las precipitaciones, con una aportación útil de 6,8 hm³/año (ITGE, 1994). Las salidas se producen a través de los citados manantiales y sobre todo por dos sondeos: El Pradillo y el Cortijo de Aceniche. El pozo de El Pradillo es propiedad de la Comunidad de Regantes Pantano de la Cierva de Mula, empezó a funcionar en 1981 y estuvo bombeando al máximo de sus posibilidades hasta 1986, a razón de 120 l/s. El pozo del Cortijo de Aceniche tiene unas extracciones menores evaluadas en 0,3 hm³/año.

Todo el caudal que nace en las fuentes de Mula es desviado aguas abajo en el azud de El Gallardo para regar la huerta de Mula, y los excedentes, al igual que el resto de la escorrentía de la cuenca, son almacenados en el embalse de La Cierva. El aporte total del acuífero asciende a unos 6 hm³/año de media, por lo que el balance (entradas – salidas) queda con 0,8 hm³/año de excedencia que irían de forma subterránea a otros acuíferos (Hernández, 1996).

Los suelos son de tipo margálico, ya que la zona más extensa del municipio de Mula son regosoles formados a partir de margas de distinta edad y composición. Rara vez se presentan como unidad cartográfica pura, siendo corriente su aparición en asociación o con inclusiones de fluvisoles calcáricos, solonchaks órticos y gleicos, y xerosoles cálcicos (Alías y Aguilar, 1986).

1.2.2. Características del Plan de Modernización

El Plan de Modernización de los Regadíos tradicionales de Mula fue elaborado, en base a las propuestas de la Comunidad de Regantes Pantano de la Cierva de Mula, por la Dirección General de Desarrollo Agrario de la Consejería de Agricultura de la Comunidad Autónoma de la Región de Murcia, siendo financiado con fondos del FEOGA, Ministerio de Agricultura y Comunidad Autónoma de la Región de Murcia.

Los objetivos que se pretendían alcanzar con el Plan eran los siguientes (Del Amor y col. 1997):

- Optimizar la distribución y uso del agua, con objeto de disminuir los costes de explotación.
- Regular los caudales disponibles mediante embalses.
- Construir una red de riego alternativa con tubería de presión y con carga para sistemas de riego localizado, automatizada hasta nivel de parcela.
- Ampliación y mejora de la red de caminos.
- Mejora de la estructura productiva.
- Apoyo financiero para los programas de mejora de la explotación familiar.
- Fomento de la comercialización asociativa, introducción de patrones y variedades selectas libres de virus.
- Capacitación permanente de los agricultores.

A estos objetivos, la Comunidad de Regantes incorporó el control volumétrico y el automatismo de la fertilización a nivel de parcela individual. En la figura 1.2.2.1. puede verse el perímetro de la zona de actuación del Plan de Modernización.

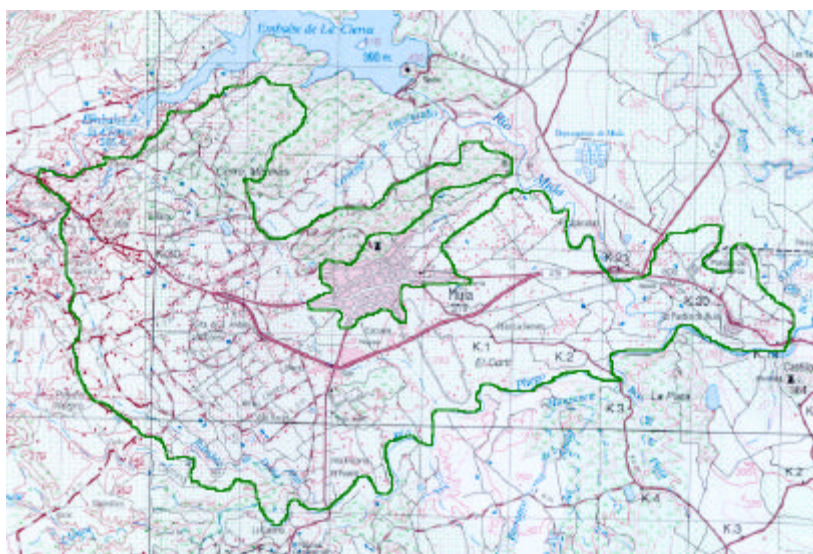


Figura 1.2.2.1. Zona de actuación del Plan de Modernización

1.2.3. Características del regadío

El regadío tradicional de Mula se encuentra enclavado en la vega del río Mula y abarca un total de unas 14.000 tahullas, equivalentes a unas 1.565 hectáreas (1 tahulla equivale a 1118 m²), que antiguamente se abastecían de los recursos procedentes del río. Su antigüedad parece ser de la época árabe y, desde que existen testimonios escritos, la propiedad del agua no está vinculada a la tierra (González y Llamas, 1991).

El sistema tradicional de riego está constituido por la Acequia Mayor, que parte de el azud de El Gallardo situado aguas arriba de la ciudad de Mula, sobre el que existen un total de 81 partidores para dividir el caudal en módulos de 40 l/s. De los partidores derivan canales secundarios que dominan una superficie variable entre 355 y 0,75 ha.

El principal problema del regadío tradicional era, además de la escasez de agua, la deficiente gestión y el sistema heterogéneo de distribución, con una desproporción entre superficies regadas por los canales secundarios. Por otro lado también se daba una ausencia de regulación de caudales en la cabecera del regadío, lo que originaba diferencias sustanciales entre los módulos repartidos. Además, otro problema añadido era, al no estar vinculado el derecho a agua a la propiedad de la tierra, el elevado precio que alcanzaba el agua, ya que éste se fijaba en pública subasta por parte de los dueños del agua llamados “Señores del agua”.

La superficie de cultivo está muy dividida, según datos facilitados por la Comunidad de Regantes Pantano de La Cierva, la superficie media de las explotaciones es de 7832 m², siendo la mediana de 4472 m², la moda de 3354 m², la desviación típica de 11554, el coeficiente de asimetría de 6,28 con un error típico de 0,063 y el coeficiente de curtosis de 91,27 con un error típico de 0,127. En las figuras 1.2.3.1 y 1.2.3.2 puede verse la distribución del porcentaje de explotaciones por tamaños de las mismas y la distribución del porcentaje de la superficie total por tamaños de explotación.

Los suelos de la huerta de Mula son bastante homogéneos y presentan una características muy adecuadas para su aprovechamiento agrícola. Se trata de suelos profundos con una buena permeabilidad, de naturaleza alóctona y típicos de vega parda, que rodean al río Mula desde su nacimiento hasta la confluencia con el río Pliego. Presentan tres horizontes con las siguientes texturas medias (Vidal, 1995): De 0 – 20 cm de profundidad la textura es areno - limosa, de 20 – 60 cm limo – arenosa y de 60 a 120 areno – limosa.

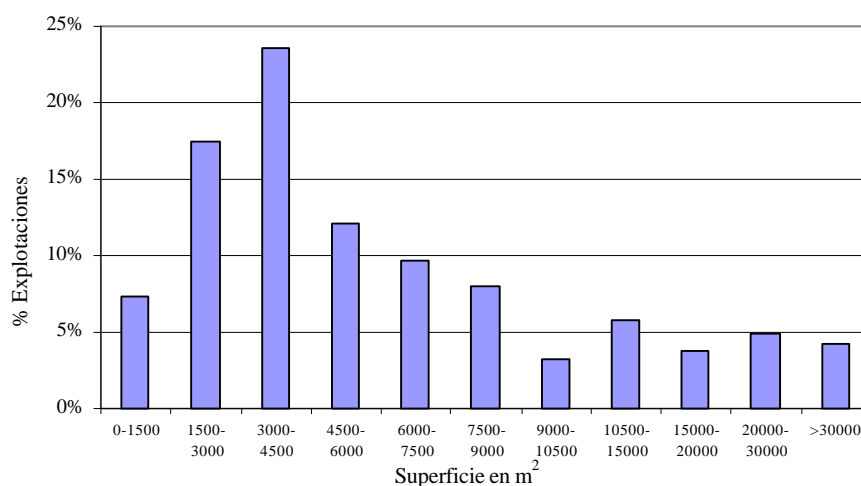


Figura 1.2.3.1.: Distribución de las explotaciones por tamaños

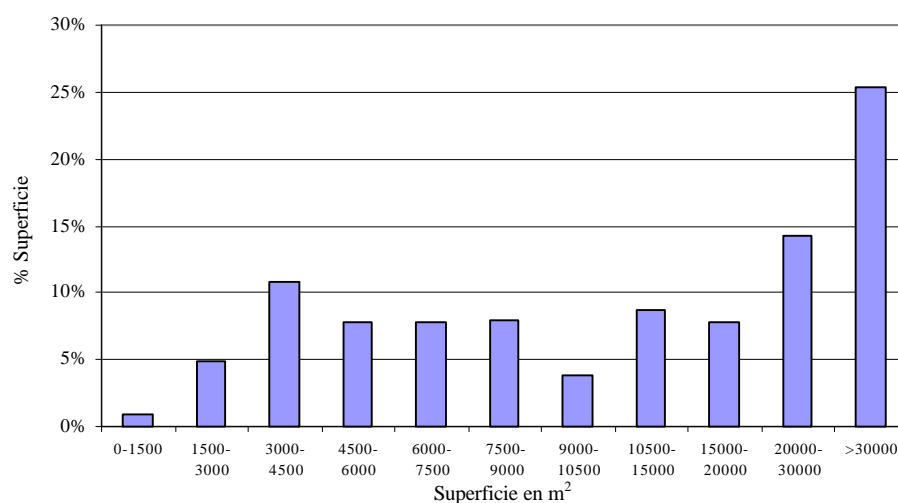


Figura 1.2.3.2.: Distribución de la superficie por tamaños

Actualmente los cultivos predominantes son los frutales, destacado el albaricoquero con un 53% de la superficie total, seguido de los cítricos 23%, 14% de cultivo mixto formado por albaricoquero asociado con cítricos, un 1 % de melocotonero, y alrededor de un 9% de la superficie dedicada a diferentes rotaciones de cultivos hortícolas y ornamentales. En la figura 1.2.3.3 puede verse la distribución de la superficie por cultivos.

Los recursos hídricos anuales actualmente disponibles oscilan alrededor de 12 hm³ lo que equivale a dotaciones de unos 6000 m³/ha. Proceden, 4 hm³ de los recursos naturales del río segura, 4 hm³ de la dotación del Trasvase y el resto de los caudales del río Mula y de los pozos de El Pradillo y de El Corral de Comba. Los resultados analíticos del agua media empleada para riego, muestran que es un agua de buena calidad con una conductividad eléctrica de 0,78 dS/m y un pH de 7,08 (Vidal, 1995).

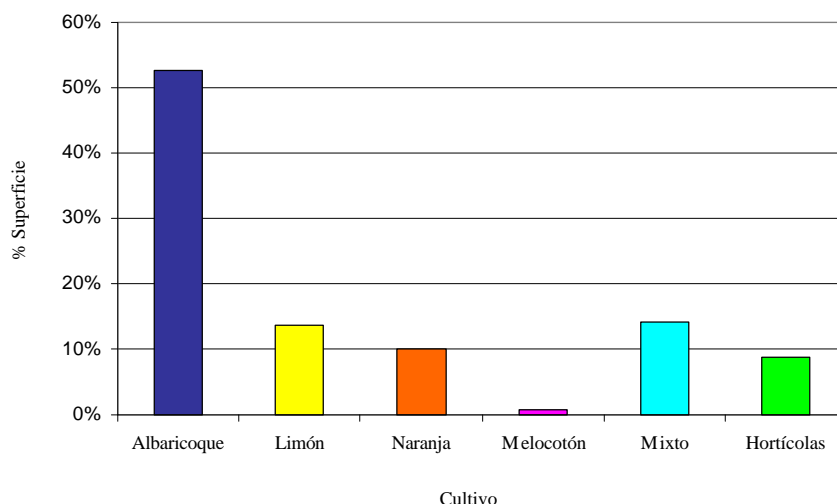


Figura 1.2.3.3.: Distribución de la superficie por cultivos

1.2.4. Parámetros de diseño contemplados en el proyecto de modernización

El proyecto fue redactado por los técnicos de la Dirección General de Desarrollo Agrario de la Comunidad Autónoma de la Región de Murcia en el año 1989, con el objeto de poder sustituir de modo progresivo el riego tradicional por superficie, por el sistema de riego por goteo. Para ello, se proyectó una red de distribución con tuberías a presión distribuida en sectores independientes, que se abastecía cada uno de un embalse de cabecera distinto. En la figura 1.2.4.1 puede verse la distribución de los sectores de riego (Fernández, 1989).

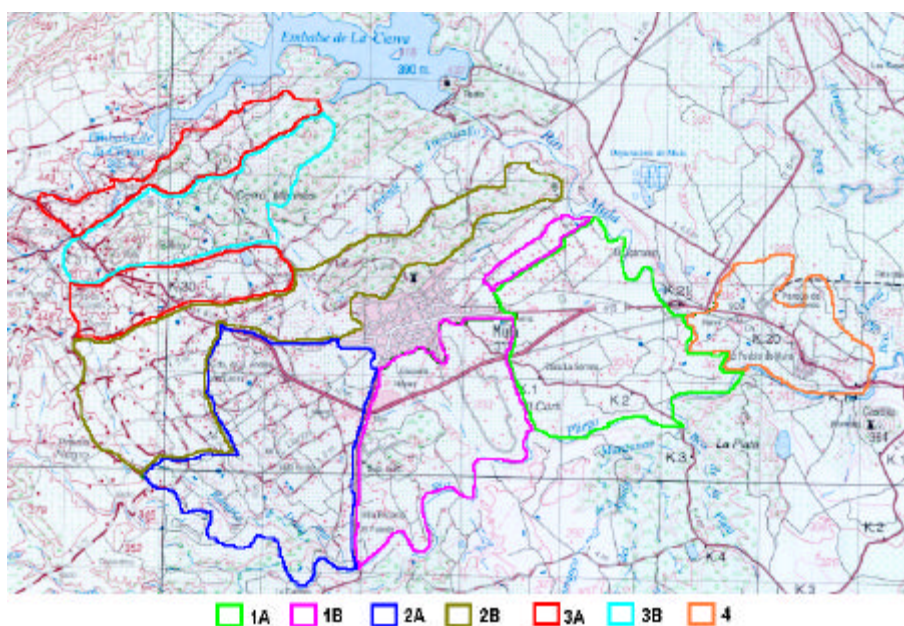


Figura 1.2.4.1.: Distribución de los sectores de riego

Las hipótesis seguidas en el proyecto para el diseño de la red fueron las siguientes:

- El trazado de la red se adaptaría, en lo posible, a los caminos existentes.
- Se proyectaron hidrantes multiusuario, con caudal máximo de 17 l/s y una presión mínima de 27 m.c.a., dominando una superficie de 9 ha. y un máximo de 20 parcelas.
- Para cada sector de riego se establecieron dos turnos de ocho horas cada uno, dimensionándose la sección de las tuberías para que el 100 % de las parcelas asignadas a cada turno, pudiesen estar regando al mismo tiempo.
- Cada sector de riego contaba con un embalse de cabecera y una estación de filtrado independiente.
- El grado de automatización se proyectaba hasta nivel de parcela, automatizando incluso la fertilización individual de cada parcela.

El proyecto empezó a ejecutarse en el año 1989, siendo en el año 92 cuando la red de distribución se pone en servicio de forma provisional, quedando totalmente automatizada en el año 94.

Para el cálculo de la dotación de agua a las parcelas se partió de una distribución de cultivos en cada hidrante multiusuario formada por 3 ha de albaricoquero, 3 ha de naranjo y 3 ha de hortícolas. Las necesidades de agua de los cultivos se determinaron a partir de los datos de evaporación en cubeta clase A (*Epan*). En la tabla 1.2.4.1. puede verse el resumen de los cálculos de las necesidades de agua de los cultivos contemplados en el proyecto (Fernández, 1989).

Tabla 1.2.4.1. Necesidades de agua de los cultivos

	<i>Epan</i> (mm/día)	<i>Kp</i>	<i>Kc</i>	<i>CU</i>	<i>ETo</i> (mm/día)	<i>Nt</i> (mm/día)	<i>Tr</i> (h)	<i>q</i> (l/sha)	<i>d</i> (l/sha)
Albaricoque	9	0,65	0,7	0,95	5,85	4,31	8	0,50	1,50
Naranjo	9	0,65	0,68	0,95	5,85	4,19	8	0,49	1,45
Hortícolas	9	0,65	1	0,95	5,85	6,16	8	0,71	2,14
Media	9	0,65	0,79	0,95	5,85	4,88	8	0,55	1,70

La dotación de agua en las tomas de riego, se determinó estableciendo para cada cultivo, unos valores medios de marcos de plantación, tipo de emisor, número de emisores por planta, y número de sectores de riego, de forma que se cubriesen las necesidades de agua previamente calculadas. En la tabla 1.2.4.2. se muestra el resumen diseño agronómico contemplado en el proyecto (Fernández, 1989).

Tabla 1.2.4.2. Diseño agronómico contemplado en el proyecto

	Marco (m)	Nº Plantas por ha	Nº goteros por planta	Se (m)	q _e (l/h)	tr (h)	Nº de sectores	d (l/sha)
Albaricoquero	7 x 7	204	7	0,83	4	8	1	1,59
Naranja	5 x 5	400	4	1	4	8	1	1,78
Hortícolas	1,5 x 0,3	22000	0.5	0,6	3	2	4	2,29
							Media	1,89

Por tanto, a la vista de la dotación unitaria de agua en parcela (1,89 l/sha) y de la demanda real de agua de los cultivos (1,7 l/sha), se deduce que el tiempo real de riego en parcela para cubrir las necesidades será menor de las 8 horas previstas en proyecto.

Organización del riego

El riego está organizado en dos turnos de 8 horas de duración cada uno. Los turnos son de mañana (8,00 – 16,00 h) o de tarde (16,00 – 24,00 h). Las redes se han calculado para que todas las tomas de un turno estén abiertas durante las 8 horas y que suministren una presión de 27 m.c.a. en los hidrantes multiusuario. Por tanto se trata de una distribución a la demanda restringida en dos turnos, con 100 % de garantía de suministro en cada turno.

Los hidrantes de cada una de las redes pueden tener configuración par o impar, entendiéndose por configuración el conjunto de hidrantes de una red que pueden abrir al mismo tiempo. Los hidrantes pares e impares se van sucediendo de forma alterna a lo largo del trazado, y cada red tiene aproximadamente la mitad de los hidrantes pertenecientes a la configuración par y la otra mitad a la impar. Mensualmente cada configuración cambia de turno, de forma que si una configuración riega un mes determinado en turno de mañana, el mes siguiente pasa a regar en turno de tarde. En la tabla 1.2.4.3. puede verse la asignación mensual de ambas configuraciones a cada uno de los turnos.

Dimensionado de las tuberías

El dimensionado de las tuberías se ha realizado en base a criterios económicos, utilizando tubería de fibrocemento para diámetros interiores iguales o mayores a 200 mm, y de PVC para diámetros interiores menores de 200 mm. Para el cálculo hidráulico de las tuberías se ha tenido en cuenta la fórmula de Hazem-Williams (Fernández, 1989). Para el dimensionado, se ha considerado que se deriva un caudal de 17 l/s en los hidrantes mediante una tubería de PVC PN 4 DN 110 mm. de un metro de longitud.

Tabla 1.2.4.3. Distribución mensual de configuraciones de hidrantes

Mes	Configuración	
	Par	Impar
Enero	Mañana	Tarde
Febrero	Tarde	Mañana
Marzo	Mañana	Tarde
Abril	Tarde	Mañana
Mayo	Mañana	Tarde
Junio	Tarde	Mañana
Julio	Mañana	Tarde
Agosto	Tarde	Mañana
Septiembre	Mañana	Tarde
Octubre	Tarde	Mañana
Noviembre	Mañana	Tarde
Diciembre	Tarde	Mañana

1.2.5. Situación actual de la red de riego

La red de riego consta de 7 sectores, formando cada uno de ellos una red de distribución independiente que se abastece de un embalse diferente. El agua se distribuye por gravedad desde los embalses a cada uno de los sectores. Los embalses están conectados entre sí. Tres de los embalses se llenan mediante sus correspondientes estaciones elevadoras, y el resto se conectan por gravedad. La superficie que abastece cada uno de los sectores oscila entre unas 144 y 473 hectáreas, siendo la superficie total abastecida por los 7 sectores de 1917 hectáreas (Del Amor y col. 1997). En la tabla 1.2.5.1. puede verse la relación de superficies de cada uno de los sectores, distinguiéndose entre superficie proyectada, que es la superficie para la que está proyectado el sector, superficie equipada, que es la superficie que cuenta actualmente con una toma instalada, y la superficie regada, que corresponde a la superficie que tiene una toma activada (datos correspondientes al mes de julio del año 2001, facilitados por la Comunidad de Regantes Pantano de la Cierva).

Tabla 1.2.5.1. Superficie de los sectores de riego

	S proyectada (ha)	S equipada (ha)	S regada (ha)	% Equipada	% Regada
Sector IA	308	223,3136	195,2182	80,0%	69,9%
Sector IB	245	132,035	129,7431	53,9%	53,0%
Sector IIA	222	200,4562	158,0445	90,3%	71,2%
Sector IIB	473	352,8255	280,1497	74,6%	59,2%
Sector IIIA	273	137,4223	137,4223	50,3%	50,3%
Sector IIIB	252	67,9211	67,9211	27,0%	27,0%
Sector IV	144	52,4619	52,4619	36,4%	36,4%
TOTAL	1917	1164,5908	1018,6688	60,8%	53,1%

Cada sector cuenta con un cabezal de filtrado formado por filtros de arena y de malla equipados con sistema de limpieza automática. En la figura 1.2.5.1. puede verse el cabezal de filtrado correspondiente al sector IA. Sobre dicho sector se realizarán las comprobaciones y validaciones propuestas en la presente tesis.



Figura 1.2.5.1. Cabezal de filtrado del sector IA

La distribución de agua a las parcelas se realiza mediante hidrantes multiusuario que abastecen una superficie máxima de 9 hectáreas y un máximo de 20 parcelas, con una dotación de 17 l/s (caudal ficticio continuo 0,63 l/sha). Los hidrantes funcionan en dos turnos de 8 horas, turno par y turno impar. Cada hidrante tiene asignado el turno de forma alterna a lo largo de la red.

Los hidrantes multiusuario están formados por dos arquetas situadas de forma contigua. La primera de ellas contiene una válvula de mariposa manual, una válvula hidráulica equipada con un contador con cabeza emisora de pulsos, un piloto limitador de caudal, un solenoide tipo latch y un piloto reductor de presión. La arqueta siguiente, de mayor tamaño, contiene un colector con un número de tomas individuales de riego variable en función del número de parcelas que abastezca el hidrante, hasta un máximo 20 tomas. Cada una de las tomas individuales de riego están formadas por una válvula de bola, un contador con cabeza emisora de pulsos y una válvula hidráulica equipada con un piloto limitador de caudal y un solenoide tipo latch. De cada una de las tomas individuales sale una tubería hasta las parcelas de cultivo y un cable para la apertura de la válvula de accionamiento del abonado. En cada parcela de cultivo hay una válvula manual para apertura y cierre. En la figura 1.2.5.2. puede verse un colector con las tomas individuales.



Figura 1.2.5.2. Detalle de las tomas individuales

Las válvulas hidráulicas generales de cada hidrante se abren de forma automática durante las 8 horas del turno que le correspondan. En cuanto a la apertura de tomas de riego se distingue entre agricultores que llevan programado el riego y agricultores que riegan de forma manual. En el primer caso, la toma se abrirá durante el tiempo que el agricultor haya programado, para lo que tendrá siempre abierta la válvula manual de su parcela, y en el caso de agricultores que riegan de forma manual, la toma se abre automáticamente durante las ocho horas del turno, pero en este caso la válvula de la parcela estará cerrada, y el riego lo efectuará de forma manual accionando dicha válvula.

El sistema de control de la red de riego se maneja desde dos ordenadores conectados en red local, ubicados en los locales de la comunidad de regantes. Desde dichos ordenadores se pueden activar y desactivar válvulas así como programar la apertura y cierre de las mismas. Para que la programación del riego en cada parcela la pueda hacer cada regante personalmente, hay instalado un ordenador a modo de “cajero de banco” en las oficinas de la Comunidad de Regantes. Uno de los ordenadores es el de control de la red y el otro es el de gestión. El ordenador de control actúa sobre la red de riego y de abastecimiento de embalses, pudiendo actuar directamente sobre la apertura y cierre de válvulas de riego y abonado, apertura y cierre de válvulas de embalses, puesta en marcha de motores, compuertas y limpieza de estaciones de filtrado. Esta actuación puede realizarse de dos formas: de acuerdo con los programas que le envía el ordenador de gestión, o directamente con las instrucciones que introduce manualmente el operador. En el ordenador de control se pueden visualizar para cada hidrante multiusuario, los consumos acumulados e instantáneos de cada una de las tomas individuales de dicho hidrante. Cada vez que se modifica el consumo acumulado de una toma, se almacena en la base de datos correspondiente para poder contabilizar así el consumo de cada regante.

El ordenador de gestión realiza la gestión de las bases de datos y de la información que se maneja en el sistema de control. En el se almacena la información sobre los regantes, parcelas de cultivo, solicitudes de riego, datos históricos de consumo, etc. El programa de gestión está realizado con Microsoft Access.

Descripción del sector IA

El sector IA es el más representativo de todos los sectores en cuanto a cultivos y superficie regada. Fue el primero que entró en servicio, y la superficie regada se ha mantenido casi constante desde su puesta en funcionamiento, siendo además el segundo más grande en cuanto a hectáreas regadas. La distribución de cultivos en el sector puede verse en la tabla 1.2.5.2. Se observa que el cultivo predominante es el albaricoquero con un 47 % de la superficie y un 52 % de las explotaciones, seguido de cítricos (limonero y naranjo) con un 46 % de la superficie y 40 % de las explotaciones. El resto de cultivos, ya en porcentajes inferiores, son asociación de albaricoquero con cítricos (mixto) y melocotoneros, quedando un porcentaje del 1% para las rotaciones de distintos cultivos hortícolas.

Tabla 1.2.5.2. Distribución de cultivos en el sector IA

Cultivo	Superficie (m ²)	Número de explotaciones	%Sup	%Exp
Albaricoquero	916240	146	46,9%	51,8%
Limonero	486422	59	24,9%	20,9%
Naranjo	408552	53	20,9%	18,8%
Mixto	110637	19	5,7%	6,7%
Melocotonero	8664	1	0,4%	0,4%
Hortícolas	21667	4	1,1%	1,4%
TOTAL	1952182	282	100%	100%

Se abastece del embalse de La Fuensanta de 7.000 m³ de capacidad, estando la solera del embalse a cota 322. Está diseñado para que por gravedad suministre la presión necesaria a los puntos de consumo sin necesidad de presión adicional. No obstante durante la ejecución de la obra se decidió instalar a la salida del embalse un grupo de presión para suministrar presión adicional en caso de que por gravedad no fuese suficiente. Este grupo de presión no ha sido utilizado hasta la fecha actual.

El número total de hidrantes multiusuario existentes en el sector es de 31. La asignación del turno par y turno impar a cada uno de los 31 hidrantes del sector se puede ver en la tabla 1.2.5.3.

Tabla 1.2.5.3.: Configuraciones de hidrantes

Configuración par	Configuración impar
H1	H2
H3	H4
H5	H6
H7	H9
H8	H10
H11	H12
H13	H14
H15	H16
H17	H18
H19	H20
H21	H23
H22	H25
H24	H27
H26	H29
H28	H31
H30	

La topología de la red proyectada difiere ligeramente de la red ejecutada. En las tablas 1.2.5.4. y 1.2.5.5. se muestran los datos correspondientes a la topología proyectada y ejecutada respectivamente, del sector IA. En la figura 1.2.5.3. se muestra el plano parcelario actual del sector IA así como el trazado de la red con la numeración de nudos correspondiente a la topología ejecutada (mostrada en la tabla 1.2.5.5.).

Los datos correspondientes a al topología proyectada han sido facilitados por la Comunidad de Regantes, y en realidad no coincide con la inicialmente proyectada por los técnicos de la Consejería de Agricultura, ya que proceden del proyecto de ejecución de la red, que a su vez sufrió ciertas modificaciones sobre lo inicialmente proyectado. En concreto, se modificó el trazado inicial y se disminuyeron algunos diámetros de tubería, incluyendo a su vez el grupo de presión en cabecera de la misma.

La topología ejecutada de la red se midió directamente en campo de acuerdo con la metodología expuesta en el apartado 3.2.2.

Tabla 1.2.5.4. Datos topología proyectada Sector IA

N° Línea	Nudo inicial	Nudo final	Cota ini (m)	Cota fin (m)	Longitud (m)	Φ Nominal (mm)	Tipo Tubería	Φ interior (mm)
1	0	1	322	294	330	600	Fibr. B	600
2	1	2	294	291	432	600	Fibr. B	600
3	2	3	291	294	300	200	Fibr. B	200
4	3	4	294	290	330	200	Fibr. B	200
5	2	5	291	288	210	600	Fibr. B	600
6	5	6	288	287	150	125	PVC-6	117.6
7	5	7	288	285	410	600	Fibr. B	600
8	7	8	285	286	210	140	PVC-6	131.8
9	8	9	286	286	190	140	PVC-6	131.8
a	7	a	285	285	30	600	Fibr. B	600
10	a	10	285	283	365	140	PVC-6	131.8
11	10	11	283	284	235	140	PVC-6	131.8
b	a	b	285	282	280	500	Fibr. B	500
13	b	13	282	283	120	180	PVC-6	169.4
14	13	14	283	278	375	125	PVC-6	117.6
15	14	15	278	271	255	110	PVC-6	103.6
16	13	16	283	281	150	160	PVC-6	117.6
17	16	17	281	278	240	140	PVC-6	131.8
18	17	18	278	269	280	125	PVC-6	117.6
12	b	12	282	285	100	500	Fibr. B	500
19	12	19	285	286	360	500	Fibr. B	500
20	19	20	286	288	320	450	Fibr. B	450
21	20	21	288	289	270	180	PVC-6	169.4
22	20	22	288	288	380	450	Fibr. B	450
23	22	23	288	289	300	250	Fibr. B	250
24	23	24	289	289	220	250	Fibr. B	250
c	22	c	288	288	150	350	Fibr. B	350
25	c	25	288	289	300	180	PVC-6	169.4
26	c	26	288	287	380	350	Fibr. B	350
27	26	27	287	289	370	250	Fibr. B	250
28	27	28	289	289	100	250	Fibr. B	250
d	26	d	287	288	370	180	PVC-6	169.4
29	d	29	288	280	332	140	PVC-6	131.8
30	d	30	288	276	380	125	PVC-6	117.6
31	30	31	276	264	550	125	PVC-6	117.6

Tabla 1.2.5.5. Datos topología ejecutada Sector IA

Nº Linea	Nudo inicial	Nudo final	Cota ini (m)	Cota fin (m)	Longitud (m)	Φ Nominal (mm)	Tipo Tubería	Φ interior (mm)
1.1	0	Filtros	322	294,05	216	600	Fibr.- B	600
1.2	Filtros	1	294,05	292,38	38	600	Fibr.- B	600
2	1	2	292,38	292,02	272,9	600	Fibr.- B	600
a	2	a	292,02	292,38	87,6	600	Fibr.- B	600
3	a	3	292,38	295,48	275,9	200	Fibr.- B	200
4	3	4	295,48	291,33	335,2	200	Fibr.- B	200
5	a	5	292,38	289,42	232,1	600	Fibr.- B	600
6	5	6	289,42	288,08	115	600	Fibr.- B	600
7	6	7	288,08	286,61	281	600	Fibr.- B	600
b	7	b	286,61	286,61	4	600	Fibr.- B	600
8	b	8	286,61	287,31	193,9	140	PVC-6	131.8
9	8	9	287,31	287,68	198	140	PVC-6	131.8
c	b	c	287,68	286,15	57,1	600	Fibr.- B	600
10	c	10	286,15	284,42	270,8	140	PVC-6	131.8
11	10	11	284,42	282,38	269,6	140	PVC-6	131.8
d	c	d	286,15	282,67	196,3	500	Fibr.- B	500
e	d	e	282,67	283,77	76	180	PVC-6	169.4
13	e	13	283,77	283,77	4,8	125	PVC-6	117.6
14	13	14	283,77	278,71	381	125	PVC-6	117.6
15	14	15	278,71	270,97	269	110	PVC-6	103.6
16	e	16	283,77	282,09	545,2	160	PVC-6	150.6
17	16	17	282,09	281,09	245,5	140	PVC-6	131.8
18	17	18	281,09	269,65	280	125	PVC-6	117.6
12	d	12	282,67	284,19	159,5	500	Fibr.- B	500
19	12	19	284,19	286,87	336,3	500	Fibr.- B	500
20	19	20	286,87	288,58	282,3	450	Fibr.- B	450
f	20	f	288,58	288,58	6,68	450	Fibr.- B	450
21	f	21	288,58	289,46	305,5	180	PVC-6	169.4
22	f	22	289,46	288,21	324,3	450	Fibr.- B	450
g	22	g	288,21	288,21	7,8	450	Fibr.- B	450
23	g	23	288,21	287,25	244,7	250	Fibr.- B	250
24	23	24	287,25	284,39	313,7	250	Fibr.- B	250
h	g	h	288,21	289,07	130,9	350	Fibr.- B	350
25	h	25	289,07	290,56	328,9	180	PVC-6	169.4
26	h	26	289,07	287,7	375,13	350	Fibr.- B	350
i	26	i	287,7	287,7	8,5	350	Fibr.- B	350
27	i	27	287,7	291,66	253,7	250	Fibr.- B	250
28	27	28	291,66	291,36	164	250	Fibr.- B	250
j	i	j	287,7	283,36	354,2	180	PVC-6	169.4
29	j	29	288	286,36	40,8	140	PVC-6	131.8
29'	29	29'	286,36	284,4	111,9	110	PVC-6	103.6
30	j	30	288	277,81	591,6	125	PVC-6	117.6
31	30	31	277,81	264,61	355,3	125	PVC-10	113

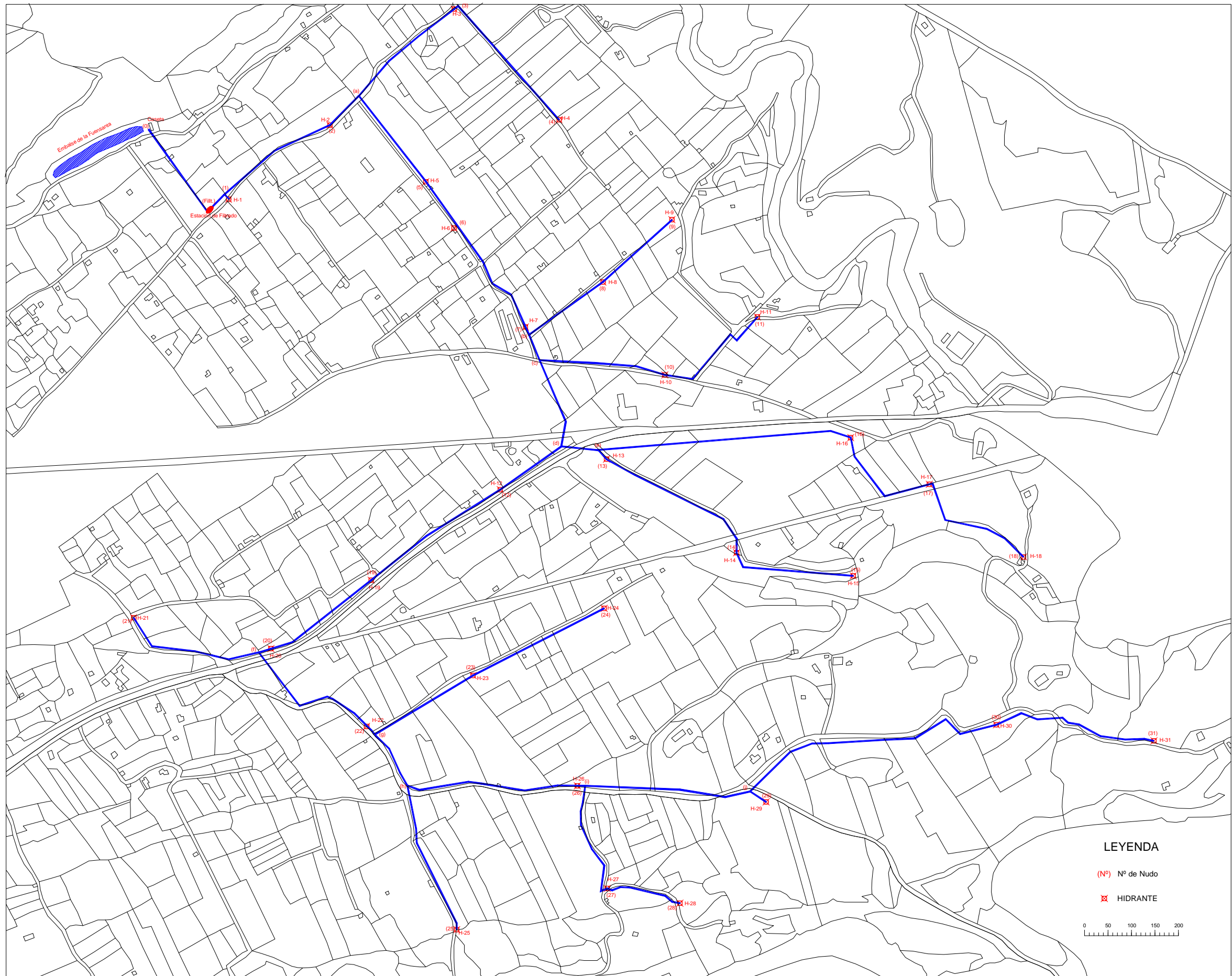


Figura 1.2.5.3. Trazado de la red de riego

2. OBJETIVOS

El objetivo central de la presente Tesis Doctoral es determinar la organización del reparto de agua que conduzca a la solución óptima del diseño y gestión de las redes colectivas de distribución de agua de riego, que abastezcan a sistemas de riego por goteo de cultivos leñosos. Los resultados obtenidos se validarán en la red de riego correspondiente al sector 1A de los regadíos de Mula (Murcia). Los objetivos parciales son los siguientes:

1. Analizar el consumo de agua de la red durante el periodo 1995 - 2001, comparándolo con las necesidades de los cultivos.
2. Analizar los caudales circulantes por la red durante el periodo comprendido entre junio de 2000 y mayo de 2001.
3. Calibrar un modelo de simulación hidráulica para la red.
4. Analizar la influencia sobre el comportamiento de la red, de las modificaciones al proyecto inicial, introducidas en la ejecución de la obra.
5. Estudiar diferentes estrategias de diseño y gestión de la red, contemplando diferentes organizaciones del riego.
6. Contrastar el método de Clement como método de cálculo de caudales de línea en riego a la demanda, a partir de los caudales medidos en la red.

7. Dimensionar la red para las estrategias de diseño y gestión estudiadas partiendo de la topología real ejecutada, comparando el resultado con el dimensionado actual.
8. Analizar el comportamiento de los nuevos dimensionados con las estrategias de gestión estudiadas, a partir de estados de carga reales ocurridos durante el periodo comprendido entre junio de 2000 y mayo de 2001, utilizando el modelo calibrado, comparando los resultados obtenidos con los resultados de la red actualmente ejecutada.
9. Establecer el método de diseño y gestión que conduce a la solución óptima.

3. METODOLOGÍA

3.1. ANÁLISIS DE LA DISTRIBUCIÓN DE AGUA EN LA RED

Se ha analizado la distribución de agua en la red, partiendo en primer lugar del análisis climático para poder determinar las necesidades de agua de los cultivos. Así mismo, se han medido los volúmenes aplicados y los caudales circulantes por la red.

La climatología de la zona, se ha estudiado durante el periodo 1995 – 2001 y, para el mismo periodo, se han calculado las necesidades de agua de los cultivos. Los volúmenes aplicados se han medido durante cinco años agrícolas, desde septiembre de 1995 hasta agosto de 2001. Para el periodo comprendido entre junio de 2000 y mayo de 2001 se han comparado las necesidades de agua con el volumen aplicado y se han obtenido índices de rendimiento estacional del riego (Faci y col., 2000)

Por último, se han analizado los caudales transportados por las líneas de la red durante un periodo comprendido entre junio de 2000 y mayo de 2001. El motivo de medir los caudales transportados por un periodo de un año ha sido para cubrir todos los estados de carga posibles que se presentan a lo largo del año en la red. No se ha podido ampliar este periodo dada la dificultad práctica de realizar el almacenamiento de datos de caudal ya que, dada la configuración del automatismo existente, sólo se podía utilizar el ordenador de gestión de la Comunidad de Regantes para dicho almacenamiento, lo cual interfería en el funcionamiento normal de las tareas administrativas de la Comunidad.

3.1.1. Climatología

Los datos climáticos proceden de la estación climática existente en la zona objeto de estudio y perteneciente a la red de estaciones climáticas establecidas por la Consejería de Agricultura de la Comunidad Autónoma de la Región de Murcia (Estación ML21). La estación climática tiene las siguientes características:

- Paraje: Casa Nueva
- Municipio: Mula
- Finca: Casa Nueva
- Latitud: 38° 0' 0'' N
- Longitud: 1° 3' 0'' O
- Altura: 320 m.
- Cobertura: Suelo desnudo

La caracterización climática se basa en datos medios mensuales de temperatura y precipitación correspondientes al periodo 1995 – 2001. Para el periodo junio de 2000 a mayo de 2001, se han utilizado datos diarios de la misma estación utilizándolos para el cálculo de las necesidades de agua de los cultivos. Los datos disponibles incluyen temperatura, humedad relativa, precipitación, radiación, velocidad y dirección del viento, y evaporación en cubeta clase A.

Se ha comparado la temperatura media mensual, la precipitación mensual y la evapotranspiración mensual (ETo) del periodo 1995-2001 con el periodo 2000-2001. Para el periodo 1995-2001 la ETo se ha calculado por el método de Hargreaves (Hargreaves y Samani, 1985) basándose en datos medios mensuales de temperatura. Para el periodo 2000-2001, la ETo se ha calculado por los métodos de Blaney Criddle y Radiación (Doorenbos y Pruitt, 1977), Hargreaves y Penman-Monteith (Smith, 1993). El método de Hargreaves se ha utilizado para el período 1995 – 2001 porque únicamente se dispone de datos de temperatura para la totalidad del período, ya que la estación climática no estuvo totalmente dotada hasta el año 1999. En estudios desarrollados por Mantovani (1993) en el Valle del Guadalquivir, en condiciones climáticas similares a las de la zona de estudio, concluye que el método de Hargreaves presenta una precisión adecuada para la determinación de la ETo si únicamente se dispone de datos de temperatura.

3.1.2. Determinación de las necesidades de agua de los cultivos

Se han determinado las necesidades totales medias mensuales de los cultivos del sector 1A para el año medio (1995-2001) y, para el periodo junio de 2000 a mayo de

2001, se han determinado las necesidades totales diarias de cada cultivo. La distribución de cultivos del sector se muestra en la tabla 1.2.5.2.

El cálculo de las necesidades de agua de los cultivos se ha realizado a partir de los coeficientes de cultivo utilizados por el SIAM (Servicio de información agraria de la Región de Murcia), ya que los agricultores reciben las recomendaciones de riego directamente del SIAM a través de su página Web o de las oficinas comarcales agrarias, siguiendo la metodología de la FAO (Doorenbos y Pruitt, 1977) parcialmente modificada por Keller y Bliesner (1990).

En primer lugar se ha calculado la Evapotranspiración de los cultivos, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$ETc = ETo \cdot kc \cdot kl \quad (1)$$

siendo:

- ETc = Evapotranspiración del cultivo en mm/día
- ETo = Evapotranspiración de referencia en mm/día
- kc = Coeficiente de cultivo
- kl = Coeficiente de localización

Los coeficientes de cultivos utilizados son los mostrados en la tabla 3.1.2.2. En cuanto al coeficiente de localización, dado que el porcentaje de suelo sombreado es superior al 60% para todos los marcos, se ha adoptado un $kl= 1$ (Feres, 1987).

Tabla 3.1.2.2. Coeficientes de cultivo empleados para la determinación de las necesidades

Meses	kc Albaricoquero	kc Limón	kc Naranja	kc Mixto	Kc Melocotonero
Enero	0.1	0.2	0.2	0.15	0
Febrero	0.2	0.25	0.25	0.225	0.2
Marzo	0.35	0.4	0.35	0.35	0.25
Abril	0.45	0.45	0.4	0.425	0.3
Mayo	0.5	0.5	0.45	0.475	0.4
Junio	0.3	0.5	0.45	0.375	0.55
Julio	0.3	0.55	0.6	0.45	0.7
Agosto	0.3	0.45	0.6	0.45	0.5
Septiembre	0.3	0.4	0.6	0.45	0.5
Octubre	0.3	0.4	0.6	0.45	0.4
Noviembre	0	0.3	0.5	0.25	0
Diciembre	0	0.2	0.25	0.125	0

Fuente: SIAM

Una vez calculada la evapotranspiración del cultivo, se han obtenido las necesidades netas a partir de la ecuación del balance de agua en el suelo (Doorenbos y Pruitt, 1977):

$$(N_n + P_e + G_e) - (ETc + P_{ip} + E_s) = DW \quad (2)$$

siendo:

- N_n = Necesidades netas (mm)
- P_e = Precipitación efectiva (mm)
- G_e = Ascenso de agua capilar desde la capa freática (mm)
- ETc = Evapotranspiración del cultivo (mm)
- P_{ip} = Pérdidas por infiltración profunda (mm)
- E_s = Pérdidas por escorrentía superficial (mm)
- DW = Variación de la reserva de agua en el suelo (mm)

E_s y G_e en riego localizado y zonas de climatología árida o semiárida suele despreciarse (Doorenbos y Pruitt, 1977). P_{ip} se considera a efectos de cálculo de las necesidades totales formando parte de la relación de transpiración (T_R) (Keller y Bliesner, 1990). Si se hace el balance de agua entre dos riegos queda que DW vale cero, quedando las necesidades netas igual al riego neto a aportar. De esta forma, la ecuación (2) se simplifica quedando reducida a la ecuación (3). En ella únicamente entran a formar parte del balance de agua, las necesidades netas, la evapotranspiración del cultivo y la precipitación efectiva.

$$N_n = ETc - P_e \quad (3)$$

Para el cálculo de la precipitación efectiva se ha ponderado la precipitación total por un factor corrector con un valor de 0,8 (Smith, 1993):

$$P_e = 0,8 \cdot \text{Precipitación total} \quad (4)$$

Dado que el riego está sometido a una uniformidad inferior al 100%, y en caso de que el agua tenga un contenido elevado de sales se debe aportar un exceso de agua para su lavado, las necesidades totales son ligeramente superiores a las necesidades netas. Para el cálculo de las necesidades totales se ha seguido la metodología propuesta por Keller y Bliesner (1990), obteniendo las necesidades totales a partir de las expresiones (5) o (6):

$$\text{Si } LR < 0,1 \text{ ó } T_R > \frac{0,9}{(1-LR)}, \text{ se usa la expresión } N_t = \frac{N_n \cdot T_R}{UE} \quad (5)$$

$$\text{Si } LR > 0,1 \text{ ó } T_R < \frac{0,9}{(1-LR)}, \text{ se usa la expresión } N_t = \frac{N_n}{UE(1-LR)} \quad (6)$$

siendo:

- N_t = Necesidades totales

- LR = Fracción de lavado
- T_R = Relación de transpiración
- UE = Uniformidad de emisión

La fracción de lavado (LR) se ha calculado mediante el método FAO propuesto por Doorenbos y Pruitt (1977):

$$LR = \frac{CE_a}{2 \cdot \max CE_e} \quad (7)$$

siendo:

- CE_a = Conductividad eléctrica del agua de riego
- $\max CE_e$ = Conductividad eléctrica máxima del extracto de saturación del suelo referida a un cultivo dado

La relación de transpiración T_R es el cociente entre el agua aplicada para satisfacer la transpiración (A_a) y el agua realmente transpirada (A_t), ($T_R = A_a / A_t$). T_R representa la proporción de pérdidas inevitables por infiltración profunda (P_{ip}) durante el periodo de consumo, ya que $A_a = A_t + P_{ip}$. Las P_{ip} son debidas al exceso de movimiento vertical del agua por debajo de la zona radicular en determinados tipos de suelos para poder alcanzar un mínimo humedecimiento lateral del bulbo húmedo. Los valores de T_R que se adoptan para el diseño y la programación de riego de los sistemas de riego localizado se muestran en la tabla 3.1.2.3. (Keller y Bliesner, 1990).

Tabla 3.1.2.3. Relación de transpiración estacional (T_R) para diferentes texturas de suelo y profundidades radiculares.

Profundidad de raíces (m)	Textura			
	Muy gruesa	Gruesa	Media	Fina
< 0,80	1,10	1,10	1,05	1,00
0,80-1,5	1,10	1,05	1,00	1,00
> 1,5	1,05	1,00	1,00	1,00

Para riego con difusores o microaspersores añadir 0,05 a T_R en climas húmedos y 0,10 en climas áridos para tener en cuenta la evaporación extra.

La falta de uniformidad en instalaciones de riego se debe por un lado a diferencias en las presiones a las que están sometidas por los emisores, y por otro a diferencias en los propios emisores, bien como consecuencia de una baja calidad de fabricación o bien como consecuencia de obstrucciones y envejecimiento. La falta de uniformidad de emisión se define como (8) el cociente entre el caudal medio descargado por la cuarta parte de los emisores de más bajo caudal (q_{25}) y el caudal medio descargado por todos los emisores (q_e).

$$UE = \frac{q_{25}}{q_e} \quad (8)$$

Dada la baja salinidad del agua de riego en la zona de estudio (0,78 dS/m), la fracción de lavado es inferior a 0,1, por tanto las necesidades totales se han calculado mediante la expresión (5).

La uniformidad de emisión adoptada es del 90%, ya que es un objetivo razonable de alcanzar si las instalaciones están bien diseñadas y manejadas. Además este valor es fácilmente alcanzable en la zona dado el uso mayoritario del gotero autocompensante, a pesar de la escasa pendiente de las parcelas de cultivo en la mayoría de los casos.

El valor de la relación de transpiración (T_R), de acuerdo con la tabla 3.1.2.3., depende de la textura y la profundidad radicular. Como se muestra en el apartado 1.2.3. la textura del suelo es areno-limosa en los horizontes superficial y profundo (0-20 cm y 60 – 120 cm) y limo-arenosa en el horizonte intermedio (20 – 60 cm), por lo que se ha adoptado una textura media para la determinación de T_R . Con respecto a la profundidad radicular se han tenido en cuenta los datos referentes a albaricoquero y cítricos, ya que ocupan un 98,4% de la superficie. En albaricoquero Búlida, el 99,58% de las raíces están en el horizonte 0-80 cm (Ruiz, 2000). En cuanto a los cítricos, el 79% de las raíces están en el horizonte 0-80 cm (Neuman, 1982). Por tanto, el valor adoptado de T_R es de 1,05.

Teniendo en cuenta los valores anteriores para el cálculo de las necesidades totales, la expresión (5) queda como:

$$N_t = \frac{N_n \cdot 1,05}{0,9} = \frac{N_n}{0,857} \quad (9)$$

Para la determinación de las necesidades totales del año medio correspondiente al periodo 1995 – 2001, se han calculado las necesidades totales medias mensuales, utilizando en este caso el método de Hargreaves. Así mismo, para poder comparar con el año medio, se han determinado las necesidades totales por el mismo método para el periodo junio de 2000 a mayo de 2001 y para el año más seco del periodo 1995 – 2001. Para comparar las necesidades con el consumo de agua del periodo junio de 2000 a mayo de 2001 y poder obtener índices de rendimiento estacional del riego, se han calculado las necesidades totales diarias durante dicho periodo, mediante el método de Penman-Monteith, ya que es el método que mayor precisión presenta para el cálculo de la ETo (Smith, 1993).

3.1.3. Determinación del consumo de agua

Se ha analizado el consumo de agua aplicada a los cultivos para el año medio correspondiente al periodo 1995 – 2001 y para el periodo junio de 2000 a mayo de 2001. Posteriormente se han comparado ambos consumos con las necesidades de agua del periodo junio de 2000 a mayo de 2001. El análisis del consumo para el periodo 1995 – 2001 se ha realizado por años agrícolas, desde septiembre de cada año hasta agosto del año siguiente.

La determinación del consumo de agua aplicado a los cultivos, se ha realizado mediante las lecturas de contadores de cada una de las parcelas abastecidas. Los contadores existentes en cada parcela de cultivo son de chorro múltiple de 3/4" hasta 2", o bien tipo Woltman con estabilizador de flujo de 2" en adelante, ambos con cabeza transmisora de pulsos, lo que permite su lectura automática. Las lecturas de los contadores son almacenadas diariamente en una base de datos.

Para validar las lecturas de los contadores, se realizó una medición de caudal en un total de 31 contadores, a razón de un contador por hidrante multiusuario. Para ello se utilizó un depósito de 200 litros, anotando la lectura del contador antes y después del llenado del depósito. El error de lectura fue inferior al 2% en el 95% de las mediciones.

3.1.4. Determinación del rendimiento del riego

Se ha utilizado el índice de rendimiento estacional del riego SIPI (Seasonal irrigation performance index) (Faci, y col., 2000), para el periodo junio de 2000 a mayo de 2001. El SIPI se define como:

$$SIPI (\%) = \frac{\text{Necesidades netas de riego en la estación considerada}}{\text{Volumen de agua facturado en la estación considerada}} \times 100 \quad (10)$$

SIPI es una aplicación práctica del concepto de eficiencia de riego (Burt, et al., 1997; Clemens and Burt, 1997), introduciendo tres simplificaciones a dicho concepto: el incremento del almacenamiento de agua de riego durante la estación considerada se asume igual a cero, se utilizan las necesidades netas de riego ($N_n = ET_c - P_e$) en vez de el volumen de agua beneficiosamente utilizado por el cultivo (necesidades totales), y el agua facturada al regante es la que se utiliza en vez de el agua aplicada.

Una característica relevante de este índice es que si el cultivo tiene un estrés hídrico, el valor del SIPI puede ser superior al 100% en la estación considerada. En

realidad, un valor del SIPI superior a la eficiencia de aplicación potencial del sistema de riego empleado (0,857), indica que el cultivo ha estado estresado durante dicha estación.

3.1.5. Análisis de los caudales transportados

Los caudales transportados por la red se han determinado a partir de las lecturas de caudal de los contadores individuales instalados en cada parcela de cultivo, obteniendo el caudal de cada línea como la suma las lecturas de los contadores abastecidos por dicha línea. Los caudales de línea así obtenidos se han validado con la medida del caudal en cabecera de la red.

Para la toma de datos de caudal, se instaló en el ordenador de control una subrutina para que las lecturas de caudal instantáneo fuesen almacenadas en una base de datos a intervalos de 15 minutos durante toda la jornada de riegos, todos los días del periodo comprendido entre junio de 2000 y mayo de 2001. De esta forma, se pudo obtener la evolución diaria de los caudales de todas las líneas de la red durante todos los días del periodo mencionado.

Puesto que la jornada de riegos esta distribuida en dos turnos, una con horario de mañana, de 8 a 16 h. y el otro con horario de tarde, de 16 a 24 h, para que no coincidiese la lectura de caudal con la apertura de tomas de riego, se programó el almacenamiento de lecturas de caudal fuera de las horas en punto, en los minutos 8, 23, 38 y 53 de cada hora. Se empezó a las 7 h 53 minutos de la mañana, hasta las 24 h. 8 min, que era la hora en la que se almacenaba el último dato de cada día.

3.1.5.1. Dotaciones de hidrantes

Se entiende por dotación de hidrante el caudal solicitado cuando éste está abierto. Para asegurar la presión mínima de diseño en los hidrantes, el caudal solicitado (dotación real) no debería ser superior a la dotación teórica asignada al hidrante. La dotación teórica depende principalmente del caudal ficticio continuo demandado por el cultivo, del tiempo e intervalo de riego, y de la superficie de la parcela (ver apartado 3.5.1.).

Para evitar que la dotación real supere a la teórica, en los hidrantes se instala un limitador de caudal ajustado a su dotación teórica. En ocasiones es frecuente que el limitador de caudal no funcione correctamente, o bien que el caudal de regulación esté mal ajustado, lo que provoca un incremento de caudal con respecto a la dotación teórica

proyectada. Este exceso de descarga puede provocar una caída de presión en todos los nudos afectados por el hidrante.

Para analizar el funcionamiento de los hidrantes, se han comparado las dotaciones máxima y media, medidas en la red, con la dotación teórica asignada a cada toma. Las dotaciones de cada hidrante se han determinado como la suma de las dotaciones de las tomas individuales abastecidas por el hidrante.

Para determinar la variación de caudal descargado por cada toma individual, se ha calculado el coeficiente de variación de todos los caudales medidos en las tomas de la red, durante el periodo comprendido entre junio de 2000 y mayo de 2001.

3.1.5.2. Validación de las lecturas de caudal

Para validar el caudal instantáneo obtenido como suma de caudales de contadores individuales abastecidos por una línea, se ha medido el caudal en cabecera de la red (línea 1), comparando dicho caudal con el caudal obtenido al sumar los caudales de todos los contadores individuales de la red. Esta comparación se hizo para 300 medidas de caudal realizadas a intervalos de 15 minutos durante cinco días consecutivos del mes de julio de 2000.

El caudal en la línea 1 de la red, se ha medido a partir del contador instalado en dicha línea, partiendo así mismo del automatismo existente. El contador es de tipo wotlman de esfera seca, apto para presiones máximas de 16 bares, con un error de lectura inferior del $\pm 2\%$. Está certificado por AENOR y cumple la normativa CEE D.83-6.132.12 clase B. Tiene acoplado un emisor de pulsos para poder transmitir al centro de control, tanto los volúmenes consumidos como el caudal instantáneo. El diámetro nominal del contador es de 400 mm, con un caudal nominal de 1500 m³/h, caudal de transición comprendido entre de 216 y 45 m³/h y un caudal mínimo de 45 m³/h. El caudal de transición representa el caudal para el cual el error puede estar comprendido entre ± 2 y $\pm 5\%$. El caudal mínimo representa el caudal a partir del cual el contador empieza a contar con errores de $\pm 5\%$.

Para cuantificar el error cometido en la estimación de los caudales de línea, obtenidos como suma de las lecturas de caudal de los contadores individuales, se ha calculado el error absoluto de la estimación ($/Err/$), mediante la siguiente expresión:

$$| \text{Err} | (\%) = \frac{ \left| \sum_{j=1}^N (Cont_indv)_i - (Cont_gnral)_i \right| }{ \sum_{j=1}^N (Cont_indv)_i } \cdot 100 \quad (11)$$

En donde:

- $\sum_{j=1}^N (Cont_indv)_i$: Sumatorio de las lecturas de caudal en los N contadores individuales abastecidos por la línea 1 en el instante i.
- $(Cont_gnral)_i$: Lectura de caudal en el contador general instalado en la línea 1 en el instante i.

En el análisis de los valores de error obtenidos se han realizado 5 segmentaciones de los datos en función del caudal del contador general, partiendo de 216 m³/h (60 l/s) (ya que el contador general tiene su caudal de transición para valores comprendidos entre 216 y 45 m³/h). Para cada segmentación se han calculado los estadísticos descriptivos del error absoluto de la estimación. Las segmentaciones realizadas son las siguientes:

1. Todos los datos de caudal
2. Caudales de contador general menores de 60 l/s
3. Caudales de contador general mayores de 60 l/s
4. Caudales de contador general mayores de 90 l/s
5. Caudales de contador general mayores de 120 l/s

3.1.5.3. Caudales medios circulantes en cabeza de la red

Se han analizado los caudales medios mensuales y medios horarios mensuales, transportados en cabeza de la red durante el periodo comprendido entre junio de 2000 a mayo de 2001.

El caudal medio mensual (Q_{med}) se ha calculado como la media de todos los caudales medios horarios de cada mes. También se ha calculado el caudal medio mensual máximo ($Q_{med\ max}$), que representa el valor máximo de los caudales medios horarios de cada mes, determinando, así mismo, la hora del día en la que se transporta el caudal medio mensual máximo.

El caudal medio horario mensual se ha calculado como la media horaria de los caudales transportados por la red en cada mes. También se ha calculado el caudal máximo horario de cada mes (Q_{max}), que representa el valor máximo del caudal horario

de cada mes. Como se ha mencionado al inicio del apartado 3.1.5., las horas en las que se ha medido el caudal han sido desde las 7 h. 53 min. hasta las 24 h. 08 min, a intervalos de 15 minutos.

Todos los caudales circulantes se han obtenido como suma de las lecturas de caudal de los contadores individuales de cada parcela, incrementadas un 4,5% en concepto de posibles fugas en la red (ver apartado 4.1.6.2.).

Otro de los parámetros obtenidos, para los dos turnos, es el coeficiente de simultaneidad de caudal. Se ha calculado el coeficiente de simultaneidad máximo (CS_{max}), y el coeficiente de simultaneidad medio (CS_{med}) para todos los meses del año, utilizando las siguientes expresiones:

$$CS_{max}(\%) = \frac{Q_{max}}{Q_{tot}} \cdot 100 \quad (12)$$

$$CS_{med}(\%) = \frac{Q_{med\ max}}{Q_{tot}} \cdot 100 \quad (13)$$

En donde:

- Q_{max} : Caudal máximo horario del mes considerado.
- $Q_{med\ max}$: Máximo de los caudales medios horarios del mes considerado.
- Q_{tot} : Caudal total que circularía por la línea de cabeza si todas las tomas abastecidas estuviesen abiertas al mismo tiempo.

Como se ha puesto de manifiesto en el apartado 1.2.4., la organización del riego en dos turnos corresponde a dos configuraciones de tomas abiertas, denominadas configuración par y configuración impar. Ambas configuraciones se van alternando mensualmente en turno de mañana y de tarde, como se muestra en la tabla 1.2.4.3. Esta situación repercute, en el cálculo del caudal total (Q_{tot}) y por tanto en el coeficiente de simultaneidad.

3.1.5.4. Caudales circulantes por las líneas de la red

Para los meses de julio y agosto se ha calculado para cada turno, el caudal máximo circulante (Q_{max_i}) en 31 líneas de la red, obteniendo el coeficiente de simultaneidad máximo (CS_{max_i}) de cada línea, analizando también la relación entre el coeficiente de simultaneidad máximo de las líneas y el número de tomas abastecidas por cada línea (N_i). El CS_{max_i} se ha obtenido a partir de la siguiente expresión:

$$CS_{max_i}(\%) = \frac{Q_{max_i}}{Q_{tot_i}} \cdot 100 \quad (14)$$

En donde:

- Q_{max_i} : Caudal máximo horario de la línea i del mes considerado.
- Q_{tot_i} : Caudal total que circularía por la línea i si todas las tomas abastecidas estuviesen abiertas al mismo tiempo.

Así mismo, para la situación de máximo caudal en cabecera, se ha obtenido el coeficiente de simultaneidad (CS_i) para cada línea, calculado a partir del caudal circulante por la línea (Q_i) para el instante de máximo caudal en cabecera y el caudal total de la línea (Q_{tot_i}), utilizando la siguiente expresión:

$$CS_i(\%) = \frac{Q_i}{Q_{tot_i}} \cdot 100 \quad (15)$$

En donde:

- Q_i : Caudal de la línea i en el instante de máximo caudal en cabecera.
- Q_{tot_i} : Caudal total que circularía por la línea i si todas las tomas abastecidas estuviesen abiertas al mismo tiempo.

3.2. CALIBRACIÓN DE UN MODELO DE SIMULACIÓN DE LA RED

3.2.1. Introducción

Una de las herramientas utilizadas para estudiar el comportamiento de una red colectiva de distribución de agua para riego, son los modelos de análisis de redes, los cuales simulan el comportamiento de la red frente a cualquier escenario de consumo. Los modelos de simulación y análisis de redes son herramientas aptas para resolver problemas de diseño, manejo, gestión, planificación, y seguimiento de la calidad de agua, de las redes colectivas de distribución (Cesario, 1995).

Existen numerosos programas informáticos que implementan modelos hidráulicos de simulación, los cuales permiten conocer el comportamiento de la red a partir de la su topología y los datos de consumo. El modelo predice las presiones en los nudos y caudales en las líneas, en un instante de tiempo concreto en el que haya unas determinadas condiciones de operación y demanda. Las simulaciones pueden ser en régimen estacionario o en periodo extendido. La simulación en régimen estacionario, es análoga a una fotografía fija del sistema en un instante concreto de tiempo, mientras que la simulación en periodo extendido es la suma de muchas fotografías en instantes sucesivos del tiempo, o lo que es lo mismo, una película del funcionamiento de la red durante un periodo de tiempo.

Uno de los programas que destacan en el análisis de redes es el programa EPANET desarrollado por la Agencia de Protección Medioambiental de los Estados Unidos (EPA), para el estudio del comportamiento hidráulico y de calidad de agua en redes de abastecimiento. La versión 2 de EPANET incorpora entrada gráfica de los componentes de la red que simplifica la introducción de datos. Permite la simulación hidráulica de redes a presión en régimen estacionario y la simulación en periodo extendido (Rossman, 2000).

El Grupo de Mecánica de Fluidos de la Universidad Politécnica de Valencia, basándose en los algoritmos de cálculo del modelo anterior, desarrolló el programa SARA que incorpora la entrada de datos gráfica y cuenta con bases de datos de tuberías, bombas y válvulas, que posibilitan seleccionar exactamente el mismo elemento que hay instalado en la red (GMF, 1997).

La Universidad de Zaragoza ha desarrollado un programa de simulación y control de sistemas presurizados de distribución de fluidos, orientado al diseño, análisis y gestión de sistemas de riego. Realiza la simulación hidráulica de redes presurizadas en

régimen estacionario dentro del contexto de los sistemas de riego, conjugándolas con un “interfaz” gráfico que permite una cómoda introducción de datos (Aliod y col. 1997).

Estos tres programas permiten la simulación hidráulica de redes tanto ramificadas como malladas. Otro programa de análisis, sólo para redes ramificadas, es el programa COPAM (Lamaddalena y Sagardoy, 2000). Este programa combina en un mismo paquete informático el modelo de Clement para el cálculo de los caudales de línea, el modelo discontinuo de Labye para el dimensionado óptimo de redes, y dos modelos para el análisis de la red, en los que incorpora indicadores que determinan el grado de fiabilidad de la red, simulando el comportamiento de los hidrantes bajo múltiples escenarios de consumo.

En la fase de diseño, el análisis de la red constituye el último eslabón del proceso, y sirve para comprobar si el diseño realizado se va a adaptar a las condiciones de servicio posteriormente requeridas. En la fase de explotación, la aplicación de los programas de análisis, sirve para ayudar en la organización del riego y poder prever el comportamiento de la red ante cualquier modificación del consumo.

El paso del diseño a la ejecución de la red y posterior explotación, conlleva una serie de pequeños cambios en el comportamiento hidráulico de la misma, ya que se introducen pequeñas variaciones al proyecto inicial, introduciendo numerosos elementos y accesorios inicialmente no previstos, como modificación en el trazado inicial de las tuberías, codos, etc. Además, en el propio proceso de montaje de tuberías se introducen nuevos elementos de distorsión en el comportamiento hidráulico: rugosidad de las tuberías distinta a la prevista; juntas mal colocadas, etc. Todas estas modificaciones hacen que el comportamiento real de la red difiera ligeramente del inicialmente previsto.

En redes que ya llevan tiempo en servicio, la distorsión es todavía mayor, ya que se produce una modificación del diámetro y la rugosidad interior de las tuberías como consecuencia de depósitos de sales, cal y óxidos, aumentando así las pérdidas de carga, como se muestra en la figura 3.2.1.1. Por otro lado, siempre pueden surgir pérdidas de carga en válvulas de cierre que, por condiciones de funcionamiento no quedan perfectamente cerradas o abiertas después de alguna maniobra, y cuyo estado es difícil de determinar. Además, a la hora de determinar la topología de la red, se pueden cometer omisiones de determinadas válvulas y/o tramos, y errores en la determinación de las cotas.

Por todo ello se hace necesario calibrar un modelo de simulación, comparando datos simulados con datos medidos y, mediante el ajuste de determinados parámetros

hidráulicos del modelo, conseguir que los datos simulados coincidan con los datos medidos.

La calibración de un modelo de simulación de una red ha sido definida por diversos autores coincidiendo todos ellos en que calibrar un modelo de una red es el proceso de ajuste de los parámetros del modelo para conseguir que los valores simulados con el modelo se igualen a los valores reales observados para unas condiciones conocidas de operación (Walski, 1983; García-Serra, 1988; Ormsbee y Lingireddy, 1997; Greco y Del Giudice, 1999; Bush y Uber, 2000; Lansey et al, 2001).



Figura 3.2.1.1. Disminución del diámetro efectivo de una tubería

3.2.1.1. Posibilidades de explotación de un modelo calibrado de una red

Son muchas las ventajas de tener un modelo que reproduzca el comportamiento real de una red, ya que permite simular la respuesta de la red ante cualquier variación que queramos introducir, sin necesidad de experimentarla físicamente. Las posibilidades de explotación de un modelo calibrado de una red han sido ampliamente abordadas por diferentes autores, tanto en redes de abastecimiento urbano (García-Serra, 1988; Ormsbee y Lingireddy, 1997.) como en redes de distribución de riego (Lamaddalena y Sagardoy, 2000).

Un modelo de una red de distribución de agua de riego que reproduzca fielmente la respuesta de la red ante cualquier estado de carga, se puede utilizar en tareas

relacionadas con el diseño, manejo, gestión, planificación y calidad del agua de la red. Entre las principales tareas que un modelo puede resolver destacan las siguientes:

- Mejora del diseño de la red, simulando el funcionamiento posterior en múltiples situaciones de funcionamiento, y rectificando el diseño para que se adapte a las condiciones de servicio fijadas en todas las situaciones ensayadas.
- Determinación de las presiones de servicio de la red para cualquier condición de consumo de la misma, lo que ayudará a determinar el comportamiento ante demandas punta o situaciones críticas no previstas en el diseño.
- Empleo en la solución de situaciones críticas motivadas por roturas, para establecer la mejor estrategia a seguir previendo el impacto de dicha estrategia en la calidad de servicio de la red.
- Determinación de la influencia de las ampliaciones de superficie abastecida por la red en el comportamiento de la misma.
- Determinación de la superficie máxima regable por cada hidrante de la red.
- Determinación de la influencia de variaciones o modificaciones del trazado de las tuberías en el comportamiento de la red.
- Ayuda a la toma de decisiones en labores de rehabilitación de la red.
- Determinación de la influencia en las presiones de los hidrantes como consecuencia de abastecer puntualmente a sistemas de riego con diferentes requerimientos de presión.
- Determinación del diámetro óptimo de las tuberías en caso de ampliaciones de la red.
- Determinación del efecto sobre la red de incluir un grupo de presión en cabecera o en cualquier otro punto de la misma.
- Determinación del efecto sobre la red de incluir nuevos puntos de abastecimiento.
- Determinación de la calidad del agua de riego en cada punto de la red, en caso de alimentarla con aguas de diferentes calidades.
- Determinación de la ubicación óptima del punto de inyección de agua, en caso de redotación de la zona regable.
- Determinación de la evolución diaria del volumen de agua en los embalses para establecer la programación de los bombeos y poder optimizar las tarifas eléctricas utilizadas.

A la vista de la gran cantidad de tareas que pueden realizarse con un modelo de simulación de una red, se deduce la gran utilidad de los modelos de simulación en el conocimiento del comportamiento integral de la red, pudiendo constituir una herramienta de decisión en los procesos de gestión y planificación.

3.2.1.2. Desarrollo del proceso de calibración

Antes de empezar con el proceso de calibración del modelo, es importante identificar el uso posterior que se le va a dar al modelo calibrado (diseño, manejo, gestión, planificación o calidad del agua de la red de distribución), así como el tipo de análisis que se quiere realizar (análisis en régimen estacionario o en periodo extendido). En general, los análisis en régimen estacionario son suficientes para aplicaciones relacionadas con el diseño y planificación de la red, mientras que simulaciones en periodo extendido son necesarias en los estudios de calidad de agua así como en aplicaciones relacionadas con el manejo de la red (Ormsbee y Llingireddy, 1997).

El uso posterior del modelo sirve de guía para determinar el nivel de concordancia entre los datos reales y los datos simulados, mientras que el tipo de análisis a realizar nos da una idea del tipo de datos de campo a tomar de la red. En cuanto al uso posterior, los estudios de calidad de agua así como las aplicaciones del modelo relacionadas con el manejo de la red, requieren un mayor grado de concordancia entre valores medidos y simulados que para aplicaciones relacionadas con el diseño o planificación de la red. Por otro lado, en cuanto al tipo de datos de campo a tomar para el análisis en régimen estacionario, se requieren únicamente datos de caudal y presión en diversos puntos de la red, recogidos a diferentes horas del día bajo condiciones variables de operación. Para la simulación en periodo extendido se requieren datos de campo recogidos sobre un periodo de mayor duración, generalmente de una semana (Ormsbee y Llingireddy, 1997).

Una vez definida la utilidad del modelo, García-Serra (1988) propone realizar el proceso de calibración siguiendo los siguientes pasos:

- Toma de datos de la red.
- Esqueletización de la red a partir de los datos tomados.
- Introducción de datos en el modelo.
- Ejecución provisional del modelo.
- Medida de datos reales en la red.
- Ajuste y calibración del modelo.

3.2.1.2.1. Toma de datos de la red.

Dado que en una simulación se pretende obtener una representación de la realidad, es necesario que los datos que se utilizan en la definición del modelo representen con la mayor exactitud posible la realidad topológica de la red. Los

resultados del modelo serán, como máximo, tan precisos como los datos medidos de la red empleados para la ejecución y comprobación del modelo (Walski, 1985). En este mismo sentido Ormsbee y Lingireddy (1997) señalan que la validez de un modelo de una red depende totalmente de la exactitud de los datos de entrada al modelo. Por tanto, una de las claves de obtener un modelo que pueda ser utilizado satisfactoriamente en situaciones de consumo diferentes a las utilizadas en el proceso de calibración, es que los datos de entrada del modelo (geométricos e hidráulicos) sean lo más precisos posibles.

3.2.1.2.2. *Esqueletización de la red.*

Consiste en la ordenación y esquematización de todos los elementos de la red. Por tanto se deben tener todos los datos referentes a topología de la red referidos en el apartado anterior.

En este momento, se puede simplificar la topología de la red en caso de que no se disponga de datos de algunas zonas o bien porque sea muy compleja. Pueden darse dos situaciones (García-Serra, 1988):

- Red menor de 200 líneas: en este caso se puede llegar a considerar todas las líneas y nudos de la red sin necesidad de realizar simplificaciones.
- Red mayor de 200 líneas: se deben realizar simplificaciones de la topología real, siendo las simplificaciones posibles las siguientes:
 - Eliminación de algunas tuberías de pequeño diámetro.
 - Eliminación de ramificaciones: para ello se debe acumular la demanda de agua que se satisface desde la ramificación, en un nudo de consumo que sustituye al nudo que serviría de conexión de la ramificación.
 - Unificación de nudos próximos: se unificaría en un único nudo de consumo, los nudos que debido a la corta longitud de las tuberías que los unen, tengan la misma lectura de presión.
 - Simplificación de las asociaciones de tuberías: en caso de tuberías en serie o paralelo, se sustituiría la asociación por una tubería equivalente.

Ferreri y Gangitano (2000) consideran que una simplificación indiscriminada del esquema de la red hecha sólo en base a los diámetros de las conducciones, puede causar errores inaceptables en muchas aplicaciones, indicando que si la capacidad del computador lo permite, se debe elaborar el esquema completo de la red.

3.2.1.2.3. Introducción de datos en el modelo.

Una vez definida la topología de la red se debe introducir en el modelo. En general cualquier red de distribución de agua estará formada por una base de datos de líneas y nudos. Las líneas representan las tuberías individuales de la red y los nudos representan puntos de la red donde se unen dos o más tuberías (líneas) o bien donde el agua está entrando o saliendo del sistema. Los datos asociados a cada línea incluyen un número de identificación de la tubería, la longitud, el diámetro interior, un coeficiente de pérdidas singulares y la rugosidad. Por otro lado, los datos asociados a cada nudo incluyen un número de identificación de nudo, la cota del nudo y el caudal del nudo.

A la hora de introducir los datos, los parámetros que tienen una mayor imprecisión son los referentes a la rugosidad de las tuberías y a las pérdidas de carga singulares.

La rugosidad de las tuberías suele variar con el envejecimiento, por tanto será un parámetro a ajustar posteriormente. Asociado a este parámetro, también se ve afectado el diámetro efectivo de las tuberías como consecuencia de la incrustación de diversas sustancias en las paredes de los tubos, que además de modificar la rugosidad inicial pueden llegar a reducir considerablemente el diámetro efectivo. De esta forma, la capacidad inicial de la tubería puede llegar a reducirse hasta más de la mitad de su sección original, como se muestra en la figura 3.2.1.1. En ella aparece una tubería de fibrocemento de diámetro nominal 125 mm en la que el diámetro efectivo se había reducido a 56 mm, como consecuencia de depósitos de carbonato cálcico (CaCO_3).

La predicción del diámetro y rugosidad de una tubería que está en servicio un determinado periodo de tiempo es complicada debido a la gran cantidad de factores que pueden influir, como el material de la tubería, la calidad del agua, el tiempo en servicio, la velocidad de circulación del agua, labores de limpieza y mantenimiento, etc. Existen métodos de estimación de la rugosidad interior de una tubería que esté un determinado número de años en funcionamiento, basados en la rugosidad inicial de la misma a la que se adiciona una tasa de aumento de la rugosidad en función del tiempo y del pH del agua (Azevedo y Alvarez, 1976). No obstante, el método no da valores adecuados y finalmente se suele recurrir a los valores de rugosidad dados por fabricantes de tuberías. Los valores orientativos de rugosidad absoluta que pueden adoptar los diferentes materiales son los mostrados en la tabla 3.2.1.2.3.1., tomados de diferentes autores (Mayol, 1997; Torres, 1992; Acevedo y Alvarez, 1976):

Tabla 3.2.1.2.3.1. Valores de la rugosidad absoluta de las tuberías

Material	k (mm)
Fibrocemento	0,025 – 0,5
PVC	0,007 – 0,1
Acero soldado	0,04 – 5
Fundición sin revestir	0,5 – 5
Fundición asfaltada	0,10 – 2,1
Hormigón	0,1 – 3

En cuanto a las pérdidas localizadas en muchos casos pueden quedar enmascaradas, ya que al ir la red enterrada pueden pasar desapercibidas singularidades que en principio no fuesen necesarias. No obstante, a la hora de ajustar los parámetros del modelo, algunos autores sostienen que los valores de las pérdidas singulares no se tengan en cuenta, salvo que se trate de una válvula de regulación de presión previamente calibrada en campo. Por tanto el efecto que de las singularidades queda incluido en el valor de la rugosidad de los tubos, siendo la rugosidad el único parámetro ajustado durante el proceso de calibración, bien contabilizada como rugosidad absoluta, en caso de utilizar la fórmula de Darcy-Weisbach para el cálculo de la pérdida de carga (Greco y Del Giudice, 1999, García-Serra, 1988), o bien como coeficiente C de rugosidad, en caso de utilizar la fórmula de Hazen-Williams (Walski, 1986; Lansey y col., 2001).

3.2.1.2.4. Ejecución provisional del modelo.

Con los datos introducidos, se puede ejecutar el modelo para comprobar si la conectividad de los elementos es correcta y si los resultados obtenidos son lógicos, y se aproximan a los valores de diseño de la red. En caso contrario, se debe identificar y corregir la causa que produce las discrepancias. Como resultados de la ejecución del modelo se obtendrán el caudal circulante en las tuberías y la presión en los nudos.

3.2.1.2.5. Medida de datos en la red.

Los datos que se deben medir para comprobar que los resultados obtenidos con el modelo corresponden con los valores obtenidos en la red, son la presión en nudos, la demanda de agua en los nudos y las condiciones de contorno, entendiéndose como tales la altura de agua en el embalse de cabecera, la pérdida de carga en la estación de filtrado, la posición de las válvulas reductoras de presión, y en caso de existir, la presión suministrada por grupos de bombeo.

En redes de abastecimiento urbano, la medida del caudal real de los nudos de consumo supone un gran problema, ya que únicamente es factible disponer de la medida real del caudal de entrada y de salida a la red o sector, de forma que la asignación de los caudales a los nudos se hace a partir de la demanda media de las facturaciones realizadas durante la medida, modificando dicha demanda media por un coeficiente de adaptación al estado de carga que se simula (punta o valle). Además se deben estimar los consumos no contabilizados y asignarlos proporcionalmente a los nudos de consumo (López Patiño y col. 1996).

En redes de riego automatizadas, el problema de la indeterminación del caudal desaparece, ya que se dispone de contadores con cabezas emisoras de pulsos que transmiten la señal en tiempo real al centro de control y permiten conocer el caudal instantáneo que están consumiendo. Además, la demanda de los nudos suele ser muy constante y duradera en el tiempo, lo que hace que la fluctuación de caudal en las líneas sea mucho menor que en redes de abastecimiento urbano.

En cuanto a la medida de presión, el número de medidas para la calibración del modelo puede ser variable según diferentes autores. Lamaddalena (1997) propone realizar medidas de presión en un único hidrante. Para ello, aprovecha el final de una temporada de riegos en la que no haya nadie regando, de forma que le permita fijar el estado de carga de la red. Para ello, mide la presión en el hidrante seleccionado, para siete estados de carga distintos correspondientes a la apertura progresiva de hidrantes desde uno hasta siete. Además de la medida de presión también mide el caudal en la primera línea de la red y la cota piezométrica del embalse de cabecera, lo que le permite simular el comportamiento de la red para siete estados de carga distintos comprobando el resultado obtenido con la medición directa en el hidrante seleccionado.

Según Allen (1987), se debe realizar medidas de presión en al menos un 20% de los nudos de la red o sector en el que se vaya a realizar la calibración. Ferreri y Gangitano (2001) mantienen que es preferible incrementar el número total de medidas de presión y caudal en la red para cada condición de funcionamiento o estado de carga en que se realizan las medidas, que el número de condiciones de funcionamiento. Se entiende por condición de funcionamiento o estado de carga, la situación instantánea en que se encuentra la red en el momento de realizar las medidas de presión y caudal. Los mejores resultados que obtienen son tres condiciones de funcionamiento y medidas de caudal y presión en el 24,1% de los nudos, o bien seis condiciones de funcionamiento y medidas de caudal y presión en el 12,05% de los nudos, en una red de 58 nudos.

3.2.1.2.6. Ajuste y calibración del modelo.

Una vez comprobado que el modelo tiene toda la información bien introducida, se debe decidir que parámetros son los que se van a ajustar para tener el modelo calibrado. Los parámetros susceptibles de calibración son principalmente la rugosidad de las tuberías, el coeficiente de pérdidas singulares, la demanda de agua en los nudos y las condiciones de contorno, como son la altura de agua en depósitos y embalses, la presión suministrada por los grupos de bombeo y la posición de las posibles válvulas reductoras de presión (Walski, 1985).

Como se ha puesto de manifiesto, en redes de riego automatizadas la demanda de los nudos no es una indeterminación, por tanto las demandas medidas pueden ser tomadas como valores de entrada en el modelo, asumiendo que corresponden al valor real. En este sentido, el esfuerzo debe estar encaminado en conseguir la mayor precisión posible en los caudalímetros instalados en la red, siendo necesario realizar comprobaciones de la precisión de las lecturas de caudal obtenidas, introduciendo factores correctores en aquellos casos que se detecten variaciones.

Con respecto a las condiciones de contorno, la incertidumbre en su valor se puede minimizar realizando mediciones precisas de la altura de agua en los depósitos, presión en bombeos y presión en válvulas reductoras, justo en el momento de realizar las medidas de presión y caudal en la red.

Otros parámetros susceptibles de calibración, debido a la dificultad que conlleva su medida directa de la red, son el diámetro interior de las tuberías y el coeficiente de pérdidas singulares. García-Serra (1988) propone que cuando la rugosidad absoluta de las tuberías durante el proceso de ajuste, supere valores de 5 mm se puede proceder a reducir el diámetro efectivo de las tuberías en un determinado porcentaje, siendo el porcentaje de disminución del diámetro efectivo otro parámetro de ajuste. En cuanto al coeficiente de pérdidas singulares, no se suele tener en cuenta en el modelo, salvo que se trate de una válvula de regulación previamente calibrada, por lo que su efecto queda incluido implícitamente en la rugosidad de las tuberías.

Una de las cuestiones a fijar en el proceso de calibración es la precisión que se quiere conseguir con el modelo. En este sentido, algunos autores sostienen que la precisión se debe entender como diferencias entre presiones medidas y simuladas (Greco et al., 1999; Lansey et al., 2001). Por el contrario, otros señalan que la pérdida de carga en las tuberías es mejor indicador para valorar la exactitud del modelo que la presión en los nudos, ya que es más sensible a los errores de calibración y además es independiente de la medida de presiones en el sistema. (Walski, 1986).

El modelo se considerará ajustado cuando los valores de presión calculados con el modelo se acerquen más a los valores medidos. Así Walski (1985, 1986) señala que la pérdida de carga del modelo no debe diferir más de un 10 o 20% de la medida en la red. Para Allen (1987) el modelo se considera ajustado cuando en el 85% de los nudos el error no sea superior al 5% y en el 95% de ellos no supere un error del 10%. Por otro lado, Garcia-Serra (1988) señala que el error en la medida de presión debe ser de alrededor de ± 1 m.c.a.

Para la calibración del modelo se pueden emplear técnicas experimentales basadas en la experiencia del proyectista, o bien técnicas de optimización basadas en métodos matemáticos (López Patiño y col. 1996).

Técnicas experimentales

Las técnicas experimentales consisten en, una vez determinadas las presiones en los nudos de control y las demandas en todos los nudos, ajustar la rugosidad y las pérdidas de carga localizada, tomando al menos dos instantes de calibración, uno en periodo punta y otro en periodo valle de consumo.

Para el instante de calibración, además de los caudales en los nudos, se deben medir, la altura de la lámina libre de agua en el embalse de cabecera, la posición de las válvulas, la pérdida de carga en estaciones de filtrado y la altura manométrica de las bombas en caso de que las hubiera.

Una vez realizada la simulación con el modelo en la hora punta, se deben comparar los datos de presión reales con los obtenidos en la simulación. El objetivo de la calibración es que coincidan los datos simulados con los medidos, por lo que se irán cambiando las rugosidades de las tuberías hasta alcanzar el objetivo.

Para validar la calibración efectuada en el periodo punta, se debe cargar el modelo con los datos correspondientes al periodo valle de consumo, siendo aconsejable realizarlo además en distintas épocas del año.

Técnicas de optimización

Los parámetros a modificar en la fase de ajuste serán igualmente la rugosidad de las tuberías y los diámetros efectivos, para rugosidades de tuberías superiores a 5 mm. El ajuste se debe realizar para diferentes estados de carga de la red (punta y valle), realizando el mismo de forma simultánea para los estados de carga considerados.

Las técnicas de optimización se pueden realizar mediante métodos deterministas y métodos no deterministas. En los métodos deterministas se impone que el error sea nulo, mientras que en los métodos no deterministas se intenta disminuir el valor de la discrepancia entre la presión real y la simulada.

Los métodos deterministas son mucho más rígidos y presentan una dificultad de aplicación mucho mayor, dando lugar en ocasiones a resultados absurdos. Pretenden resolver las ecuaciones de continuidad y energía en las líneas y nudos de la red, variando los valores de rugosidad interior de las tuberías. Por tanto, si los datos introducidos de la red, así como las medidas realizadas de caudal, presión y cotas de los nudos, no son precisos, el resultado nunca se podrá obtener con error nulo, como pretenden estos métodos. Por el contrario, los métodos no deterministas ofrecen mejores resultados. Están basados en técnicas de análisis sensitivo, estudiando la influencia de la variación de un parámetro de ajuste en el resultado obtenido (García-Serra, 1988).

3.2.2. Metodología seguida en la calibración de la red

La utilidad que se le ha dado al modelo calibrado de la red correspondiente al sector 1A de los regadíos de Mula, esta relacionada con el proceso de diseño y gestión de la red de riego. Por tanto, los tipos de análisis realizados corresponden a simulaciones en régimen estacionario.

Para realizar el proceso de calibración se ha seguido la metodología propuesta por Garcia-Serra (1988), adaptada a redes de riego. Los pasos seguidos en el proceso de calibración han sido los siguientes:

Toma de datos de la red

La toma de datos de la red correspondiente al sector 1A de los regadíos de Mula, se realizó a partir de la información suministrada por la Comunidad de Regantes, contrastando el proyecto de ejecución de la red con medidas en campo. Los datos tomados se pueden agrupar en tres tipos:

- Datos topológicos de la red: para ello se realizó un levantamiento topográfico con un taquímetro equipado con distanciómetro electrónico, obteniendo la cota y ubicación de todos los elementos que componen la red:

- Embalse de cabecera: se determinó la cota de solera y coronación, así como la ubicación de la tubería de salida.
 - Estación de filtrado: se determinó la cota, ubicación y composición.
 - Red de tuberías: Se midió la topología de todos los elementos de la red. Los datos de diámetros, material y antigüedad de las tuberías, fueron tomados del proyecto de ejecución, contrastados por el personal de la Comunidad de Regantes.
 - Hidrantes: Se determinó la ubicación y cota del punto de entrada al hidrante, en el cual se mediría posteriormente las presiones.
 - Válvulas de corte: se determinó la cota y ubicación de las válvulas de corte de la red.
- Datos de las parcelas abastecidas por la red: se determinó la superficie y cultivo de cada una de las parcelas que alimenta la red, así como el hidrante del cual se abastecen. Esta información fue suministrada por la Comunidad de Regantes y contrastada en campo.
 - Datos relativos a la organización del riego: Se obtuvo toda la información referente a la organización de los turnos de riego, asignación de hidrantes a turno, y dotación teórica de las parcelas de cultivo.

Esqueletización

Dado que el número total de líneas del sector 1A de los regadíos de Mula tiene un total de 76 líneas y 31 nudos de consumo, no se realizó ninguna de las simplificaciones mencionadas, ya que la topología de la red es muy clara y su representación no reviste complicación. De las 76 líneas introducidas, 31 corresponden a la tubería de acometida del hidrante a la red.

Introducción de datos en el modelo

Los datos de rugosidad inicialmente introducidos en el modelo, han sido los siguientes:

Tabla 3.2.2.1. Rugosidad Absoluta inicial

Material	k (mm)
Fibrocemento	0,025
PVC	0,007
Acero soldado	0,125

Las singularidades que se tuvieron en cuenta fueron codos, bifurcaciones y válvulas. Los coeficientes de resistencia adoptados se han tomado de Torres (Torres, 1992), y son los siguientes:

Tabla 3.2.2.2. Coeficiente de resistencia de singularidades

Singularidad	K
Codo de 90°	1,41
Codo de 45°	1
Bifurcación	1,6
Válvula	1

Una vez introducidos todos los datos topológicos, se ejecutó provisionalmente el modelo para su comprobación. Para ello se introdujo provisionalmente los datos de caudal en nudos obtenidos a partir de las dotaciones teóricas en las tomas, las cuales dependen de la dotación unitaria asignada, la superficie de las parcelas y la organización del riego (ver apartado 3.5.1.).

Medida de datos de caudal y presión en la red

El caudal de los nudos de consumo se midió siguiendo la metodología indicada en el apartado 3.1.5., incrementados en un 4,5% tras la validación de las lecturas de contadores efectuada con el contador de la línea 1 (ver apartado 4.1.6.2.).

La presión en los nudos se midió de forma manual, ya que solamente se dispone de sonda de presión a la entrada y salida de la estación de filtrado. Para ello se ha utilizado manómetros tipo Bourdon, con un rango de medida de 0 – 4 bar y un error de $\pm 0,1$ bar. Los manómetros se calibraron previamente en laboratorio con un calibrador de manómetros.

Las medidas se han realizado en una media de 25 hidrantes de los 31 que componen el sector (78%) con una diferencia horaria máxima entre tomas de 10 minutos. Se comprobó que durante el intervalo de medida no hubo cambios en la demanda. Para efectuar las lecturas se empleó una cuadrilla de 7 operarios, con la consigna de empezar a realizar las medidas a una hora prefijada, habiendo sincronizado previamente los relojes de todos ellos. Los operarios fueron distribuidos estratégicamente por la red para que cada uno de ellos se encargase de la medida de al menos tres nudos de la red próximos entre sí, y en los casos que la distancia entre nudos lo permitiese, de cuatro nudos. Las mediciones se realizaron tanto en horas punta de consumo como en horas valle.

En cada medida, se determinó la altura de agua en el embalse de cabecera, midiendo la presión a la salida del embalse con un manómetro digital para presiones de hasta 20 m.c.a., con una precisión de $\pm 0,01$ bar. La pérdida de carga de los filtros se leyó de las sondas de presión instaladas a la entrada y salida de los mismos. La posición de las válvulas de corte se determinó de forma visual, comprobando que estaban totalmente abiertas.

Ajuste y calibración del modelo

Se han empleado técnicas experimentales para la calibración del modelo de simulación del sector IA de los regadíos de Mula. El modelo de simulación utilizado es el implementado en el programa EPANET 2.00.09. (Rossman, 2000).

Inicialmente, se han introducido los datos de caudal medidos en los nudos correspondientes al periodo punta de consumo, la cota de la lámina de agua en el embalse y pérdida de carga en filtros, los cuales han de corresponder al instante de la hora punta en que se ha realizado la medida de presión en los nudos. A continuación se han ido introduciendo los valores correspondientes a las variables hidráulicas de ajuste, como son la pérdida de carga singular, rugosidad de las tuberías y porcentaje de reducción del diámetro efectivo, realizando simulaciones con el modelo para distintos valores de dichas variables. Una vez terminado el proceso de calibración con valores correspondientes a la hora punta, se validó el modelo con los valores correspondientes a la hora valle de consumo.

Las válvulas instaladas en la red se emplean sólo como válvulas de corte, y se utilizan para aislar el tramo de red aguas abajo de la misma en caso de rotura, por lo que sus posiciones pueden ser abierta o cerrada. Por tanto se ha comprobado en la toma de datos que dichas válvulas están totalmente abiertas, considerándose en el modelo como una pérdida de carga singular asociada a la tubería en la que están instaladas. No tiene sentido que dichas válvulas estén en posición de apertura intermedia para regular presión o el caudal, ya que en cada hidrante hay instalados un regulador de presión y un limitador de caudal.

Para simular el comportamiento de los filtros, se ha tenido en cuenta que la pérdida de carga depende del estado de limpieza en el que se encuentren en el momento de la simulación, y que ésta estará comprendida entre valores de 1,5 m.c.a. para filtros limpios y 6 m.c.a. para filtros sucios. Por tanto, su comportamiento se puede simular como una tubería equivalente que produzca la misma pérdida de carga que la medida a la hora punta considerada. Cuando se realizó la simulación en horas valle para la validación

de la calibración, se comprobó que dicha tubería equivalente producía la misma pérdida de carga que la medida en campo.

En el proceso de calibración se realizó ajustando tres parámetros: rugosidad, coeficiente de pérdida de carga singular y porcentaje de reducción del diámetro interior. En primer lugar, se realizó una simulación con los datos de caudal medido en hora punta, manteniendo los datos de diseño de rugosidad y diámetro interior de las tuberías y despreciando la pérdida de carga localizada, ya que la red cuenta con tramos de gran longitud sin ningún tipo de derivación. A continuación se realizaron simulaciones progresivas, primero introduciendo la pérdida de carga localizada, y después incrementando los datos de rugosidad por grupos de tuberías. Cuando la rugosidad alcanzaba valores próximos a 5 mm, se procedía a disminuir el diámetro interior de las tuberías un 1,5%.

La pérdida de carga singular se ha introducido para cada tubería de acuerdo con los valores dados en la tabla 3.2.2.2., en función del número de codos, bifurcaciones y válvulas supuestamente instaladas, redondeando finalmente su valor e intentando agruparlo por grupos de tuberías en función de las singularidades presuntamente instaladas.

Para incrementar las rugosidades absolutas de tuberías, se ha procedido por grupos de tuberías que tengan características similares. Las agrupaciones se han hecho para cada material en función de la velocidad del agua. En general en tuberías con velocidades inferiores a 0,5 m/s y de materiales no plásticos, la rugosidad será siempre mayor que en el resto.

Cuando los ajustes de rugosidad no sean suficientes, y se alcancen valores en torno a 5 mm, se ha modificado el diámetro efectivo de la tubería en lugar de seguir incrementando el valor de la rugosidad. Para ello se procede también por grupos de tuberías según el material y la velocidad de circulación del agua.

Para el ajuste de todos los parámetros en el proceso de calibración se han realizado 11 simulaciones con variación de los datos de rugosidad, coeficiente de pérdidas localizadas y disminución del diámetro efectivo.

Interpretación de resultados

Para cada simulación se ha calculado el valor absoluto de la diferencia ($/Dif/$) entre presión medida (P_{med}) y presión simulada (P_{sim}), así como el error absoluto ($/Err/$) de cada estimación. El error absoluto se ha determinado a partir de la siguiente expresión:

$$|Err| (\%) = \frac{|(P_{med} - P_{sim})|}{P_{med}} \cdot 100 \quad (16)$$

En donde:

- P_{med} : Presión medida en campo
- P_{sim} : Presión simulada con el modelo

Para cada simulación se han calculado los estadísticos descriptivos de $|Dif|$ y de $|Err|$.

3.3. ESTUDIO DE LAS MODIFICACIONES INTRODUCIDAS EN LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO INICIAL DE LA RED

Se ha analizado la influencia de todas las variables consideradas en el cálculo de la red, que afectan a la presión de los nudos de consumo, y que se hayan podido ver alteradas durante la ejecución de la obra. Las variables que se consideran son de tipo topológico y de tipo hidráulico, siendo todas ellas fácilmente modificables durante la ejecución de cualquier red de riego, con respecto a lo inicialmente proyectado.

Las variables topológicas consideradas son las siguientes:

- Trazado de las tuberías
- Cotas de nudos.

Las variables hidráulicas consideradas son las siguientes:

- El coeficiente de pérdidas de carga singulares
- La rugosidad absoluta de las tuberías
- El diámetro interior efectivo
- La pérdida de carga en la estación de filtrado del sector

Las variables topológicas del proyecto se obtuvieron en base a cartografía escala 1/5000 con curvas de nivel cada 5 metros. Las variables topológicas ejecutadas se han obtenido por medición directa en campo como se indica en el apartado 3.2.2. Tanto la topología de proyecto como la topología ejecutada de la red se muestra en las tablas 1.2.5.4 y 1.2.5.5. respectivamente.

Las variables de tipo hidráulico más probables son las correspondientes al modelo de la red calibrada. En la tabla 3.3.1 se muestran los valores utilizados de las variables de tipo hidráulico de proyecto y los valores de las variables de tipo hidráulico calibradas.

Mediante la utilización del programa EPANET, se han realizado sucesivas simulaciones con los valores de las variables contemplados en el proyecto, para el estado de carga de la red previsto en el proyecto (caudales en nudos), así como con valores de las variables calibradas para el mismo estado de cargas. Los resultados de presión en hidrantes obtenidos en cada simulación, se han comparado en primer lugar, con la presión mínima de diseño establecida en el proyecto, que es de 27 m.c.a., y en segundo lugar con los resultados obtenidos en las diferentes simulaciones. De esta forma se pueden comparar los resultados de las simulaciones y medir la influencia de las variables consideradas en las presiones finales de los nudos.

Tabla 3.3.1. Variables hidráulicas de proyecto y calibradas

Variable	Tipo de tubería	Valor de proyecto	Valor calibrado
Coeficiente de pérdidas de carga singulares	Fibrocemento	0	2 – 4
	PVC	0	2 – 4
	Acero	0	8
Rugosidad absoluta de las tuberías	Fibrocemento	0,025	4
	PVC	0,007	0,4 – 1
	Acero	No considerada	5
Factor de reducción del diámetro interior de las tuberías	Fibrocemento	1	0,97
	PVC	1	1
	Acero	No considerada	0,95
Pérdida de carga en la estación de filtrado	-	No considerada	3 m.c.a.

Con las simulaciones se pretende cuantificar la influencia de cada variable en la presión final en los nudos. Partiendo de los valores de las variables de proyecto, la modificación del valor de una variable de proyecto por su valor calibrado, supone una variación de la presión en los nudos. La modificación de los valores de todas las variables de proyecto por sus valores calibrados supone la máxima diferencia de presión en cada nudo.

Como se aprecia en la tabla 3.3.1. para la simulación de la pérdida de carga en la estación de filtrado, se ha considerado un valor calibrado de 3 m.c.a. como valor medio de las pérdidas de carga en dicha estación. Este valor se justifica porque la estación de filtrado está dimensionada para una pérdida de carga de 1 m.c.a. con los filtros totalmente limpios, siendo habitual que se produzca la limpieza cuando dicha pérdida de carga alcance el valor de 5 m.c.a. Por tanto un valor de 3 m.c.a. representa la media de las pérdidas de carga posibles en dicha estación.

Las simulaciones a realizar para cuantificar la influencia de cada variable en la presión en los nudos, son las mostradas en la tabla 3.3.2. En todas las simulaciones, se ha tenido en cuenta la distribución de turnos prevista en proyecto, que corresponde a las dos configuraciones par impar cuya asignación de hidrantes se puede ver en la tabla 1.2.5.3.

Para analizar la influencia de las modificaciones al proyecto original de la red cometidas en la ejecución de la obra, se han comparado las presiones en los nudos obtenidas en las simulaciones 1 y 2 con las presiones en los nudos obtenidas en las simulaciones 19 y 20.

Tabla 3.3.2. Descripción de las simulaciones realizadas

Simulación N°	Descripción de la simulación	Estado de carga
1	Valor de todas las variables de proyecto	Impar
2		Par
3	Trazado de tuberías ejecutado con resto valores de variables de proyecto, sin considerar el tubo de acometida de los hidrantes	Impar
4		Par
5	Trazado de tuberías ejecutado con resto valores de variables de proyecto, considerando el tubo de acometida de los hidrantes	Impar
6		Par
7	Valor del coeficiente de pérdidas singulares calibrado con resto de valores de variables de proyecto	Impar
8		Par
9	Valor de la rugosidad absoluta calibrado con resto de valores de variables de proyecto	Impar
10		Par
11	Valor del diámetro efectivo calibrado con resto de valores de variables de proyecto	Impar
12		Par
13	Valor de la pérdida de carga en estación de filtrado calibrado con resto de valores de variables de proyecto	Impar
14		Par
15	Topología proyecto resto de valores de variables calibrados	Impar
16		Par
17	Valor de todas las variables calibradas sin considerar el tubo de acometida de los hidrantes	Impar
18		Par
19	Valor de todas las variables calibradas considerando el tubo de acometida de los hidrantes	Impar
20		Par

3.3.1. Influencia de las variables de tipo topológico

Inicialmente se han comparado los dos trazados así como las cotas de los nudos proyectadas y ejecutadas.

Para analizar la influencia de las variables de tipo topológico en las presiones en los nudos, se han comparado las presiones obtenidas en los nudos en las simulaciones 1 y 2 con las obtenidas en las simulaciones 5 y 6.

Así mismo, se ha analizado la influencia que tiene en las presiones de los hidrantes, la consideración del tubo de acometida del hidrante a la red principal. Para ello se han comparado las presiones obtenidas en las simulaciones 3 y 4 con las obtenidas en 5 y 6 y las obtenidas en las simulaciones 17 y 18 con las obtenidas en 19 y 20.

3.3.2. Influencia de las variables de tipo hidráulico

Para analizar la influencia de las variables de tipo hidráulico en las presiones en los nudos, se han comparado las presiones obtenidas en las simulaciones 1 y 2 con las obtenidas en las simulaciones 15 y 16.

Para determinar la influencia de cada una de las variables de tipo hidráulico en los cambios de presión en los nudos, se han calculado las presiones en los nudos considerando la topología de proyecto y modificando alternativamente el valor de cada una de las variables hidráulicas de proyecto por su valor calibrado. Para cuantificar la influencia de cada una de ellas se ha obtenido el tanto por ciento de variación de presión en nudos que corresponde a cada una de las variables, con respecto a la variación total considerando todas las variables, procediendo de la siguiente forma:

- La variación total de presión en un nudo i (V_i), es la diferencia de la presión (P_i) en el nudo i obtenida en una simulación considerando el valor de todas las variables del proyecto (simulaciones 1 y 2), y la presión en dicho nudo (p_i) obtenida en una simulación considerando la topología del proyecto y el valor de todas las variables hidráulicas calibradas (simulaciones 15/16).

$$V_i = P_i - p_i$$

- Para determinar la influencia de cada una de las variables hidráulicas j en la variación total de la presión, se calcula la variación parcial de la presión debida a la variable j en el nudo i (VP_{ij}), como la diferencia entre la presión (P_i) en el nudo i , y la presión (pp_{ij}) en el nudo i obtenida en una simulación considerando el valor calibrado de la variable hidráulica j y resto de valores de variables de proyecto (simulaciones 7 a 14).

$$VP_{ij} = P_i - pp_{ij}$$

- Finalmente se obtiene la influencia de la variable hidráulica j en la variación total de la presión en el hidrante i (I_{ij}) como el cociente entre (VP_{ij}) y (V_i):

$$I_{ij} (\%) = \left(\frac{VP_{ij}}{V_i} \right) \cdot 100 \quad (17)$$

3.4. ESTRATEGIAS DE DISEÑO Y GESTIÓN DE REDES BASADAS EN LA ORGANIZACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE AGUA DE RIEGO

De acuerdo con las diferentes organizaciones de las redes colectivas de distribución de agua de riego, descritas en el apartado 1.1.1., se han establecido cinco organizaciones del riego diferentes, para poder aplicarlas al diseño de la red del correspondiente al sector 1A de los regadíos de Mula. Para cada una de ellas se ha realizado un nuevo diseño de la red, comparando posteriormente los resultados obtenidos en los diseños, y determinando cual de las organizaciones conduce al diseño más económico de la red.

Tanto el diseño de la red actualmente ejecutada como su gestión, corresponden a la organización de la distribución de agua descrita en el apartado 1.2.4.

Las organizaciones de la distribución de agua de riego propuestas para realizar los nuevos diseños de la red, son las siguientes:

- Estrategia de diseño 1 (*ED1*): Organización a la demanda en toda la red
- Estrategia de diseño 2 (*ED2*): Organización a la demanda restringida en dos turnos. Turnos formados por hidrantes alternos.
- Estrategia de diseño 3 (*ED3*): Organización en dos turnos considerando todas las tomas abiertas en cada turno. Turnos formados por hidrantes alternos. (Diseño y gestión actual)
- Estrategia de diseño 4 (*ED4*): Organización a la demanda restringida en dos turnos. Turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas de cada uno.
- Estrategia de diseño 5 (*ED5*): Organización en dos turnos considerando todas las tomas abiertas en cada turno. Turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas de cada uno.

En todas las organizaciones propuestas, se ha establecido una jornada efectiva de riegos de 16 horas al día, para mantener así la misma duración de la jornada de riegos diaria establecida en la red actualmente ejecutada. De esta forma, las diferencias obtenidas en los diseños de la red corresponden a los diferentes tipos de organización del riego planteados, y no a la influencia que la duración de la jornada de riegos.

Las organizaciones propuestas para el diseño corresponden a 3 organizaciones de la gestión posterior de la red:

- Estrategia de gestión 1 (*EG1*): Gestión de la red a la demanda. Corresponde con el diseño *ED1*
- Estrategia de gestión 2 (*EG2*): Gestión de la red a la demanda restringida en dos turnos. Turnos formados por hidrantes alternos. Corresponde con las estrategias de diseño *ED2* y *ED3*.
- Estrategia de gestión 3 (*EG3*): Gestión de la red a la demanda restringida en dos turnos. Turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas de cada uno. Corresponde con las estrategias de diseño *ED4* y *ED5*.

Los nuevos diseños realizados y el diseño actualmente ejecutado, se han analizado con los caudales más desfavorables medidos en la red durante el periodo anual comprendido entre junio de 2000 y mayo de 2001. Para ello se han considerado las estrategias de gestión *EG2* y *EG3*. La metodología seguida en los análisis de las redes, es la descrita en el apartado 3.6.

3.4.1. Organización a la demanda (ED1)

Con este tipo de organización de la gestión de la red, los regantes podrán abrir sus tomas sin ningún tipo de restricción horaria, durante las 16 horas diarias de duración de la jornada efectiva de riegos.

El diseño de la red se plantea mediante el cálculo de los caudales de línea por el método de Clement (ver apartado 3.5.2), de forma que se conseguirán importantes reducciones en los caudales de cálculo de las líneas de la red, con respecto al caudal total asignado a cada línea, con el consiguiente abaratamiento de la misma. El método se aplica con las siguientes consideraciones:

- Garantía de suministro del 100% para líneas que abastezcan a diez o menos tomas.
- Garantía de suministro del 99% para líneas abastezcan a menos de 50 y más de 10 tomas.
- Garantía de suministro del 95% para líneas abastezcan a 50 o más tomas.

La gestión de la red se ve facilitada al regar a la demanda, ya que no es necesario realizar la alternancia mensual de turnos, tal y como se viene realizando en la actualidad. Por otro lado, los regantes tienen una mayor libertad para organizar su calendario de riegos. Con respecto a la organización en turnos, los caudales serían más homogéneos a lo largo del día, con picos de caudal menos marcados que los existentes en la actualidad, con la organización en dos turnos.

3.4.2. Organización a la demanda restringida en dos turnos. Turnos formados por hidrantes alternos (ED2)

Se divide la jornada de riegos en dos turnos de 8 horas cada uno, de forma que dentro de cada turno el riego se organice a la demanda. Se parte de la asignación de hidrantes a cada turno prevista en proyecto, mostrada en la tabla 1.2.5.3. Esta organización asigna a cada turno hidrantes de forma alterna a lo largo de la red.

El diseño de la red, al igual que en la estrategia anterior, se basa en el cálculo de los caudales de línea por el método de Clement. Dado que los tiempos de riego medios en la zona de estudio oscilan entre 5 y 6 horas diarias, la probabilidad de apertura de tomas será superior a la probabilidad para la estrategia anterior, pero inferior al 100%. Por tanto, con el método de Clement se pueden conseguir disminuciones en los diámetros de las tuberías de la red, con respecto los que se obtendrían para el caudal total abastecido por cada línea, con el consiguiente ahorro económico. La garantía de suministro considerada en el cálculo de los caudales de línea es la misma que para la considerada en *ED1*.

Con esta organización de la gestión de la red, los regantes podrán abrir sus tomas sin ningún tipo de restricción horaria durante las 8 horas de duración del turno al que están asignados, pudiendo darse alguna situación en que la presión de la toma sea inferior a la mínima de diseño, ya que la garantía de suministro no es del 100%. La gestión de la red para esta estrategia de distribución, sería la misma que la que se realiza en la actualidad (*EG2*).

3.4.3. Organización en dos turnos considerando todas las tomas abiertas en cada turno. Turnos formados por hidrantes alternos (ED3)

Este tipo de estrategia es la que se ha empleado en el diseño de las redes de los regadíos de Mula, descrito en el apartado 1.2.4.

Al igual que el caso anterior, se divide la jornada de riegos en dos turnos de 8 horas cada uno, pero con la diferencia de que la garantía de suministro en todas las líneas sea del 100%. Es decir, el diseño de cada línea se realiza considerando que todas las tomas abastecidas por dicha línea, están abiertas al mismo tiempo. También se considera la asignación de hidrantes a cada turno prevista en proyecto.

Como en la organización anterior, con esta organización de la gestión de la red, los regantes podrán abrir sus tomas sin ningún tipo de restricción horaria durante las 8

horas de duración del turno al que están asignados, teniendo en el 100% de los casos la presión mínima de funcionamiento requerida en la toma.

Desde el punto de vista del funcionamiento de la red, esta estrategia conduce a un diseño más seguro, pero al mismo tiempo más caro que la estrategia anterior.

3.4.4. Organización a la demanda restringida en dos turnos. Turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno (ED4)

Se trata de una organización en dos turnos igual que las estrategias *ED2* y *ED3*, pero con distinta configuración de hidrantes asignados a cada turno. En este caso la mitad de la superficie total abastecida por cada hidrante multiusuario se asignará a un turno y la otra mitad a otro.

En el caso de que las superficies de parcelas abastecidas por los hidrantes sean muy regulares, el número de tomas asignadas a cada turno será aproximadamente la mitad de las tomas del hidrante. En caso contrario, el número de tomas asignadas a cada turno dependerá de las superficies abastecidas por las tomas.

Este tipo de organización de hidrantes afecta principalmente al diseño de la red, ya que los caudales circulantes por las líneas se mantienen casi constantes en los dos turnos. Por tanto se evita la concentración de caudal, sobre todo en líneas finales de ramificación, distribuyendo el caudal entre los dos turnos, con la consiguiente disminución de diámetro y por tanto ahorro económico. Una vez definida la configuración de tomas asignadas a cada turno, los caudales de línea se calculan aplicando el método de Clement, considerando la misma garantía de suministro que la considerada en *ED1* y *ED2*.

Desde el punto de vista de la gestión de la red, el funcionamiento sería el mismo que el actual pero con diferente configuración de turnos, ya que al estar la red automatizada se pueden bloquear las tomas de forma individualizada en función del turno al que pertenezcan, no siendo necesario que todas las tomas de un hidrante multiusuario pertenezcan al mismo turno. Los regantes podrán abrir sus tomas sin ningún tipo de restricción horaria durante las 8 horas de duración del turno al que están asignados, pudiendo darse alguna situación en que la presión de la toma sea inferior a la mínima de diseño, ya que la garantía de suministro no es del 100%.

3.4.5. Organización en dos turnos considerando todas las tomas abiertas en cada turno. Turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno (ED5)

Se trata de una organización en dos turnos igual que las correspondientes a *ED2*, *ED3* y *ED4*, pero con la configuración de hidrantes correspondiente a *ED4*. La diferencia con *ED4* es que la garantía de suministro será del 100%, igual que la considerada en *ED3*.

Desde el punto de vista del diseño, se conseguirá un diámetro de tuberías mayor al obtenido con *ED4*, pero inferior al obtenido con *ED3*.

3.5. DISEÑO DE LA RED PARA LAS DISTINTAS ESTRATEGIAS CONTEMPLADAS

El diseño de redes de distribución que alimentan sistema de riego a presión ha sido ampliamente revisado por diversos autores (Clement y Galand, 1986; Labye y col, 1988; Granados, 1990; Pérez y Vidal, 1993; Arviza, 1993; Tarjuelo, 1999; Lamaddalena y Sagardoy, 2000;). En el anejo nº 1 se hace una revisión del proceso de diseño de redes colectivas ramificadas de distribución de agua de riego.

Para cada una de las cinco estrategias de diseño establecidas en el apartado anterior, se ha realizado un nuevo dimensionado de la red de distribución. La principal diferencia considerada en el proceso de diseño, es la forma de calcular el caudal circulante por las líneas de la red, distinguiéndose dos situaciones:

- 1ª . Considerando que todos los hidrantes situados aguas abajo de la línea se pueden abrir al mismo tiempo.
- 2ª . Considerando que la probabilidad de apertura simultanea de hidrantes situados aguas abajo de una línea es inferior al 100%.

En el primer caso el caudal de diseño de cada línea se ha obtenido mediante la suma de las dotaciones nominales de los hidrantes abastecidos por dicha línea, mientras que en el segundo caso se el caudal de diseño se ha obtenido mediante la aplicación del método de Clement.

3.5.1. Contrastación del método de Clement

Las bases para la determinación de los caudales de línea en redes de distribución de agua para riego a la demanda, fueron establecidas por Clement (1966) proponiendo dos modelos: primera y segunda fórmula de Clement. En concreto la “Primera fórmula generalizada de Clement” destaca a nivel mundial entre los distintos métodos propuestos para la determinación de los caudales circulantes en redes de distribución de agua para riego (Mora, 2000). Dicho método se basa en el hecho de que la dotación de agua asignada a cada hidrante es mucho mayor que el caudal continuo requerido por los cultivos para satisfacer sus necesidades, lo que quiere decir que la duración del riego es mucho menor de 24 horas. Por tanto, la probabilidad de que todos los hidrantes de la red abran al mismo tiempo es menor del 100%, por lo que los caudales que circulan por las líneas se reducen, lo que permite reducir los diámetros de tuberías empleados, con el consiguiente abaratamiento de la red (Lamaddalena y Sagardoy, 2000).

La primera fórmula de Clement se obtuvo partiendo de las siguientes hipótesis (Clement, 1966):

1. El número de tomas de una red simultáneamente abiertas en un instante dado, se ajusta a una distribución binomial, que puede ser aproximada a una distribución normal, si el número de tomas que alimenta una determinada línea de la red es suficientemente elevado.
2. Una toma podrá estar abierta o cerrada. En caso de que esté abierta su dotación será constante.
3. La probabilidad de que una toma esté abierta es p , siendo la misma a lo largo de todas las horas del día y la misma durante todos los días de la semana.

Con estas hipótesis, Clement (1966) desarrolló una fórmula por la que se obtienen los caudales de proyecto de una red ramificada. Por tanto, el caudal de una línea que abastece a N hidrantes con una dotación d y una probabilidad de apertura p viene dada por la siguiente expresión:

$$Q_j = \sum_{i=1}^N p_i d_i + U(P_q) \sqrt{\sum_{i=1}^N p_i (1 - p_i) d_i^2} \quad (18)$$

En donde:

- Q_j = Caudal de la línea j (l/s)
- d_i = dotación nominal del hidrante i (l/s)
- p_i = probabilidad de apertura del hidrante i
- $U(P_q)$ = Coeficiente que depende de la garantía de suministro adoptada (Tabla 5.1. del anejo nº1)

La probabilidad de apertura de hidrante depende del tiempo que la toma esté abierta durante la jornada de riegos, y viene definida por la siguiente expresión:

$$p = \frac{t_r}{JER} \quad (19)$$

En donde:

- t_r = tiempo de riego (h)
- JER = jornada efectiva de riegos ($h/día$)

La dotación nominal de cada hidrante individual se calcula mediante la siguiente ecuación (Planells y col. 1999):

$$d_i = q^* \cdot \left[\frac{24 \cdot I_r}{t_r \cdot N_s} \right] \cdot S_i \quad (20)$$

En donde:

- d_i = dotación nominal de la parcela i (l/s)
- t_r = tiempo de riego (h)
- N_s = número de sectores por parcela
- q^* = caudal ficticio continuo ponderado (l/s·ha)
- I_r = intervalo de riegos (días)
- S_i = superficie de la parcela i (ha)

El caudal ficticio continuo ponderado (q^*) se obtiene a partir del caudal ficticio continuo (q) en función de la superficie de cada uno de los cultivos, de acuerdo con la siguiente ecuación (Planells y col. 1999):

$$q^* = 0,116 \left(\frac{\sum_{i=1}^n S_{ij} \cdot N_{ij}}{S_i} \right) \quad (21)$$

En donde:

- q^* = Caudal ficticio continuo ponderado de la zona regable
- S_j = Superficie del cultivo j
- S_t = Superficie total de la zona regable
- N_{ij} = Necesidades totales del cultivo j .

El caudal ficticio continuo (q) representa los litros por segundo y hectárea de caudal continuo que habría que suministrar a los cultivos para satisfacer sus necesidades totales de riego. Se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$q = \frac{10000}{86400} \cdot N_t = 0,116 \cdot N_t \quad (22)$$

En donde:

- q = Caudal ficticio continuo (l/s·ha)
- N_t = Necesidades totales de agua (mm/día)
- 10000 (m²/ha)
- 86400 (s/día)

El tiempo de riego depende de la dosis de riego y del número de goteros por árbol. Por tanto el tiempo de riego se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$t_r = \frac{N_t \cdot I_r \cdot M}{e \cdot q_e} \quad (23)$$

En donde:

- t_r = Tiempo de riego (h)
- N_t = Necesidades totales (mm/día)
- I_r = Intervalo de riegos (días)
- M = Marco de plantación (m^2)
- e = Número de goteros por árbol
- q_e = caudal nominal de los goteros (l/h)

Para contrastar las hipótesis consideradas en la fórmula de Clement, se ha comprobado la bondad del ajuste de las series de número de tomas simultáneamente abiertas (NA) y caudales registrados en diferentes líneas de la red (QL), con la distribución normal supuesta por Clement. Las series de datos corresponden al día de máximo caudal circulante por la red durante el periodo de estudio. Para ello se ha realizado la prueba de Kolmogorov-Smirnov con un nivel de significación del 5%. Esta prueba de bondad de ajuste compara para una muestra, la función de distribución acumulada observada de una variable con una distribución teórica normal, contrastando si las observaciones podrían razonablemente proceder de la distribución especificada. (Ferrán, 2001).

También se ha comprobado si la probabilidad de riego es la misma a lo largo de toda la duración del turno de riego, así como si existe preferencia a concentrar los riegos algún día determinado de la semana. La comprobación se ha realizado para la línea 1 de la red, utilizando los datos correspondientes al mes de julio, por ser el mes de máxima demanda. Para comprobar si la probabilidad de riego es la misma a lo largo de toda la duración del turno, se han calculado las medias horarias de NA y QL para todo el mes, realizando posteriormente un análisis de la varianza con un nivel de significación del 5% para comprobar si hay diferencias significativas. Para comprobar si hay preferencia a concentrar los riegos algún día determinado de la semana, se han calculado las medias diarias de NA y QL para todos los días de la semana durante el mes de julio, realizando también un análisis de la varianza para ver si hay diferencias significativas.

Finalmente, se ha comparado el caudal de línea máximo (Q_{max}) y el caudal para una determinada probabilidad de ocurrencia (Q_{pro}), medidos en la red durante el mes de julio de 2000 (mes de máximo caudal circulante), con el caudal de Clement (Q_{cle}) calculado según la ecuación 18.

La garantía de suministro empleada en el cálculo del caudal de Clement es la siguiente:

- Garantía de suministro = 99% si $5 \leq N < 50$
- Garantía de suministro = 95% si $N \geq 50$

El caudal medido (Q_{pro}) corresponde al caudal medido para una probabilidad acumulada del 95%, en líneas que abastecen a más de 50 tomas, y del 99% en líneas que abastecen a menos de 50 tomas. El caudal máximo (Q_{max}) es el caudal máximo medido en la línea en el mes correspondiente. El número de lecturas diarias realizado fue de 1 lectura cada 15 minutos durante toda la jornada de riegos, de acuerdo con la metodología expuesta en el apartado 3.1.5.

El caudal de Clement se ha calculado a partir de la topología actualmente ejecutada. Todos los datos necesarios para el cálculo del caudal corresponden a la situación real de funcionamiento de la red durante el mes de julio de 2000. La configuración de los turnos de riego así como la superficie abastecida, dotaciones y número de tomas de cada hidrante, se muestran en la tabla 3.6.1.1.1.1.

La dotación de cada toma (d) corresponde con la dotación media medida en dicha toma. La probabilidad de apertura de cada toma (p) se ha calculado para cada parcela aplicando la ecuación 19. El tiempo de riego (tr) empleado en el cálculo de la probabilidad se ha determinado en función del cultivo abastecido por la toma. Para ello, se ha aplicado la ecuación 23, teniendo en cuenta el número de goteros por planta, y las necesidades totales de los cultivos (N_t), calculadas mediante la ecuación 9 para el mes de julio.

En el cálculo de las necesidades totales, las necesidades netas (N_n) se han obtenido a partir de la ecuación 3. La ET_c se ha calculado a partir de los datos del mes de julio de 2000, calculando la ET_0 mediante el método de Penman-Monteith.

En la tabla 3.5.1.1. se muestra para cada cultivo la probabilidad de apertura de tomas utilizada en el cálculo del caudal de Clement. En ella se muestra además, las necesidades totales calculadas para el mes de julio de 2000, el marco de plantación (N_t), el número de goteros por árbol, la dosis de riego por planta (Dr) considerando un intervalo de 1 día, el tiempo de riego (tr) y la probabilidad de apertura de tomas (p) considerando una jornada de riegos de 8 horas.

Tabla 3.5.1.1. Probabilidad de apertura de tomas considerada para contrastar el método de Clement

	N_t (mm/día)	Marco (m ²)	Nº got 4 l/h	Dr (l/pl)	tr (h)	p
Albaricoquero	2,07	49	7	101,54	3,63	0,453
Limón	3,92	42	6	164,46	6,85	0,857
Naranja	3,70	25	4	92,42	5,78	0,722
Melocotonero	4,84	20	4	96,70	6,04	0,755
Mixto	2,88	37	6	106,73	4,45	0,556
MEDIA ponderada	2,94	-	-	115,74	4,95	0,619

3.5.2. Metodología seguida en el diseño de la red para las distintas estrategias contempladas

Datos de partida

Los datos de partida para la realización de los dimensionados, corresponden a los datos de la red ejecutada (tabla 1.2.5.5). Los datos referentes a trazado de tuberías, ubicación y cota de embalses, hidrantes, elementos singulares, etc. se han determinado de acuerdo con lo expuesto en la descripción de la *Toma de datos de la red* del apartado 3.2.2.

Cálculo del caudal de descarga de los hidrantes

El cálculo del caudal de descarga de los hidrantes correspondiente a su dotación nominal (d) se ha realizado aplicando la ecuación 20, considerando un intervalo de riego diario y un único sector por parcela. El caudal ficticio continuo (q) se ha ponderado en función de las necesidades de cada cultivo y de sus superficies reales, mostradas en la tabla 1.2.5.2., aplicando la ecuación 21.

El tiempo de riego (t_r) se ha calculado ponderando el tiempo de riego de cada cultivo en función de su superficie total cultivada. El tiempo de riego de cada cultivo se ha obtenido a partir de la demanda de agua del sistema de riego por goteo abastecido y de las necesidades totales calculadas, utilizando la ecuación 23. El cálculo de las necesidades totales de los cultivos (N_t) se ha realizado mediante la ecuación 9. Las necesidades netas (N_n) se han obtenido a partir de la ecuación 3, despreciando la precipitación efectiva (P_e), por estar en la fase de diseño (Pizarro, 1990), por lo que la ecuación 3 queda $N_n = ET_c$. La ET_c se ha calculado a partir de los datos medios del periodo 1995 – 2001, calculada la ET_0 mediante el método de Hargreaves.

En la tabla 3.5.2.1. se muestran los valores obtenidos de dotación unitaria (u) demandada por cada cultivo. La dotación unitaria representa la demanda real de la toma por unidad de superficie, y se obtiene a partir de la ecuación 20, sin multiplicar por la superficie. En la tabla 3.5.2.1. también se pueden ver los datos necesarios para el cálculo de la dotación unitaria, como son las necesidades totales, calculadas para el mes de máximas necesidades (julio) del periodo 1995 - 2001, el marco de plantación, el número de goteros por árbol, la dosis de riego por planta considerando un intervalo de 1 día, el tiempo de riego, la superficie cultivada de cada cultivo y el caudal ficticio continuo. En dicha tabla se observa que el valor medio ponderado de u es ligeramente inferior al valor obtenido para el naranjo. Con respecto al melocotonero la diferencia es mayor. Si se adoptase el valor medio ponderado de u para calcular la dotación nominal de los

hidrantes, en las parcelas cultivadas con naranjo y melocotonero, la dotación de la parcela no sería suficiente para suministrar el caudal y la presión demandada por la instalación de riego por goteo abastecida. El problema sería inapreciable en el caso del naranjo, dado que en el cálculo de la dotación nominal se considera toda la superficie de la parcela, que siempre es ligeramente superior a la superficie real cultivada, ya que parte de su superficie no demanda agua al estar ocupada por caminos, almacén, etc., por lo que esa pequeña diferencia entre la u media y u demandada por el cultivo, se eliminaría. En el caso del melocotonero la diferencia es mayor, por lo que obligaría a dividir el riego en más de un sector.

Tabla.3.5.2.1. Valores obtenidos para el cálculo del caudal de línea

	Nt (mm/día)	Marco (m ²)	Nº got 4 l/h	Dr (l/pl)	t_r (h)	Superficie cultivada (m ²)	q (l/sha)	u (l/sha)
Albaricoquero	2,24	49	7	109,52	3,91	916240	0,259	1,587
Limón	4,10	42	6	172,10	7,17	486422	0,474	1,587
Naranjo	4,47	25	4	111,76	6,98	408552	0,517	1,778
Melocotonero	5,22	20	4	104,31	6,52	8664	0,604	2,222
Mixto	3,35	37	6	124,05	5,17	110637	0,388	1,802
MEDIA ponderada	3,25			126,57	5,47		0,377	1,654

En el cálculo de la dotación nominal se ha adoptado finalmente el valor de la dotación unitaria correspondiente al proyecto de la red, que es de 1,889 l/sha, y coincide con la actualmente utilizada en la red. De esta forma, las diferencias obtenidas en los diseños de la red corresponden a los diferentes tipos de organización del riego planteados, eliminando la posible influencia de la dotación unitaria adoptada. Este valor obliga actualmente a que las parcelas de melocotonero realicen sus riegos en dos sectores.

Cálculo del caudal de diseño por línea

El cálculo de los caudales de línea se ha realizado en función de la estrategia de diseño contemplada (apartado 3.4.). En las estrategias de diseño *ED1*, *ED2* y *ED4*, se ha utilizando el método de Clement (ecuación 18), ya que se trata de organización de la distribución de agua a la demanda. En las estrategias *ED3* y *ED5*, se han calculado los caudales de línea como la suma de los caudales de los hidrantes abastecidos por la línea, ya que consideran que todos los hidrantes abastecidos estén abiertos al mismo tiempo, por lo que se ha utilizando la siguiente ecuación:

$$Q_j = \sum_{i=1}^N d_i \tag{24}$$

En donde:

- Q_j = Caudal de la línea j (l/s)
- d_i = dotación nominal del hidrante i (l/s)

A la hora de determinar la superficie asignada y la dotación de los hidrantes multiusuario, se ha seguido el mismo criterio que en el proyecto original, es decir hidrantes multiusuario que abastezcan a una superficie máxima de 9 hectáreas. Por tanto, teniendo en cuenta la dotación unitaria adoptada la dotación por hidrante es de 17 l/s ($d = 1,889 \text{ l/sha} \cdot 9 \text{ ha} = 17 \text{ l/s}$). El número máximo de tomas previsto es de 20, lo que corresponde a un tamaño medio de parcela de 4500 m².

Las variables comunes a las cinco estrategias de diseño adoptadas en el cálculo de los caudales de línea, son las siguientes:

- Tiempo de riego medio en parcela: $t_r = 5,47 \text{ h}$
- Caudal ficticio continuo: $q = 0,430 \text{ l/sha}$
- Dotación unitaria: $u = 1,889 \text{ l/sha}$
- Topología real ejecutada en el sector
- Número de tomas por hidrante multiusuario: 20, por lo que $N = 20 \cdot n^\circ$ hidrantes
- Superficie media de cada parcela abastecida: 4500 m²

Las variables propias de cada una de las cinco estrategias de diseño, son las siguientes

1. *Estrategia (ED1): organización a la demanda en toda la red:*

- Jornada de riego: $JER = 16 \text{ h}$
- Probabilidad de apertura de una toma: $p = 0,3417$
- Garantía de suministro: 100% si $N \leq 10$; 99% si $11 < N < 50$; 95% si $N \geq 50$

2. *Estrategia (ED2): organización a la demanda restringida en dos turnos. Turnos formados por hidrantes alterno:*

- Jornada de riego: $JER = 16 \text{ h}$, en dos turnos de 8 h cada uno
- La distribución en turnos por hidrante es la correspondiente a la tabla 1.2.5.3. de configuraciones de hidrantes. Se ha calculado el caudal de línea

por el método Clement para ambos turnos, adoptando a efectos de diseño el caudal de línea mayor de cada turno.

- Probabilidad de apertura de una toma: $p = 0,6384$
- Garantía de suministro: 100% si $N \leq 10$; 99% si $11 < N < 50$; 95% si $N \geq 50$

3. *Estrategia (ED3): organización en dos turnos considerando todas las tomas abiertas. Turnos formados por hidrantes alternos:*

- Jornada de riego: JER = 16 h, en dos turnos de 8 h cada uno
- La distribución en turnos por hidrante es la correspondiente a la tabla 1.2.5.3 de configuraciones de hidrantes. Se ha calculado el caudal de cada línea para ambos turnos, como la suma de las dotaciones de todas las tomas abastecidas por dicha línea, adoptando a efectos de diseño el caudal de línea mayor de cada turno.
- Probabilidad de apertura de una toma: $p = 1$
- Garantía de suministro: 100%

4. *Estrategia (ED4): organización a la demanda restringida en dos turnos. Turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas de cada uno:*

- Jornada de riego: JER = 16 h, en dos turnos de 8 h cada uno
- La mitad de las tomas de cada hidrante se asignan a un turno y la otra mitad a otro, teniendo por tanto los dos turnos la misma configuración de tomas. Se ha calculado el caudal de línea por el método Clement.
- Probabilidad de apertura de una toma: $p = 0,6384$
- Garantía de suministro: 100% si $N \leq 10$; 99% si $11 < N < 50$; 95% si $N \geq 50$

5. *Estrategia (ED5): organización en dos turnos considerando todas las tomas abiertas. Turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas de cada uno:*

- Jornada de riego: JER = 16 h, en dos turnos de 8 h cada uno
- La mitad de las tomas de cada hidrante se asignan a un turno y la otra mitad a otro, teniendo por tanto los dos turnos la misma configuración de tomas. Se ha calculado el caudal de línea como la suma de las dotaciones de todas las tomas abastecidas por dicha línea.
- Probabilidad de apertura de una toma: $p = 1$
- Garantía de suministro: 100%

Cálculo del diámetro de las tuberías

El diámetro de las tuberías se ha calculado mediante el método de dimensionado económico basado en técnicas de programación lineal. Para ello se ha utilizado el programa DIOPRAM (Diseño óptimo de redes ramificadas) desarrollado por la Unidad Docente de Mecánica de Fluidos de la ETSII de la Universidad Politécnica de Valencia. El programa realiza un predimensionado de la red mediante el método de la serie económica, y a partir de los resultados obtenidos, optimiza el dimensionado mediante Programación Lineal, utilizando el algoritmo SIMPLEX optimizado, que admite el desdoblamiento de las líneas en dos diámetros (Martínez y col, 1987).

En todas las estrategias de diseño, se han mantenido los mismos datos de partida para el dimensionado.

Las tuberías empleadas han sido de los mismos materiales que las utilizadas en proyecto, para mantener así una misma base comparativa con la situación actual. De acuerdo con el criterio de proyecto, para diámetro mayor o igual a 200 mm se ha empleado tubería de fibrocemento, y para el resto de diámetros, de PVC. El cálculo de los costes se ha realizado con la tarifa de precios correspondiente al año 1995, año en el que el precio de las tuberías de fibrocemento era inferior que el precio del PVC para diámetros mayores o iguales a 200 mm. Los precios de las tuberías así como sus características son las mostradas en la tabla 3.5.2.2. En ella se muestra, la descripción de la tubería, el diámetro nominal (DN), el diámetro interior (D_{int}), el Coste, la rugosidad absoluta de cálculo (k), el diámetro exterior (D_{ext}), el espesor (e), la presión de trabajo y la presión máxima de funcionamiento.

Los valores adoptados de rugosidad de las tuberías, corresponden con los obtenidos en la calibración de la red (ver apartado 4.2.3.)

En los datos referentes a la configuración de la red, se ha mantenido la topología real ejecutada. Para simplificarla, se ha eliminado el tubo de acometida de cada hidrante y se ha incrementa la presión de diseño en los hidrantes en 3 m.c.a., que es la pérdida de carga obtenida en el tubo de acometida tras el proceso de calibración (ver apartado 4.3.1.). La topología utilizada así como la numeración de nudos y líneas, se muestra en la tabla 1.2.5.5. y la figura 1.2.5.3. La altura total considerada del nudo de cabecera ha sido de 322 m.c.a.

En cuanto a los criterios de diseño, se han tenido en cuenta las siguientes restricciones de presión:

- Pérdida de carga considerada en la estación de filtrado es de 3 m.c.a., que corresponde a dicha variable calibrada (ver apartado 3.3)
- Presión mínima en hidrantes de 27 m.c.a. Para tener en cuenta la pérdida de carga en el tubo de acometida del hidrante y la pérdida de carga en la estación de filtrado, la presión mínima en hidrantes a efectos de cálculo es de 33 m.c.a. No obstante, dada la falta de cota en los 6 nudos iniciales y en algunos nudos finales, la presión mínima en dichos nudos es la máxima posible en función de su carga estática.
- Las pérdidas localizadas se han considerado obteniendo la longitud equivalente en cada tubería (ecuación 51 anejo nº1), a partir de los valores de los coeficientes K , calibrados (ver apartado 4.2.2.).
- Dada la poca importancia de la reducción del diámetro efectivo de las tuberías, en las presiones en los nudos (ver apartado 4.3.2.), a efectos de cálculo no se considera dicha reducción.

Tabla 3.5.2.2. Características de las tuberías empleadas en el dimensionado

DESCRIPCION	DN	D int, (mm)	Coste (Pta./m)	k (mm)	D ext, (mm)	e (mm)	P Trabajo (mca)	P Máxima (mca)
Fibr. Clase B. Pliego MOP	1100	1100,0	33792	4,0	1195	43,0	50	100
Fibr. Clase B. Pliego MOP	1000	1000,0	28537	4,0	1086	39,0	50	100
Fibr. Clase B. Pliego MOP	900	900,0	25780	4,0	978	34,0	50	100
Fibr. Clase B. Pliego MOP	800	800,0	20404	4,0	868	30,0	50	100
Fibr. Clase B. Pliego MOP	700	700,0	15599	4,0	760	25,5	50	100
Fibr. Clase B. Pliego MOP	600	600,0	13481	4,0	651	21,5	50	100
Fibr. Clase B. Pliego MOP	500	500,0	9396	4,0	543	19,0	50	100
Fibr. Clase B. Pliego MOP	450	450,0	7565	4,0	488	17,0	50	100
Fibr. Clase B. Pliego MOP	400	400,0	5885	4,0	434	15,0	50	100
Fibr. Clase B. Pliego MOP	350	350,0	4918	4,0	380	13,0	50	100
Fibr. Clase B. Pliego MOP	300	300,0	3725	4,0	326	11,0	50	100
Fibr. Clase B. Pliego MOP	250	250,0	2655	4,0	272	11,0	50	100
Fibr. Clase B. Pliego MOP	200	200,0	2157	4,0	222	10,0	50	100
PVC Pn 0,6 (UNE 53-112)	180	169,4	1576	0,5	180	4,4	60	60
PVC Pn 0,6 (UNE 53-112)	160	150,6	1300	0,5	160	4,0	60	60
PVC Pn 0,6 (UNE 53-112)	140	131,8	1003	0,5	140	3,5	60	60
PVC Pn 0,6 (UNE 53-112)	125	117,6	804	0,5	125	3,1	60	60
PVC Pn 0,6 (UNE 53-112)	110	103,6	620	0,5	110	2,7	60	60
PVC Pn 0,6 (UNE 53-112)	90	84,6	427	0,5	90	2,7	60	60
PVC Pn 1,0 (UNE 53-112)	125	113,0	1261	0,5	125	6,0	100	100

Las restricciones de velocidad impuestas en el diseño han sido $v_{min} = 0,3$ m/s, y $v_{max} = 2,5$ m/s. En cuanto al margen de seguridad a los timbrajes, no se ha considerado, para mantener así el mismo criterio que el empleado en el proyecto de la red.

Los criterios económicos, al alimentarse la red desde un embalse de cabecera (cota piezométrica conocida) hacen referencia a la vida útil, que se ha considerado de 20 años, y a la tasa de interés, que se ha considerado del 4%.

3.5.2.1. Comparación de los resultados

Se han comparado los resultados de los caudales de línea obtenidos para cada una de las estrategias de dimensionado.

Así mismo, se han comparado los diámetros nominales y el coste de todas las líneas de la red, para las cinco estrategias, con los diámetros nominales y el coste de la red ejecutada. Las características de las tuberías son las de la tabla 3.5.2.2.

3.6. ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LOS DISTINTOS DIMENSIONADOS REALIZADOS

3.6.1. Metodología seguida

Se han analizado las redes dimensionadas para las estrategias de diseño adoptadas, mediante la utilización del programa de análisis de redes de distribución de agua EPANET 2.00.09. El método que emplea el programa para resolver simultáneamente las ecuaciones de continuidad en los nudos y de comportamiento hidráulico de los elementos de la red, es un método de tipo gradiente, que se basa en la formulación mixta en nudos y mallas desarrollada por Todini y Palati, (1987) (Rossman, 2000).

El análisis se ha realizado para los dimensionados correspondientes a las cinco estrategias de diseño (*EDI – ED5*) y para el dimensionado de red actualmente ejecutada (*Dejct*), considerando dos estrategias de gestión (*EG2* y *EG3*). Los caudales considerados en los análisis se han obtenido a partir de los caudales máximos medidos en la red durante el periodo comprendido entre junio de 2000 y mayo de 2001. En el caso de los análisis con la estrategia de gestión *EG3*, los caudales medidos se han adaptado a este tipo de gestión de los turnos de riego, ya que es diferente a la gestión actual. La medida de los caudales se ha realizado según la metodología expuesta en el apartado 3.1.5.

Posteriormente, se han introducido los datos de caudal en el programa de análisis, considerando las variables calibradas (apartado 4.2.) y se han realizado las simulaciones de los cinco dimensionados calculados y de la red ejecutada, para los dos supuestos de gestión.

Para los caudales medidos utilizados en los análisis, se han calculado los coeficientes de simultaneidad de caudal, de tomas abiertas y de superficie regada, aplicando la siguiente ecuación:

$$CS_{ij}Y(\%) = \frac{y_{ij}}{y_j} \cdot 100 \quad (82)$$

En donde:

- **Y** = Variable a determinar su coeficiente de simultaneidad (caudal, nº de tomas abiertas y superficie regada)
- **y_{ij}** = Valor medido de la variable en el instante *i* del hidrante *j*
- **y_j** = Valor potencial de la variable en el hidrante *j* (mostrado en las tablas 3.6.1.1.1.1. y 3.6.1.1.2.1.)

Todos los caudales medidos se han incrementado en un 4,5% para tener en cuenta las posibles fugas, tras la validación de las lecturas de contadores efectuada con el contador de la línea 1 (ver apartado 4.1.6.2.). Además, dichos caudales se han mayorado para simular el comportamiento de la red al 100% de su capacidad proyectada, ya que los datos medidos corresponden al estado actual de ejecución de la red, que es menor del 100% de la capacidad proyectada. El coeficiente mayorante utilizado (Km) se ha obtenido en función del coeficiente de ejecución de cada hidrante (CE), de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Km = \frac{1}{CE} \quad (83)$$

En donde CE se expresa en tanto por uno, y representa el porcentaje de superficie abastecida por el hidrante con respecto a su superficie proyectada. En la tabla 3.6.1.2. se puede ver el estado actual de ejecución de la red. En ella se muestra, para cada hidrante, la superficie total abastecida (S), la dotación total teórica (d_t), la dotación máxima medida (d_{max}), el número de tomas instalado (N_t), el coeficiente de ejecución (CE), el porcentaje de tomas instaladas ($\% Tomas$) y el coeficiente mayorante (Km). La dotación teórica se ha calculado para la dotación unitaria de proyecto ($u = 1,889$ l/sha). La dotación máxima representa el máximo caudal posible descargado por los hidrantes, y corresponde a la suma de todos los caudales máximos medidos en las tomas del hidrante. El $\% Tomas$ representa el porcentaje de tomas instaladas con respecto a las tomas totales proyectadas.

Las tomas proyectadas representan un máximo de tomas por hidrante, pudiendo estar un hidrante al 100% de ejecución o incluso por encima del 100%, y con un número de tomas inferior al proyectado. Como se puede ver en la tabla 3.6.1.2., esto sucede en los hidrantes nº 4, 25, 26, 27 y 30, en los que se ha instalado más del 100% de la superficie proyectada con un porcentaje de tomas inferior al 100%. También se observa que en muchos hidrantes la dotación máxima medida es mayor que la dotación teórica asignada, debido a una mala regulación del limitador de caudal instalado en cada toma. Los hidrantes que están ejecutados al 100% o por encima, no se han mayorado, por lo que $Km = 1$. El resto de hidrantes si se han mayorado, siendo $Km > 1$. El hidrante 16, no se ha mayorado, ya que los caudales medidos superan en más del 50% a su dotación teórica, a pesar de no estar ejecutado al 100%. Esto se debe a un mal funcionamiento de su limitador de caudal.

Tabla 3.6.1.2. Estado actual de ejecución de la red

Hidrante	S (m ²)	d_t (l/s)	d_{max} (l/s)	N_r	CE (%)	% Tomas	Km
H1	72335	13,66	15,70	15	80,4%	75,0%	1,24
H2	80217	15,15	17,41	7	89,1%	35,0%	1,12
H3	69651	13,16	13,61	10	77,4%	50,0%	1,29
H4	96929	18,31	21,10	19	107,7%	95,0%	1,00
H5	55174	10,42	12,43	8	61,3%	40,0%	1,63
H6	69931	13,21	17,79	18	77,7%	90,0%	1,29
H7	46565	8,80	12,83	11	51,7%	55,0%	1,93
H8	51429	9,71	10,90	8	57,1%	40,0%	1,75
H9	79099	14,94	15,82	11	87,9%	55,0%	1,14
H10	69540	13,14	15,13	7	77,3%	35,0%	1,29
H11	28789	5,44	4,10	6	32,0%	30,0%	3,13
H12	34377	6,49	12,00	8	38,2%	40,0%	2,62
H13	6261	1,18	0,91	2	7,0%	10,0%	14,37
H14	46118	8,71	9,40	5	51,2%	25,0%	1,95
H15	83359	15,75	13,61	9	92,6%	45,0%	1,08
H16	74067	13,99	22,20	4	82,3%	20,0%	1,22
H17	17330	3,27	2,80	2	19,3%	10,0%	5,19
H18	56839	10,74	9,90	6	63,2%	30,0%	1,58
H19	51296	9,69	9,51	11	57,0%	55,0%	1,75
H20	42150	7,96	8,01	11	46,8%	55,0%	2,14
H21	21276	4,02	2,20	6	23,6%	30,0%	4,23
H22	72894	13,77	16,11	13	81,0%	65,0%	1,23
H23	65851	12,44	12,00	11	73,2%	55,0%	1,37
H24	69217	13,07	13,22	11	76,9%	55,0%	1,30
H25	98105	18,53	18,02	8	109,0%	40,0%	1,00
H26	92792	17,53	18,51	20	103,1%	100,0%	1,00
H27	117390	22,17	21,91	9	130,4%	45,0%	1,00
H28	32702	6,18	7,10	5	36,3%	25,0%	2,75
H29	87539	16,54	16,54	11	97,3%	55,0%	1,03
H30	107228	20,25	22,12	8	119,1%	40,0%	1,00
H31	55732	10,53	6,20	2	61,9%	10,0%	1,61
TOTAL	1952182	368,75	399,10	282	70,0%	45,5%	

3.6.1.1. Estados de carga empleados en los análisis.

La gestión actual de los turnos de riego de la red corresponde a una organización de turnos formada por hidrantes alternos a lo largo de la red, modificada parcialmente con respecto a la de proyecto (tabla 1.2.5.3.). Por tanto, los caudales medidos corresponden a la estrategia de gestión EG2.

Estos caudales se han adaptado a la estrategia EG3, para obtener los caudales más probables en caso de que en la red hubiese habido una organización del riego igual a la de esta estrategia de gestión. Esta adaptación es posible porque en ambos casos se trata

de una demanda modificada en dos turnos de 8 horas, por lo que el grado de libertad inicial de los regantes sería el mismo para ambas estrategias de gestión.

Por el contrario no se ha realizado la adaptación de los caudales medidos a la organización a la demanda (*EGI*), ya que el grado de libertad y la probabilidad de apertura de tomas es diferente a la de la situación actual.

3.6.1.1.1. Caudales utilizados en EG2

Se han utilizado los caudales de los hidrantes medidos en la red, mayorados un 4,5% y con los coeficientes de mayoración mostrados en la tabla 3.6.1.2. Para obtener dichos caudales, se ha procedido de la siguiente forma:

- Se ha determinado el caudal máximo diario medido en la línea 1 de la red en los dos turnos (impar y par), de todo el periodo anual comprendido entre junio de 2000 y mayo de 2001. Dichos caudales fueron los medidos el 10 de julio de 2000 a las 19:00 horas, y el 14 de julio de 2000 a las 11:30 horas, para los turnos impar y par respectivamente.
- A continuación se ha obtenido el caudal descargado por todos los hidrantes para esos caudales máximos.
- Posteriormente, se han realizado las simulaciones introduciendo los caudales de los hidrantes obtenidos en ambos turnos.

En la tabla 3.6.1.1.1. se puede ver la configuración de los turnos de riego correspondientes a la situación real de funcionamiento en el momento de la toma de datos de la red. En ella se muestra para cada turno, la superficie abastecida (S), la dotación máxima (d_{max}) y el número de tomas de cada hidrante (N_t). Se observa que la configuración de turnos no es exactamente la mostrada en la tabla 1.2.5.3. (turnos formados por hidrantes alternos), sino que en algunos hidrantes, con un elevado número de tomas o con gran superficie abastecida, algunas de las tomas se han cambiado de turno. Esto sucede en los hidrantes nº 4, 9, 12, 16, 24, 25, 26 y 27. En la tabla se han marcado en negrita las tomas de estos hidrantes que se han cambiado de turno con respecto a lo proyectado. Esta organización es ligeramente diferente a la considerada tanto en proyecto como en *ED2* y *ED3* (tabla 1.2.5.3.), pero las diferencias corresponden sólo a 18 tomas de las 620 tenidas en cuenta en el dimensionado, por lo que no se han considerado en el dimensionado de dichas estrategias

.

Tabla 3.6.1.1.1.1. Configuración de los turnos de riego de la situación real de funcionamiento

Hidrante	Turno Impar			Turno Par		
	Superficie (m ²)	Dotación (l/s)	Nº tomas	Superficie (m ²)	Dotación (l/s)	Nº tomas
H1	0	0,0	0	72335	15.7	15
H2	80217	17,4	7	0	0.0	0
H3	0	0,0	0	69651	13.6	10
H4	89662	19,1	17	7267	2.0	2
H5	0	0,0	0	55174	12.4	8
H6	69931	17,8	18	0	0.0	0
H7	0	0,0	0	46565	12.8	11
H8	0	0,0	0	51429	10.9	8
H9	52267	11,2	10	26832	4.6	1
H10	69540	15,1	7	0	0.0	0
H11	0	0,0	0	28789	4.1	6
H12	17328	3,7	5	17049	8.3	3
H13	0	0,0	0	6261	0.9	2
H14	46118	9,4	5	0	0.0	0
H15	0	0,0	0	83359	13.6	9
H16	59254	20,0	1	14813	2.2	3
H17	0	0,0	0	17330	2.8	2
H18	56839	9,9	6	0	0.0	0
H19	0	0,0	0	51296	9.5	11
H20	42150	8,0	11	0	0.0	0
H21	0	0,0	0	21276	2.2	6
H22	0	0,0	0	72894	16.1	13
H23	65851	12,0	11	0	0.0	0
H24	6430	0,9	3	62787	12.3	8
H25	54782	9,2	6	43323	8.8	2
H26	12018	2,5	2	80774	16.0	18
H27	82173	12,5	7	35217	9.4	2
H28	0	0,0	0	32702	7.1	5
H29	87539	16,5	11	0	0.0	0
H30	0	0,0	0	107228	22.1	8
H31	55732	6,2	2	0	0.0	0
TOTAL	947831	191,5	129	1004351	207.6	153

3.6.1.1.2 Caudales utilizados en EG3

Se han adoptado los caudales de los hidrantes modificados a partir de los medidos en la red, para adaptarlos a los turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno. Para ello se ha procedido de la siguiente forma:

- Se ha determinado el caudal máximo diario de la línea 1 en el turno de mañana y el caudal máximo diario en el turno de tarde, de todo el periodo anual medido.
- A continuación para cada día se han sumado ambos caudales, obteniendo así el día del año de máximo caudal diario circulante por la red. Dicho caudal fue medido el día 15 de julio de 2000, cuyos máximos por turno se dieron a las 18:15 y a las 12:00 horas, para los turnos impar y par respectivamente.
- Seleccionado el caudal máximo de ambos turnos, se ha obtenido el caudal descargado por todas las tomas de cada hidrante en el turno de mañana y en el turno de tarde.
- Posteriormente, se han reorganizado los turnos, de acuerdo con la organización prevista en las estrategias 4 y 5, obteniendo así los caudales totales de todos hidrantes para ambos turnos. La distribución de los turnos propuesta para esta estrategias de gestión de la organización de riego, es la mostrada en la tabla 3.6.1.1.2.1.
- Los caudales de los hidrantes así obtenidos se han mayorado, al igual que en el caso anterior, multiplicando el caudal de cada hidrante por su coeficiente de mayoración correspondiente, mostrado en la tabla 3.6.1.2., incrementándolos a su vez un 4,5% en concepto de fugas.

En la tabla 3.6.1.1.2.1. se puede ver que la configuración de turnos propuesta, está formada en cada hidrante por aproximadamente la mitad de la dotación total del hidrante. En el anejo nº2 se muestra la asignación de turnos de cada parcela individual. Se puede comprobar que la suma de las dotaciones de los hidrantes en cada turno corresponde con la suma de las dotaciones de los hidrantes mostradas en la tabla 3.6.1.1.1.1.

No obstante en algunos hidrantes hay grandes desviaciones de un turno a otro en cuanto a superficie regada, dotación y número de tomas. Este hecho se debe a las variaciones existentes en las superficies de las parcelas abastecidas, como se ha puesto de manifiesto en el apartado 1.2.3. Así mismo, dichas desviaciones se deben también a las variaciones en las descargas reales de las tomas como consecuencia de un mal funcionamiento de los limitadores de caudal. Por ejemplo, en el hidrante H14 la superficie asignada al turno impar es casi el doble de la asignada al turno par, ya que en el turno impar se riega una sola parcela con una superficie muy superior a la suma de todas las superficies asignadas al otro turno. En cuanto a diferencias en dotación, se observa que en el hidrante H1 la superficie asignada al turno impar es superior a la asignada al turno par, sin embargo la dotación del turno par es superior a la del impar. Esto se debe a que los limitadores de caudal de las tomas del turno par no funcionan adecuadamente y dejan pasar más caudal que el asignado a la toma.

Tabla 3.6.1.1.2.1. Configuración de los turnos de riego propuesta, formada por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno

Hidrante	Turno Impar			Turno Par		
	Superficie (m ²)	Dotación (l/s)	Nº tomas	Superficie (m ²)	Dotación (l/s)	Nº tomas
H1	38516	7,5	9	33819	8,2	6
H2	45838	8,8	1	34379	8,6	6
H3	34993	5,8	7	34658	7,8	3
H4	41141	10,7	10	55788	10,4	9
H5	31304	5,9	1	23870	6,5	7
H6	36615	8,7	10	33316	9,1	8
H7	24316	5,5	7	22249	7,3	4
H8	27671	4,6	4	23758	6,3	4
H9	42093	8,2	5	37006	7,6	6
H10	37118	6,6	4	32422	8,5	3
H11	14534	1,8	3	14255	2,3	3
H12	20682	3,5	4	13695	8,5	4
H13	3354	0,4	1	2907	0,5	1
H14	30186	5,8	1	15932	3,6	4
H15	45984	6,9	4	37375	6,7	5
H16	59254	20,0	1	14813	2,2	3
H17	5870	1,1	1	11460	1,7	1
H18	26552	5,4	3	30287	4,5	3
H19	19566	4,5	5	31730	5,0	6
H20	21634	3,7	6	20516	4,3	5
H21	13304	1,0	4	7972	1,2	2
H22	38571	7,5	5	34323	8,6	8
H23	33820	5,1	4	32031	6,9	7
H24	26943	6,4	4	42274	6,8	7
H25	50031	7,4	5	48074	10,6	3
H26	43824	9,4	11	48968	9,1	9
H27	64285	10,0	4	53105	11,9	5
H28	17050	3,4	2	15652	3,7	3
H29	45055	8,0	7	42484	8,5	4
H30	55900	10,7	3	51328	11,4	5
H31	21074	1,8	1	34658	4,4	1
TOTAL	1017078	196,3	137	935104	202,8	145

3.6.2. Análisis realizados

Se han realizado un total de 24 simulaciones, correspondientes a seis dimensionados de la red (*Dejct*, *ED1*, *ED2*, *ED3*, *ED4*, y *ED5*), dos estados de carga, definidos en las estrategias de gestión *EG2* y *EG3*, y dos turnos de riego. Por tanto las simulaciones realizadas son las mostradas en la tabla 3.6.2.1.

Tabla 3.6.2.1. Simulaciones realizadas

Nº Simulación	Dimensionado	Gestión	Turno
1	<i>Deject</i>	<i>EG2</i>	Impar
2			Par
3	<i>ED1</i>	<i>EG2</i>	Impar
4			Par
5	<i>ED2</i>	<i>EG2</i>	Impar
6			Par
7	<i>ED3</i>	<i>EG2</i>	Impar
8			Par
9	<i>ED4</i>	<i>EG3</i>	Impar
10			Par
11	<i>ED5</i>	<i>EG3</i>	Impar
12			Par
13	<i>Deject</i>	<i>EG3</i>	Impar
14			Par
15	<i>ED1</i>	<i>EG3</i>	Impar
16			Par
17	<i>ED2</i>	<i>EG3</i>	Impar
18			Par
19	<i>ED3</i>	<i>EG3</i>	Impar
20			Par
21	<i>ED4</i>	<i>EG2</i>	Impar
22			Par
23	<i>ED5</i>	<i>EG2</i>	Impar
24			Par

La topología de todos los dimensionados se puede ver en las tablas 1.2.5.5., 4.4.2.3., 4.4.3.4., 4.4.4.2., 4.4.5.3. y 4.4.6.2. Los estados de carga empleados son los mostrados en las tablas 4.5.2.1.1. y 4.5.2.2.2. La topología introducida en el programa de simulación incluye el tubo de acometida de los hidrantes así como la línea correspondiente a la estación de filtrado. Para simular el comportamiento de la estación de filtrado, la línea equivalente provoca la misma pérdida de carga que la medida en la red para el estado de cargas simulado. Todas las variables hidráulicas corresponden al modelo de la red calibrado (ver apartado 4.3.3)

Los resultados obtenidos con las simulaciones de la red son las presiones dinámicas en los hidrantes y los caudales en las líneas. Se han realizado las siguientes comparaciones:

- Cada dimensionado se ha comparado con la presión mínima de diseño requerida en los hidrantes, para ambos turnos.
- Se han analizado los caudales de línea obtenidos en cada simulación con los de diseño considerados en el dimensionado.
- Para cada dimensionado se han comparado las presiones obtenidas para las dos estrategias de gestión, en ambos turnos

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. DISTRIBUCIÓN DE AGUA EN LA RED

4.1.1. Climatología

En la tabla 4.1.1.1. se puede ver la climatología del periodo mayo de 2000 a junio de 2001 comparada con el año medio correspondiente al período 1995-2001.

Tabla 4.1.1.1. Datos climáticos para el año medio (periodo 1995-2001) y para el año de estudio (Jun 2000 – May 2001). Temperatura media, precipitación y Evapotranspiración (ETo) utilizando el método de Hargreaves.

Meses	Datos medios periodo 1995-2001			Datos medios periodo 2000-2001		
	Temperatura media (°C)	Pe (mm)	ETo Hargreaves (mm)	Temperatura media (°C)	Pe (mm)	ETo Hargreaves (mm)
Jun	22,2	35,6	166,1	22,2	0,0	199,2
Jul	25,4	8,1	181,5	26,3	0,0	202,5
Ago	26,1	5,1	164,0	26,2	0,4	186,2
Sep	21,9	20,3	120,9	23,0	21,0	133,4
Oct	16,4	40,6	78,1	18,0	109,4	85,8
Nov	12,9	25,3	53,6	13,2	2,9	52,7
Dic	10,3	24,1	38,7	11,6	2,9	41,8
Ene	9,1	19,4	42,7	11,7	23,2	46,8
Feb	10,6	40,6	54,0	11,8	14,3	57,3
Mar	13,3	21,9	85,6	17,3	0,4	106,6
Abr	14,9	14,8	116,7	17,2	14,5	126,1
May	18,7	22,8	153,7	19,0	36,9	151,8
TOTAL	16,8	278,6	1255,6	18,1	225,9	1390,1

En la tabla 4.1.1.1. se observa que la temperatura media anual y la ETo anual del periodo 2000-2001 son superiores a las del periodo 1995-2001. Por el contrario, la precipitación total anual del periodo 2000-2001 fue inferior a la del periodo 1995-2001. Esto pone de manifiesto que el periodo de estudio fue más seco y caluroso que el año medio.

Mensualmente, las temperaturas durante el periodo 2000-2001 fueron más altas que para el año medio, en todos los meses del año excepto para el mes de junio en el que coinciden. Se observa que la temperatura del mes de agosto fue más baja que la del mes de julio en el periodo 2000-2001, siendo mayor en agosto que en julio para el año medio. También se observa que las temperaturas en los meses de marzo y abril del año de estudio fueron significativamente superiores a las del año medio en los mismos meses.

La distribución de la precipitación fue muy irregular en el periodo 2000-2001, ya que el 48,5% de la precipitación total se produjo en el mes de octubre, y en el resto del año las precipitaciones fueron muy escasas. La precipitación total de los meses de junio, julio y agosto para este periodo, fue de 0,4 mm, mientras que la precipitación para estos meses del año medio fue de 48,8 mm.

En cuanto a la evapotranspiración de referencia (ETo), todos los meses presentaron una mayor ETo durante el periodo 2000-2001 que en el año medio, excepto los meses de noviembre y mayo, en los que la ETo fue inferior a la del año medio.

En la tabla 4.1.1.2. se compara la evapotranspiración de referencia del periodo 2000-2001 calculada por los métodos de Blaney-Criddle, Penman-Monteith, Radiación y Hargreaves. Se observa que los métodos de Blaney-Criddle y Radiación sobreestiman la ETo anual con respecto a los métodos de Penman-Monteith y Hargreaves. Comparando estos dos últimos métodos se observa que anualmente las diferencias entre la ETo por el método de Penman-Monteith con respecto al de Hargreaves son muy pequeñas (-3,9%), lo que indica que el método de Hargreaves sobreestima la ETo con respecto al de Penman-Monteith.

Si comparamos mensualmente estos dos métodos se observa que hay un cambio de tendencia entre el periodo diciembre a mayo con respecto al periodo junio a noviembre. De diciembre a mayo el método de Hargreaves subestima la ETo con respecto al método de Penman, llegando a ser la ETo calculada por Penman-Monteith un 33,3% superior en el mes de enero, a la calculada por el método de Hargreaves. Por el contrario, de junio a noviembre el método de Hargreaves sobrestima la ETo con respecto al método de Penman, llegando a ser la ETo calculada por Penman-Monteith un 28,2% inferior en el mes de septiembre a la calculada por el método de Hargreaves.

Tabla 4.1.1.2. Evapotranspiración de referencia (ET_o) para el año de estudio (Jun 2000 – May 2001) calculada con los métodos de Blaney-Criddle, Penman-Monteith, Radiación y Hargreaves.

Meses	Temperatura media (°C)	Pe (mm)	ET _o Blaney Criddle (mm)	ET _o Penman-Monteith (mm)	ET _o Radiación (mm)	ET _o Hargreaves (mm)
Jun-00	22,24	0,00	213,3	160,13	217,50	199,24
Jul-00	26,30	0,00	225,34	183,08	233,16	202,47
Ago-00	26,20	0,40	179,76	159,76	192,46	186,22
Sep-00	23,00	21,00	139,84	104,06	137,90	133,40
Oct-00	18,00	109,40	87,99	65,93	90,06	85,84
Nov-00	13,20	2,90	55,87	43,67	62,19	52,66
Dic-00	11,60	2,90	50,78	45,75	48,82	41,77
Ene-01	11,70	23,20	74,35	70,20	60,80	46,80
Feb-01	11,80	14,30	78,75	71,69	84,28	57,25
Mar-01	17,30	0,40	159,70	132,14	153,07	106,60
Abr-01	17,20	14,50	198,16	146,65	192,05	126,09
May-01	19,00	36,90	195,41	153,90	192,14	151,80
TOTAL	18,13	225,90	1659,25	1336,96	1664,43	1390,14

4.1.2. Necesidades de agua de los cultivos

En la tabla 4.1.2.1. se muestra las necesidades totales en m³/ha para el año medio (periodo 1995-2001) comparadas con el año seco de dicho periodo (1995) y con las correspondientes al periodo junio de 2000 a mayo de 2001. En todos los casos se ha utilizado el método de Hargreaves para su determinación.

Tabla 4.1.2.1. Necesidades totales mensuales (m³/ha) de los cultivos para el año medio (1995-2001), el año seco, y el periodo junio de 2000 a mayo de 2001.

Meses	Nt (m ³ /ha) (Año medio)	Nt (m ³ /ha) (Año seco)	Nt (m ³ /ha) (2000-2001)
Jun	816,1	928,7	978,9
Jul	903,3	1125,1	1007,8
Ago	812,2	1012,6	922,5
Sep	593,3	677,2	654,4
Oct	367,9	387,4	404,5
Nov	128,1	135,9	125,8
Dic	50,0	55,2	54,0
Ene	93,5	95,9	102,4
Feb	144,8	159,5	153,5
Mar	281,3	327,7	350,2
Abr	528,4	538,7	571,1
May	813,5	929,8	803,4
TOTAL	5532,5	6373,7	6128,4

Se observa que con respecto al año medio (1995-2001), el periodo 2000-2001 tuvo mayores necesidades de agua en todos los meses del año excepto en los meses de noviembre y mayo. Con respecto al año más seco (1995-2001), dicho periodo tuvo mayores necesidades en los meses de enero, marzo, abril, junio y octubre, siendo ligeramente menores en el resto. Las necesidades totales fueron de 5532,5 m³/ha para el año medio, 6373,7 m³/ha para el año seco y 6128,4 para el periodo 2000-2001. Por tanto, con respecto al año medio, las necesidades del año seco fueron un 15,2% mayores, y las del periodo 2000 – 2001 un 10,8% mayores.

Así mismo, se observa que el mes de máximas necesidades totales es el mes de julio. Llama la atención que tanto para el año medio como para el año más seco, el mes de mayo tiene casi tantas necesidades como los meses de junio y agosto a pesar de que la ETo del mes es inferior a los demás, no siendo así en el periodo 2000-2001, en el que hay mayores diferencias. Esto se debe a que el albaricoquero tiene las necesidades máximas en el mes de mayo y a que el 47% de la superficie del sector esta plantada de albaricoquero. Durante el periodo 2000-2001, el mes de mayo ocupa el cuarto mes de necesidades máximas debido a las lluvias que hubo en dicho mes, que fueron superiores a las del año medio, como se puede ver en la tabla 4.1.1.1. El mes de necesidades totales mínimas para los tres periodos fue diciembre seguido de enero y noviembre.

El cultivo que tiene menos necesidades totales es el albaricoquero, con 4703,4 m³/ha, seguido del cultivo mixto (albaricoquero con naranjo) con 5760,3 m³/ha, melocotonero con 6168,8 m³/ha, limonero con 6746,3 m³/ha y naranjo con 6817,2 m³/ha. Las necesidades totales de todos los cultivos ponderadas en función de la superficie de cada cultivo son de 5732,6 m³/ha.

La distribución mensual de las necesidades totales de agua de cada cultivo (m³/ha) durante el periodo 2000-2001, calculadas por el método de Penman-Monteith, pueden verse en la figura 4.1.2.1. Se observa que el albaricoquero, a pesar de ser el cultivo que tiene menos necesidades totales, en los meses de abril y mayo, es junto al limonero el que tiene mayores necesidades. El melocotonero, tiene unas necesidades muy elevadas justo en los meses de junio y julio, ya que además de ser meses muy calurosos, coinciden con los meses en los que se produce la maduración y recolección del fruto. El mes de julio es el mes de necesidades máximas para melocotonero, limonero y naranjo. Por el contrario, el mes de necesidades mínimas para todos los cultivos es diciembre.

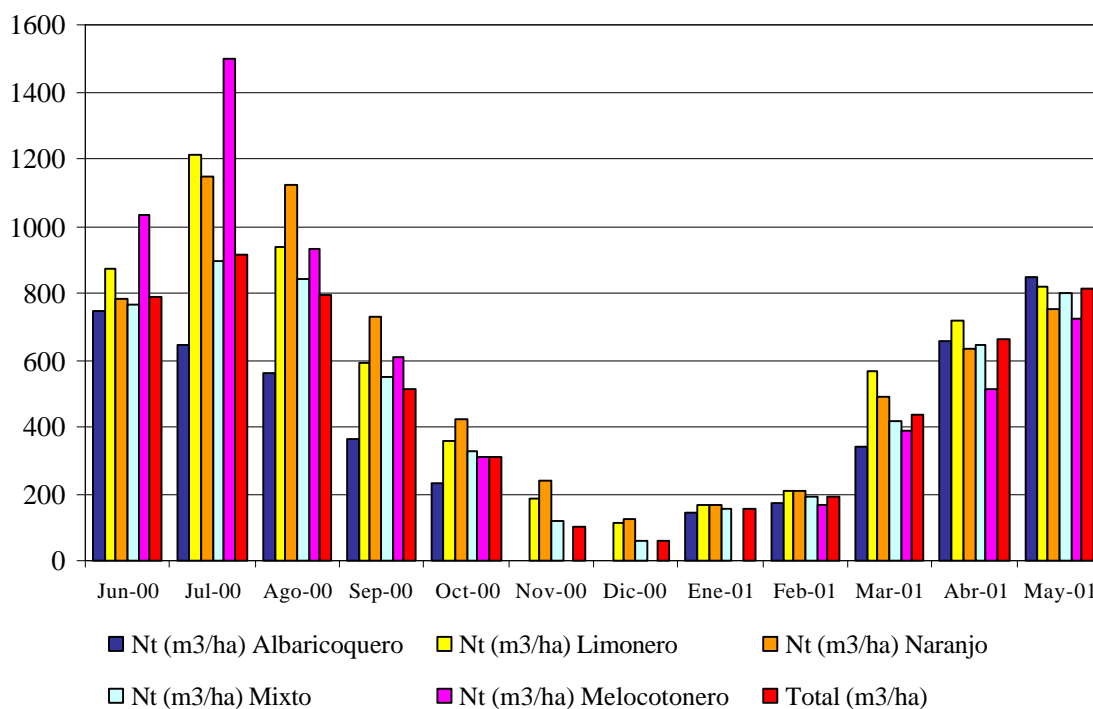


Figura 4.1.2.1. Necesidades totales (m³/ha) por cultivos

4.1.3. Consumo de agua

En la figura 4.1.3.1. se muestra el consumo total de agua aplicada a los cultivos para el año medio del periodo septiembre de 1995 a agosto de 2001 (años agrícolas), para el año de máximo consumo de dicho periodo y para el periodo junio de 2000 a mayo de 2001.

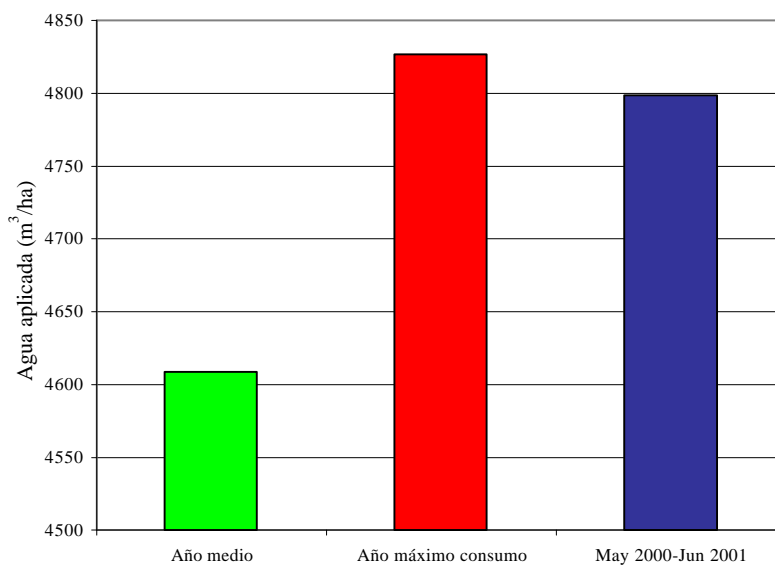


Figura 4.1.3.1. Comparación entre el agua total aplicada a los cultivos (m³/ha) para el año medio, año máximo consumo y periodo junio de 2000 a mayo de 2001

El consumo total de agua aplicada a los cultivos fue de 4609 m³/ha para el año medio, de 4827 m³/ha para el año de máximo consumo y de 4799 m³/ha para el periodo junio de 2000 a mayo de 2001. Estos valores suponen que, con respecto al año medio, los incrementos de consumo del año de máximo consumo y del periodo junio de 2000 a mayo de 2001 fueron de un 4,7% y 4,1% respectivamente. Estas diferencias de consumo entre los tres periodos son mucho menores que las diferencias de necesidades de agua obtenidas para los mismos periodos. Llama la atención que el año de máximas necesidades (1995) no coincide con el de máximo consumo (2000).

En la figura 4.1.3.2. se muestra la distribución mensual del agua aplicada a los cultivos en m³/ha para el año medio el año de máximo consumo y el año correspondiente al periodo junio de 2000 a mayo de 2001.

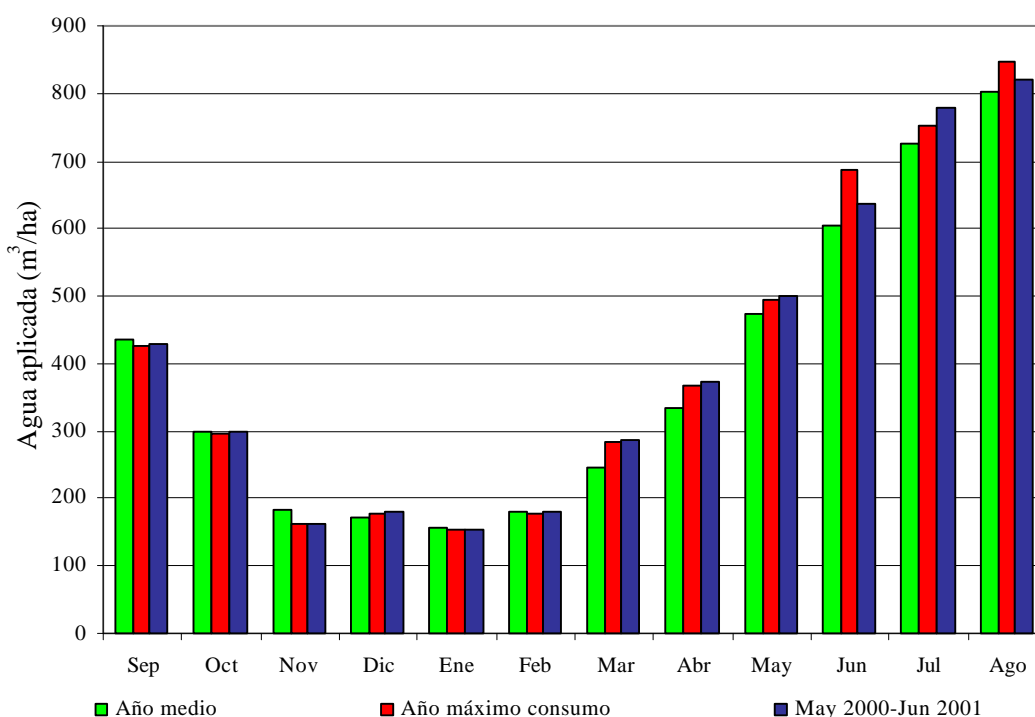


Figura 4.1.3.2. Distribución mensual del agua aplicada a los cultivos (m³/ha) para el año medio, año máximo consumo y período junio de 2000 a mayo de 2001

Se observa que con respecto al año medio, el periodo 2000-2001 tuvo un mayor consumo de agua todos los meses del año excepto en los meses de septiembre, noviembre y enero. Con respecto al año de máximo consumo, dicho periodo también tuvo un consumo mayor en los meses de, marzo, abril, mayo y julio, siendo ligeramente menor en el resto. Realizando un análisis de la varianza a los consumos mensuales de los tres periodos, obtenemos una significación superior a 0,05, por tanto no existen diferencias significativas entre los consumos mensuales de los tres periodos considerados. Esto

indica una tendencia a aplicar la misma cantidad de agua todos los años independientemente de las necesidades reales de agua.

El mes de máximo consumo para los tres periodos es el mes de agosto, a pesar de no ser el mes de máximas necesidades ni el de máxima ETo, que corresponde al mes de julio, como se puede comprobar en las tablas 4.1.1.1. y 4.1.1.2. No obstante en la tabla 4.1.1.1 se puede comprobar que para el año medio, el mes de agosto tiene una temperatura media mayor que la del mes de julio, lo que puede explicar el mayor consumo de agua en este mes.

El mes de menor consumo para los tres periodos es enero, teniendo valores muy similares en los tres casos, que oscilan en torno a 150 m³/ha.

El consumo mensual de cada cultivo durante el periodo jun 2000 – mayo 2001 puede verse en la figura 4.1.3.3.

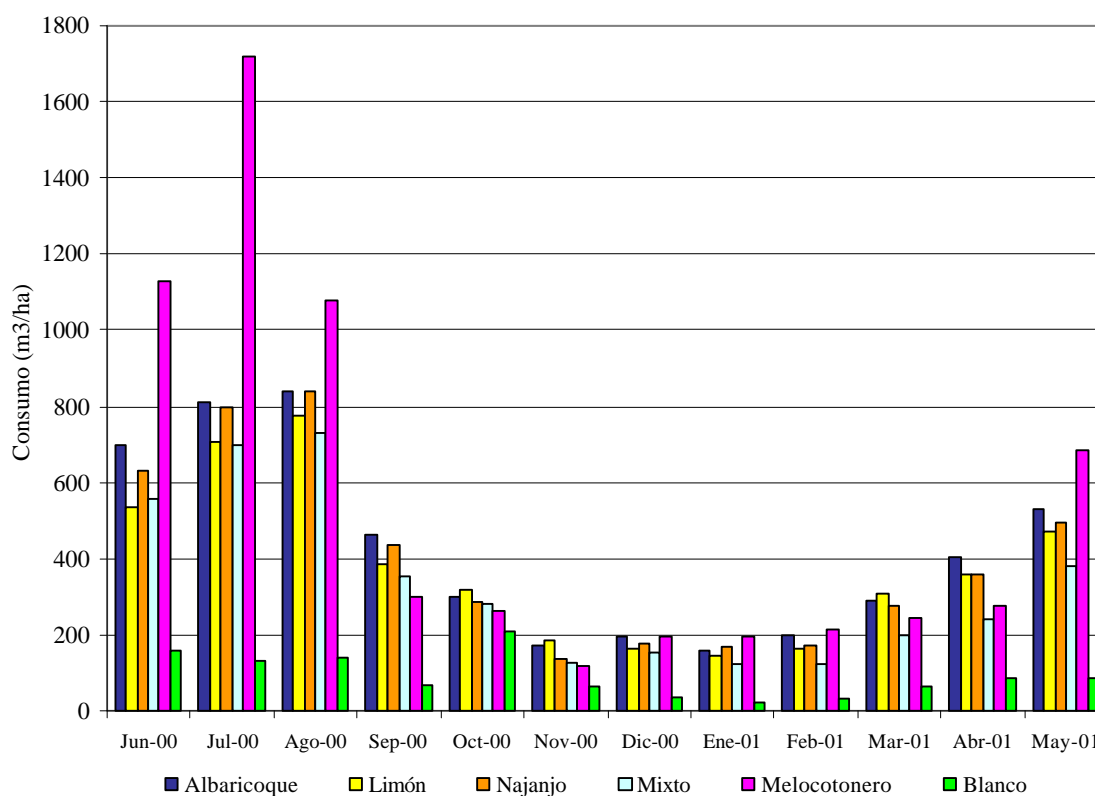


Figura 4.1.3.3. Distribución mensual del agua aplicada por cultivo (m³/ha) para el período jun 2000 – may 2001

Se observa que el cultivo que tiene un consumo por hectárea significativamente mayor durante los meses de mayo, junio, julio y agosto, es el melocotonero. El resto del año su consumo es similar al del resto de cultivos. El segundo cultivo de mayor consumo por hectárea en casi todos los meses es el albaricoquero.

Del gráfico se desprende que en las fechas de recolección de fruto de algunos cultivos como el melocotonero, albaricoquero y limonero, su consumo es ligeramente mayor al del resto. Estas fechas se dan para el albaricoquero (variedad Bulida) en abril, para el melocotonero (variedad Andros) en julio y para el limonero (variedad verna) en marzo.

El consumo total anual de cada cultivo se puede ver en la figura 4.1.3.4. El melocotonero tuvo un consumo total de 6408 m³/ha, seguido del albaricoquero con 5052 m³/ha, el naranjo con 4766 m³/ha, el limonero con 4506 m³/ha, cultivo mixto (albaricoquero y naranjo) con 3975 m³/ha y con 1086 m³/ha las parcelas en blanco. El consumo total ponderado de todos los cultivos fue de 4798,9 m³/ha.

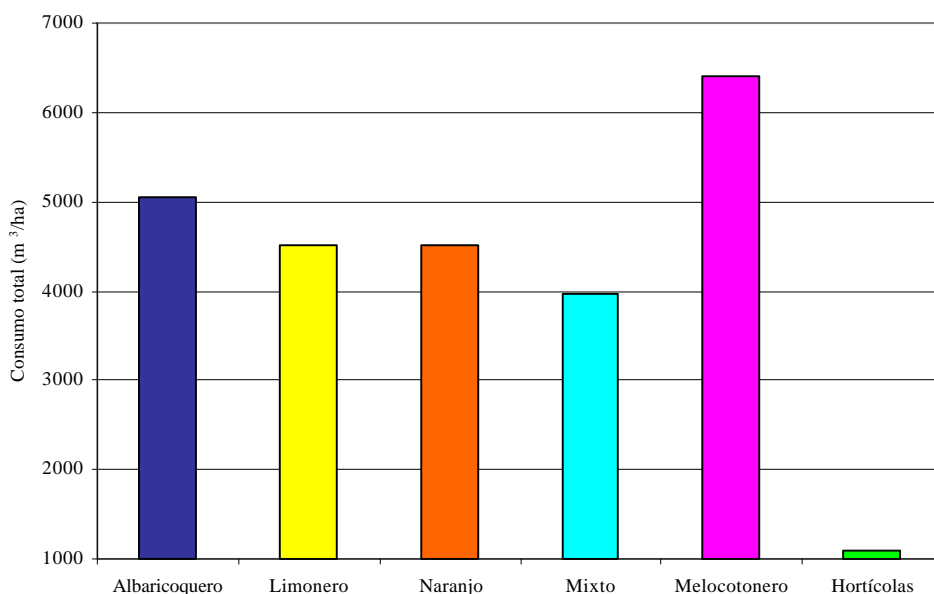


Figura 4.1.3.4. Consumo total de agua aplicada por cultivo (m³/ha) para el período jun 2000 – may 2001

4.1.4. Comparación entre necesidades y consumo

En las figuras 4.1.4.1 a 4.1.4.6 se representan las necesidades totales del periodo junio 2000 a mayo 2001, calculadas según se indica en el apartado 3.1.2., junto con el consumo del mismo periodo y el consumo del año medio, correspondiente al periodo septiembre 1995 a agosto 2001, para todos los cultivos y para cada cultivo individual.

En la figura 4.1.4.1. se puede ver que en todos los meses del año excepto en los meses de agosto, noviembre, diciembre y enero, las necesidades totales son muy superiores al consumo, tanto para el año medio (periodo 1995 – 2001) como para el

periodo junio 2000 a mayo 2001. El consumo total de agua aplicada a los cultivos del periodo junio de 2000 a mayo de 2001 fue de 4799 m³/ha, inferior a las necesidades totales para el mismo periodo 5732,6 m³/ha, pero superior al consumo medio del periodo septiembre de 1995 a agosto de 2001, que fue de 4661 m³/ha. No obstante se aprecia un gran paralelismo entre el consumo de agua del año medio y el consumo de agua para el periodo junio 2000 a mayo 2001.

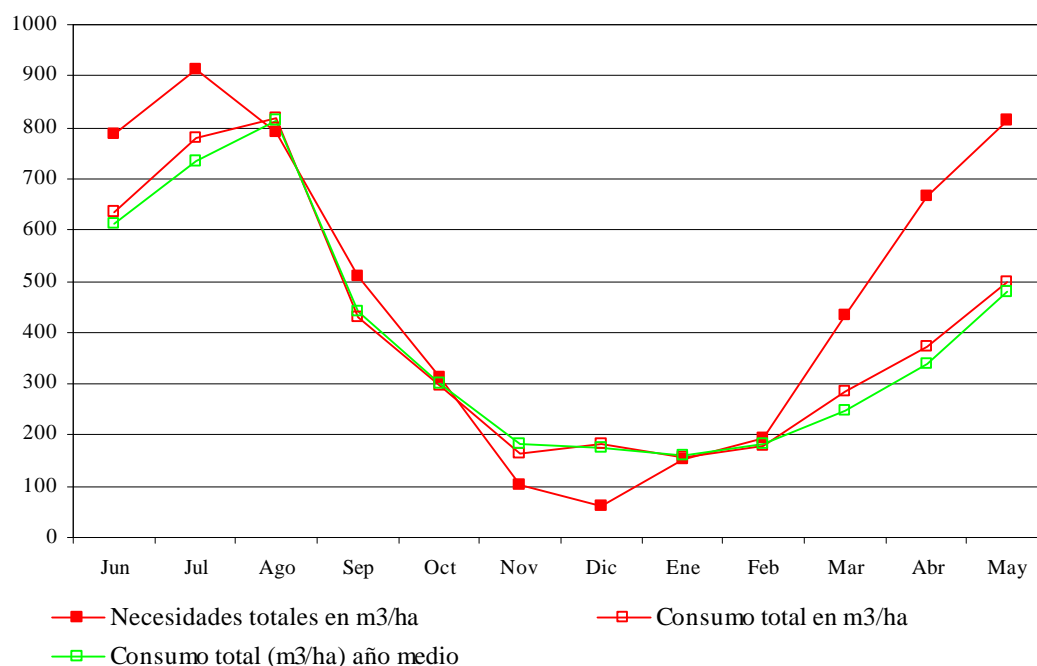


Figura 4.1.4.1. Comparación entre las necesidades totales y consumo total de agua aplicada (m³/ha) para el período junio 2000 – mayo 2001 y consumo para el año medio, de todos los cultivos

Según se muestra en la figura 4.1.4.2., el consumo de agua en albaricoquero es mayor a las necesidades totales, en los meses de julio a febrero. Por el contrario, el consumo es menor que las necesidades totales para los meses de junio y de marzo a mayo, en el mismo periodo. Esta situación se produce también para el año medio. Comparando el consumo del periodo junio 2000 – mayo 2001 con el consumo para el año medio, se observa un gran paralelismo entre ambos, siendo el consumo ligeramente superior para el periodo junio 2000 a mayo de 2001, excepto en los meses de septiembre, octubre y noviembre, que sucede al contrario. Anualmente, las necesidades totales fueron de 4703 m³/ha, inferiores al consumo para el mismo periodo, que fue de 5053 m³/ha, e inferiores también al consumo del año medio, que fue de 4970 m³/ha.

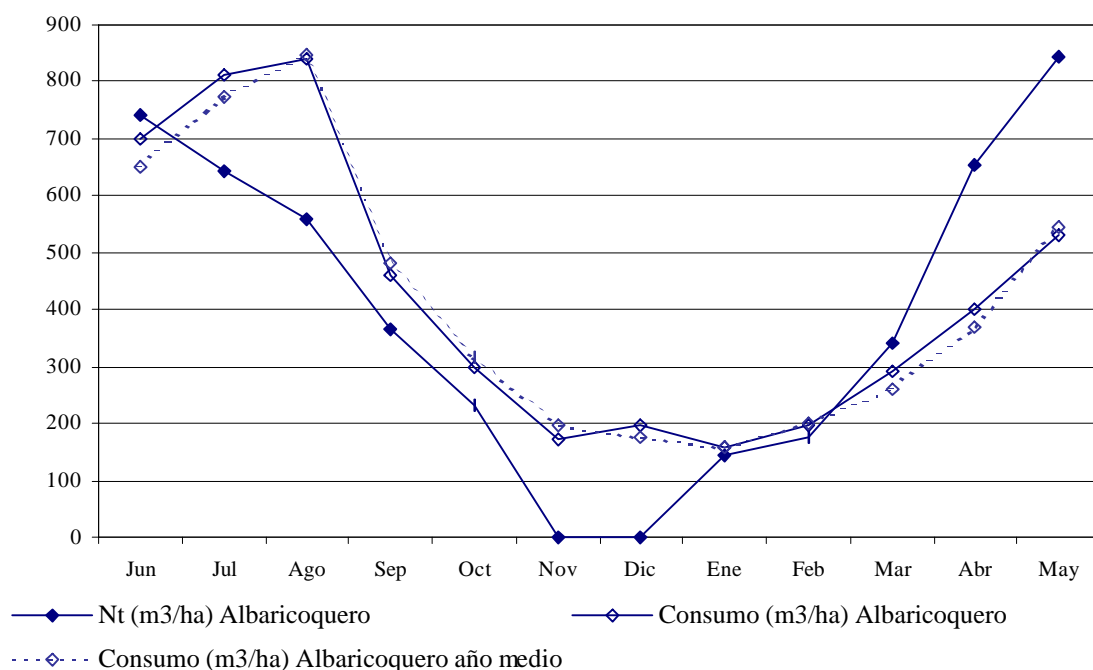


Figura 4.1.4.2. Comparación entre las necesidades totales y consumo total de agua aplicada (m³/ha) para el período jun 2000 – may 2001 y consumo total del año medio, del albaricoquero

En la figura 4.1.4.3. se observa que para el limonero, la comparación entre sus necesidades totales y el consumo para el periodo junio de 2000 a mayo de 2001, así como el consumo para el año medio. Para todos los meses del año las necesidades totales fueron mayores que el consumo de agua aplicado en el mismo periodo, excepto para el mes de diciembre, en el que el consumo fue ligeramente superior a las necesidades. Con respecto al año medio, el consumo del periodo junio 2000 – mayo 2001 fue ligeramente superior, encontrando también un gran paralelismo entre ambos, como sucede en albaricoquero, aunque es ligeramente superior para el periodo junio 2000 – mayo 2001 que para el año medio, excepto en los meses de junio, diciembre y enero. Anualmente, las necesidades totales fueron de 6746 m³/ha, claramente superiores al consumo para el mismo periodo, que fue de 4507 m³/ha, y superiores también al consumo del año medio, que fue de 4295 m³/ha.

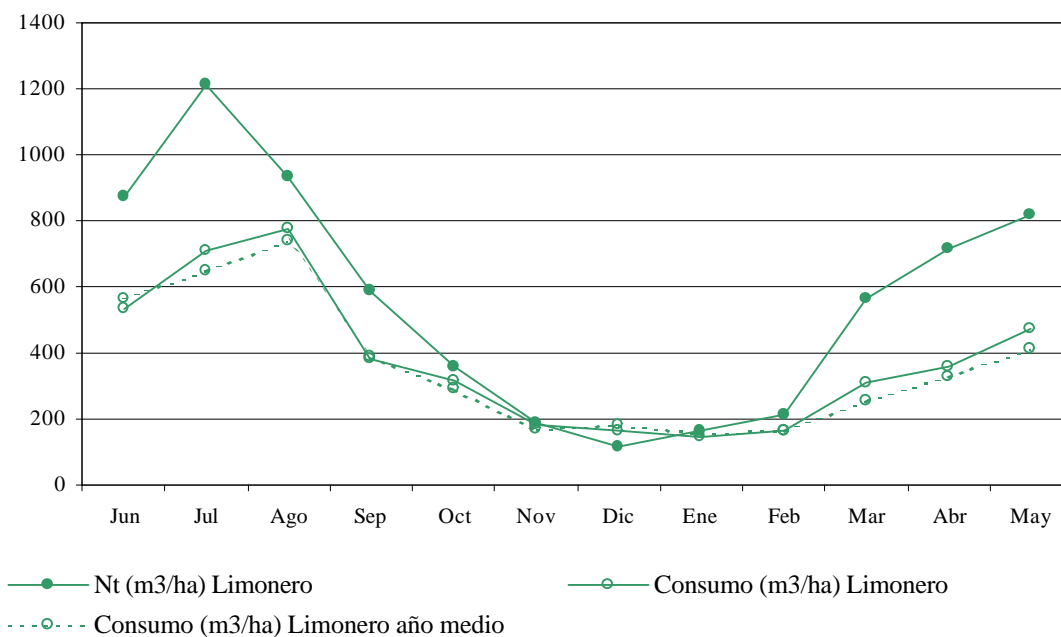


Figura 4.1.4.3. Comparación entre las necesidades totales y consumo total de agua aplicada (m^3/ha) para el período jun 2000 – may 2001 y consumo total del año medio, del limonero

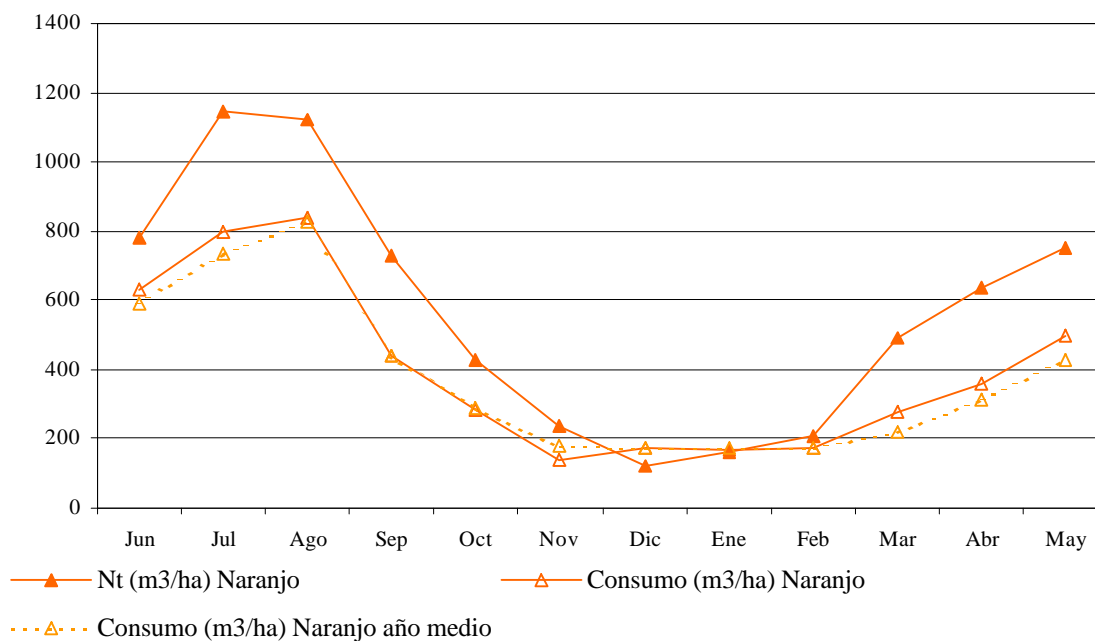


Figura 4.1.4.4. Comparación entre las necesidades totales y consumo total de agua aplicada (m^3/ha) para el período jun 2000 – may 2001 y consumo total del año medio, del naranjo

Para el naranjo, como se muestra en la figura 4.1.4.4., las necesidades totales fueron claramente superiores al consumo todos los meses del periodo junio 2000 – mayo 2001, excepto los meses de diciembre y enero, en los cuales hubo un consumo

ligeramente superior a las necesidades totales. Comparando el consumo del citado periodo con el del año medio, se observa un mayor consumo en todos los meses excepto en el mes de noviembre en el que el consumo fue ligeramente inferior al del año medio. Anualmente, las necesidades totales fueron de 6817 m³/ha, claramente superiores al consumo en el mismo periodo que fue de 4767 m³/ha. El consumo del año medio fue de 4541 m³/ha.

En la figura 4.1.4.5. se muestra, para el cultivo mixto (albaricoquero y naranjo), la comparación entre las necesidades totales y el consumo para el periodo junio de 2000 a mayo de 2001, así como el consumo total para el año medio. Para todos los meses del año las necesidades totales fueron mayores que el consumo de agua aplicado en el mismo periodo, excepto para los meses de noviembre y diciembre, en el que el consumo fue ligeramente superior a las necesidades. Con respecto al año medio, el consumo del periodo junio 2000 – mayo 2001 fue ligeramente superior, encontrando también un gran paralelismo entre ambos consumos, como sucede en el resto de cultivos. Anualmente, las necesidades totales fueron de 5760 m³/ha, claramente superiores al consumo en el mismo periodo que fue de 3975 m³/ha, que a su vez fue muy similar al del año medio, 3940 m³/ha.

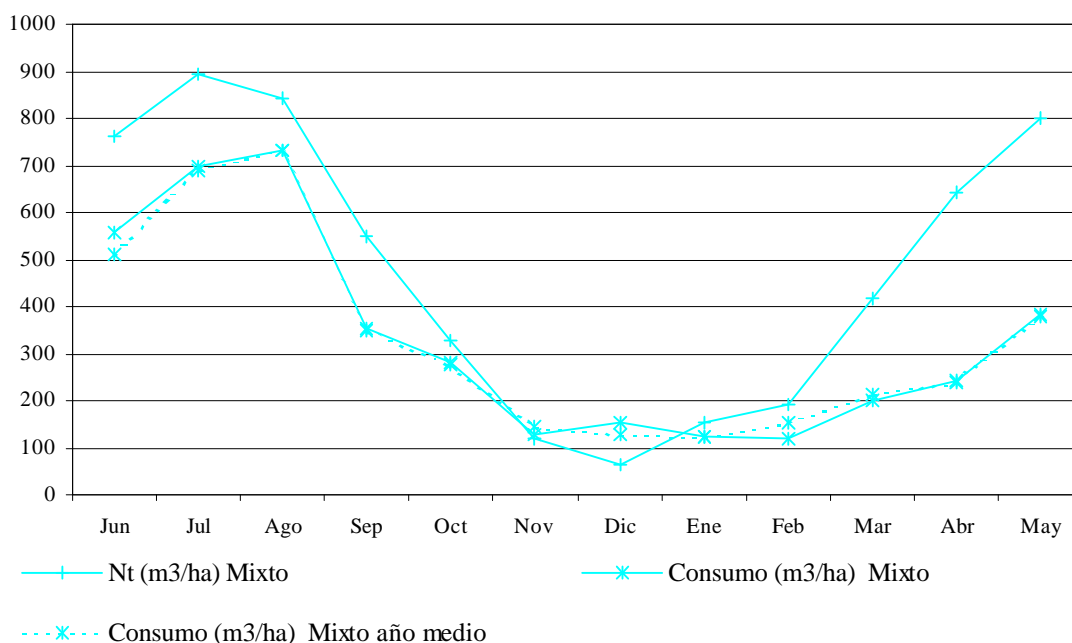


Figura 4.1.4.5. Comparación entre las necesidades totales y consumo total de agua aplicada (m³/ha) para el período jun 2000 – may 2001 y consumo total del año medio, del cultivo mixto

En la figura 4.1.4.6. se muestra, para el melocotonero, la comparación entre las necesidades totales y el consumo para el periodo junio de 2000 a mayo de 2001, así como el consumo total para el año medio. Mensualmente, las necesidades totales fueron

mayores que el consumo para el mismo periodo, en los meses de septiembre, octubre, marzo, abril y mayo. El resto del año, el consumo fue superior a las necesidades totales. Anualmente, las necesidades totales fueron de 6168 m³/ha, inferiores al consumo de agua en el mismo periodo, que fue de 6408 m³/ha. El consumo del año medio fue de 5820 m³/ha, siendo claramente inferior al consumo del periodo junio de 2000 a mayo de 2001, sobre todo en los meses de mayo, junio y julio.

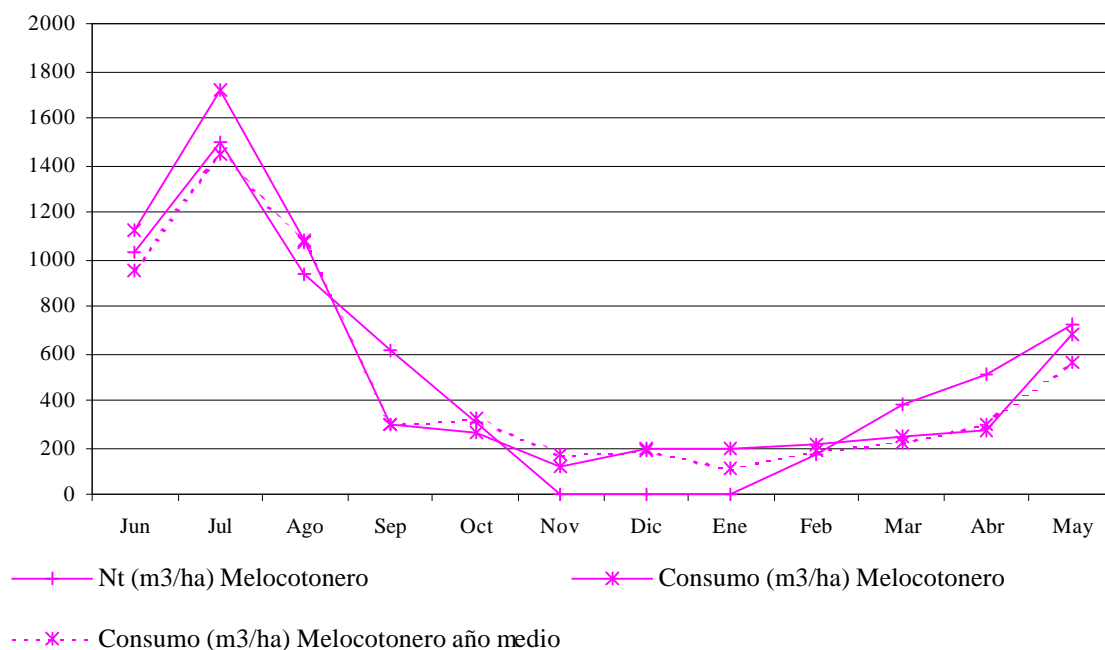


Figura 4.1.4.6. Comparación entre las necesidades totales y consumo total de agua aplicada (m³/ha) para el período jun 2000 – may 2001 y consumo total del año medio, del melocotonero

4.1.5. Rendimiento del riego

En la figura 4.1.5.1. se representa el índice de rendimiento estacional del riego (SIPI) para cada cultivo y para el total de cultivos, calculado mensualmente de acuerdo con la definición dada en el apartado 3.1.4.

La línea discontinua mostrada en la figura 4.1.5.1. representa el umbral por debajo del cual el rendimiento del riego será inferior al rendimiento potencial del riego, lo que indica que se habrá facturado al regante más agua que la teóricamente demandada por el cultivo. El umbral de riego y por tanto su rendimiento potencial, se ha situado en el 85,7%, ya que es el valor tomado para el cálculo de las necesidades totales (ver apartado 3.1.2.).

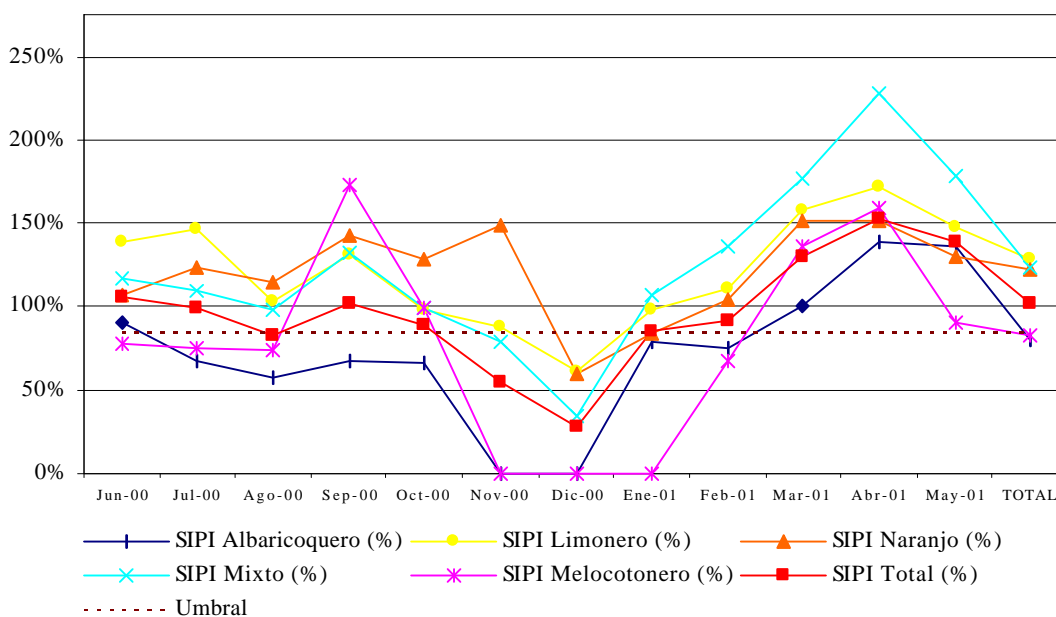


Figura 4.1.5.1. Representación mensual del índice de rendimiento estacional del riego para cada cultivo y para el total de cultivos

Analizando el total de los cultivos (línea roja de la figura 4.1.5.1.) se observa que en el mes de agosto y en los meses de noviembre diciembre y enero, el SIPI es inferior a 85,7% por tanto se aplica más agua de la teóricamente demandada por los cultivos. Esto se debe a que en agosto, que es el mes de máximo consumo para todos los cultivos tanto en melocotonero como en albaricoquero, se factura más agua que la teóricamente demandada, mientras que en los demás cultivos el consumo de agua está por debajo de la demandada. En cuanto a los meses de noviembre, diciembre y enero, en todos los cultivos, excepto para el naranjo en noviembre y el limonero en enero, se factura más agua de la necesaria teóricamente. Además, en albaricoquero y melocotonero el SIPI es 0 en los meses de noviembre y diciembre y en enero para el melocotonero, lo que indica que ha habido consumo de agua mientras que las necesidades en esos meses eran nulas.

El valor anual del SIPI para todos los cultivos es del 102%, lo que indica que se está facturando globalmente menos agua de la teóricamente necesaria. Por cultivos, el que tiene menor valor medio anual del SIPI es el albaricoquero, con un 79,6%, seguido del melocotonero con un 82,3%, naranjo con un 122,3%, mixto con un 123,9% y limonero con un 128%. Estos valores indican que de acuerdo con las necesidades teóricas de agua, en albaricoquero y melocotonero se está facturando más agua de la potencialmente necesaria, mientras que en el resto de cultivos se está facturando menos agua de la potencialmente necesaria.

Si los valores de los coeficientes de cultivo (kc) utilizados para el cálculo de las necesidades netas de agua, corresponden a la demanda real de agua de los cultivos, los

valores obtenidos del SIPI indicarían que, de media, en los meses de noviembre y diciembre para todos los cultivos, se está consumiendo más agua que la demandada. Como se ha mencionado en el apartado 3.1.2. los valores de kc utilizados corresponden a los empleados por el SIAM. Dichos valores han sido seleccionados por sus técnicos, contrastándolos con los valores de kc utilizados por los técnicos de la oficina comarcal agraria de Mula, que son los que están a pie de campo orientando a los agricultores sobre el manejo de sus cultivos. No obstante, llama la atención el hecho de que tanto en melocotonero como en albaricoquero, las necesidades de los meses de menor evapotranspiración sean nulas, mientras que el consumo para esos cultivos no es nulo. Los valores de kc utilizados por el SIAM para estos meses coinciden por los valores dados por la FAO (Doorenbos y Pruitt, 1977), sin embargo, en diversos trabajos realizados por el departamento de riego y salinidad del Centro de Edafología y Biología Aplicada del Segura (CEBAS-CSIC) sobre el cálculo de los coeficientes de cultivo para el albaricoquero Búlida en la comarca del Noroeste, se llega a la conclusión de que el coeficiente de cultivo de los meses de menor evapotranspiración no son nulos, siendo los valores de kc superiores a los empleados por el SIAM para el resto de meses (Abrisqueta y col. 2001; Ruiz, 2000), ya que en estos meses se encontró una cierta actividad radicular, por lo que la eliminación del riego provocaría una deshidratación de ramas y yemas ocasionando efectos negativos sobre la brotación posterior (Ruiz, 2000).

4.1.6. Caudales circulantes por la red

4.1.6.1. Dotaciones de hidrantes

En las figuras 4.1.6.1.1. y 4.1.6.1.2. se representa la relación, para cada hidrante, entre la dotación teórica (D_{teo}), la dotación máxima (D_{max}) y media (D_{med}), medidas en la red durante el período comprendido entre junio de 2000 y mayo de 2001, para los turnos impar y par respectivamente.

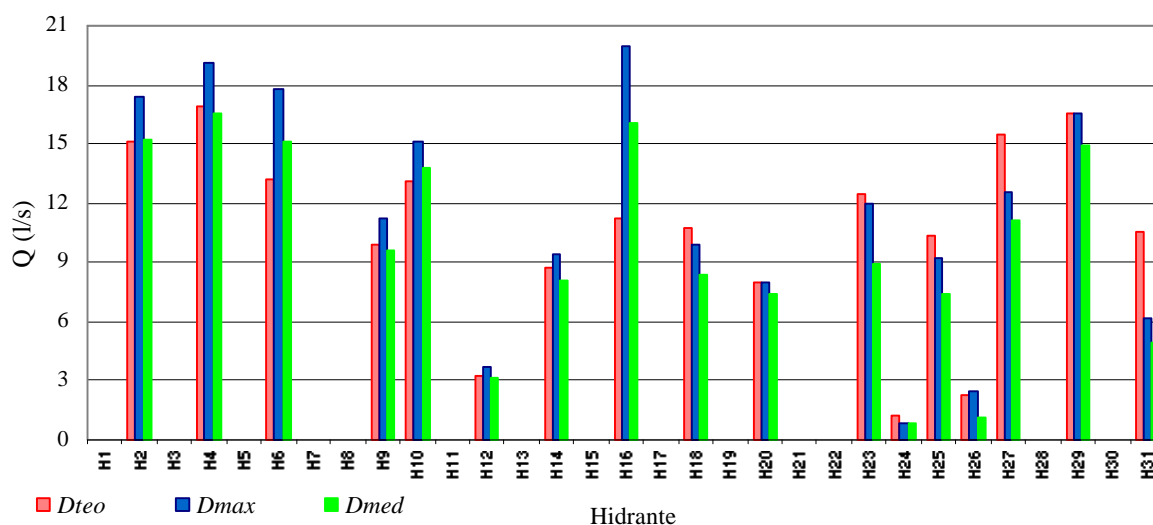


Figura 4.1.6.1.1.: Dotaciones en hidrantes. Turno impar.

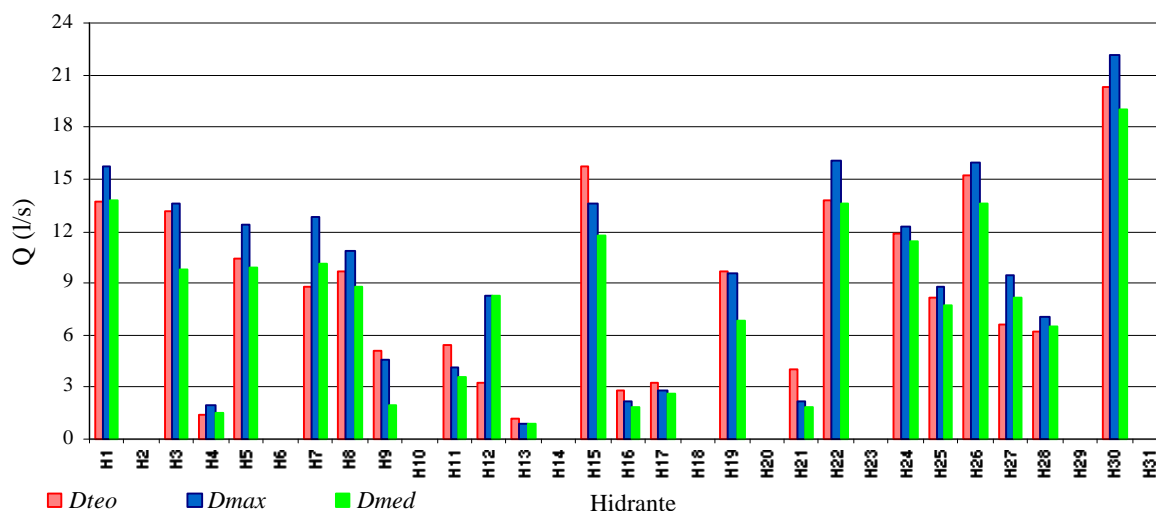


Figura 4.1.6.1.2.: Dotaciones en hidrantes. Turno par.

En el turno impar, como se puede ver en la figura 4.1.6.1.1., la dotación media supera a la dotación teórica en tres hidrantes (H6, H10 y H16), mientras que la dotación máxima supera a la teórica, además de en los tres hidrantes anteriores, en seis hidrantes más (H2, H4, H9, H12, H14 y H26), o sea, en nueve de los 17 hidrantes abiertos en el turno. En el turno par (figura 4.1.6.1.2.), la dotación media supera a la dotación teórica en cinco hidrantes (H1, H7, H12, H27 y H28), mientras que la dotación máxima supera a la teórica en un total de catorce hidrantes (incluidos los cinco anteriores) de los 22 hidrantes abiertos en el turno.

Dado que las dotaciones en hidrantes se han obtenido como suma de las dotaciones de las tomas individuales de cada hidrante, los excesos de dotaciones máximas en hidrante mostrados en las figuras anteriores representan la situación más desfavorable posible en cada hidrante, ya que supondría que todas las tomas de cada hidrante están consumiendo la dotación máxima al mismo tiempo, situación ésta poco probable.

En las figuras 4.1.6.1.3. y 4.1.6.1.4. se representan el porcentaje de exceso de dotación máxima y dotación media respectivamente, con respecto a la dotación teórica de todas las tomas individuales de la red. Se observa que el 46,1% de las tomas tienen una dotación máxima medida menor o igual a la dotación teórica, luego el 53,9% de tomas restantes tienen una dotación máxima superior a la teórica (figura 4.1.6.1.3.). El porcentaje de exceso de dotación máxima medida es superior al 10% en el 45,5% de las tomas, y superior al 60% en el 14,4% de las tomas. Si analizamos los excesos de descarga de dotación media medida respecto a la dotación teórica asignada, en la figura 4.1.6.1.4. se observa que el 60,8% de las tomas tienen una dotación media menor o igual a la teórica, por lo que el 39,2% restante tiene una dotación media superior a la teórica.

Se observa también, que el porcentaje de exceso de dotación media medida es superior al 10% en el 32% de las tomas, y superior al 60% en el 4,4% de las tomas.

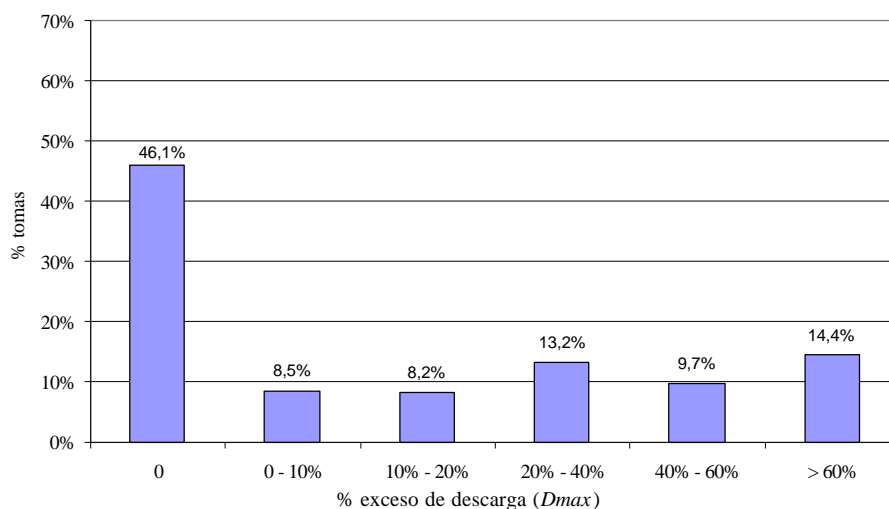


Figura 4.1.6.1.3.: Porcentaje de exceso de dotación máxima respecto a la dotación teórica de las tomas individuales de la red.

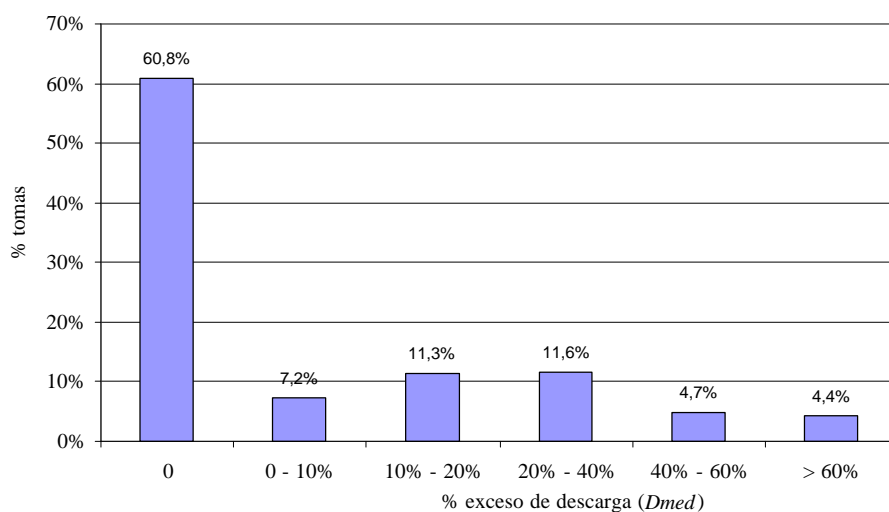


Figura 4.1.6.1.4.: Porcentaje de exceso de dotación media respecto a la dotación teórica de las tomas individuales de la red.

Para poder determinar la influencia del exceso de dotación medida en el comportamiento de la red, en las figuras 4.1.6.1.5 y 4.1.6.1.6. se representa el exceso de descarga, medido en litros por segundo, de dotación máxima y dotación media respectivamente, respecto a la dotación teórica.

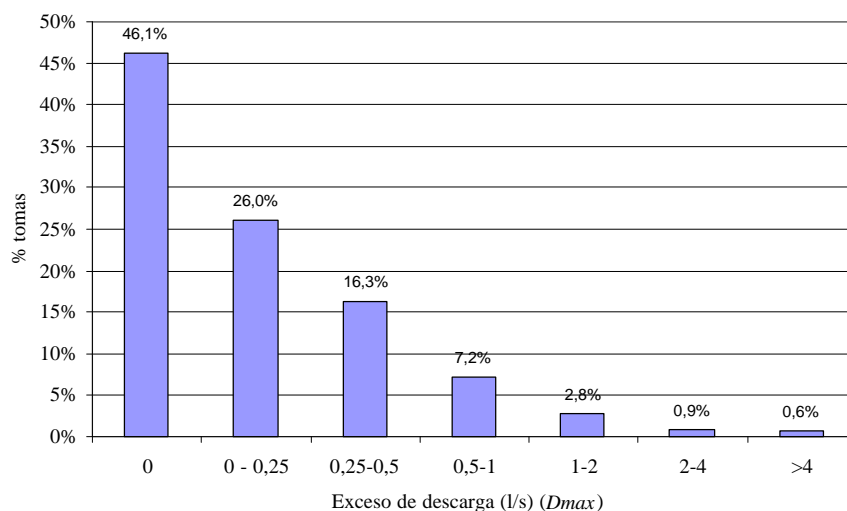


Figura 4.1.6.1.5.: Exceso de dotación máxima respecto a la dotación teórica de las tomas individuales de la red.

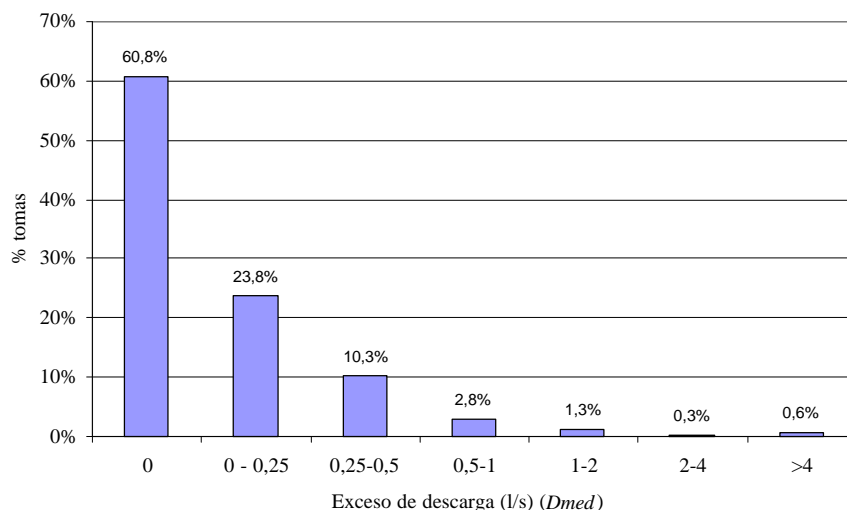


Figura 4.1.6.1.6.: Exceso de dotación media respecto a la dotación teórica de las tomas individuales de la red.

En cuanto a la dotación máxima, en la figura 4.1.6.1.5. se observa que en el 72,1% de las tomas, el exceso de caudal es inferior a 0,25 l/s, y sólo en un 4,3% de tomas el exceso de dotación máxima es superior a 1 l/s. En el caso de la dotación media (figura 4.1.6.1.6.) el 84,6% de tomas tienen un exceso de descarga inferior a 0,25 l/s y sólo un 2,2% de tomas un exceso superior a 1 l/s. El 0,6% de tomas con exceso de descarga superior a 4 l/s corresponde a dos tomas individuales (tomas nº 12.13 y 16.1) que utilizan la toma para llenar una balsa de regulación en vez de inyectar directamente a la instalación de riego de la parcela, y en las que el limitador de caudal no actúa.

A pesar de la pequeña magnitud de los excesos de caudal en la mayoría de las tomas, se debe tener en cuenta que esos excesos se van acumulando en las líneas de la red, por lo que pueden influir negativamente en el comportamiento final de las presiones.

Por otro lado, en cuanto las tomas con déficit de dotación media medida respecto a la teóricamente asignada, en el 55% la dotación media medida es inferior a la teóricamente asignada, pero sólo en un 17% el déficit es superior a 0,5 l/s y únicamente en un 6% de las tomas el déficit es superior a 1 l/s. Esto pone de manifiesto que no toda la superficie de las parcelas de cultivo es superficie útil, sino que hay una parte de ellas que se destina a accesos, construcciones, etc, y por tanto consumen una dotación ligeramente inferior a la que consumiría toda la parcela.

En la figura 4.1.6.1.7. se representa la frecuencia relativa de los coeficientes de variación de las dotaciones medidas en todas las tomas de la red durante el mes de julio de 2000.

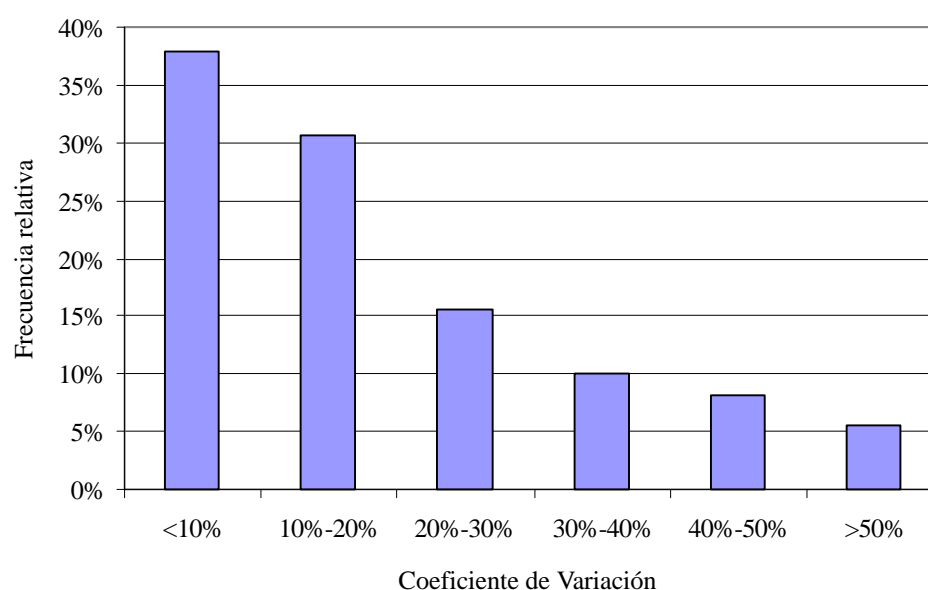


Figura 4.1.6.1.7.: Frecuencia relativa de los coeficientes de variación de las dotaciones en toma

En la figura anterior se observa que un 38% de las tomas tienen un coeficiente de variación inferior al 10%, y un 69% inferior al 20%. Estos valores indican que las dotaciones en toma son razonablemente constantes.

4.1.6.2. Validación de las lecturas de caudal

En la figura 4.1.6.2.1. se representa el caudal de la línea 1 medido como suma de contadores individuales frente al caudal medido en el contador general expresado en l/s, de 300 medidas de caudal realizadas a intervalos de 15 minutos durante cinco días consecutivos del mes de julio de 2000.

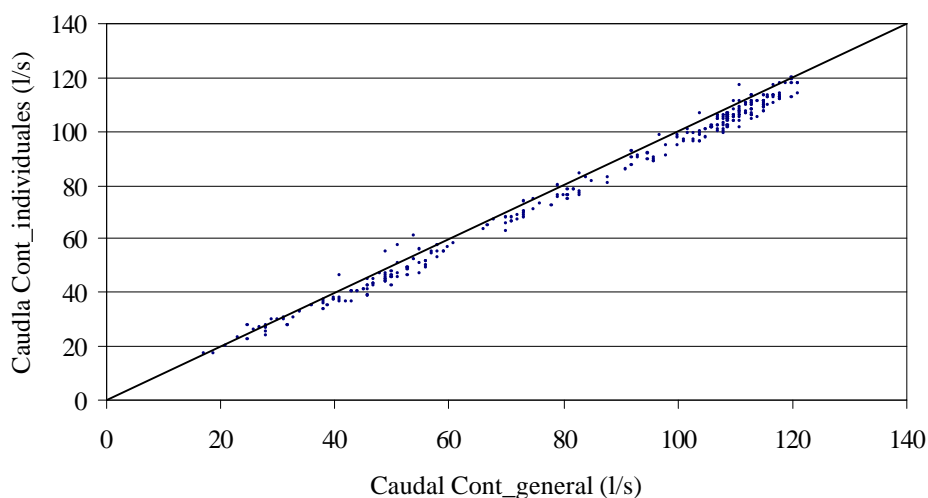


Figura 4.1.6.2.1.: Comparación entre caudales de la línea 1 obtenidos como suma de los contadores individuales de parcela frente a los caudales medidos en el contador general

Se observa que la mayoría de los puntos están por debajo de la recta de calibración, lo que indica que los valores medidos en el contador general son ligeramente superiores a los medidos como suma de contadores individuales. Estas diferencias pueden ser debidas a error de medida del contador general y/o de los contadores individuales, o bien a fugas o consumos no controladas en la red de distribución. No obstante, en caso de que fuesen errores de medida, los puntos estarían situados en la misma proporción a ambos lados de la recta de calibración, pero la clara tendencia a situarse por debajo indica que las diferencias se deben a fugas o consumos no controlados en la red de distribución.

Para cuantificar esas diferencias, en la figura 4.1.6.2.2. se representa el valor absoluto del error cometido en cada estimación ($|\text{Err}|$), frente al caudal del contador general, para cada una de las 300 lecturas realizadas. En ella se observa como a medida que el caudal del contador general aumenta, el error cometido va disminuyendo. Así mismo, en la gráfica se puede ver dos zonas con diferente dispersión de puntos: para caudales menores de 60 l/s hay una mayor dispersión y los errores alcanzados son mayores que para caudales mayores de 60 l/s, en donde tanto la dispersión como los errores cometidos son menores. Para caudales inferiores a 60 l/s, el 31% de las lecturas tienen un error superior al 10% mientras que para caudales superiores, sólo el 0,5% de las lecturas tienen un error superior al 10%. Este resultado es lógico ya que el contador general existente en la línea 1 tiene su caudal de transición hasta 60 l/s, de ahí que los errores sean mayores para caudales pequeños.

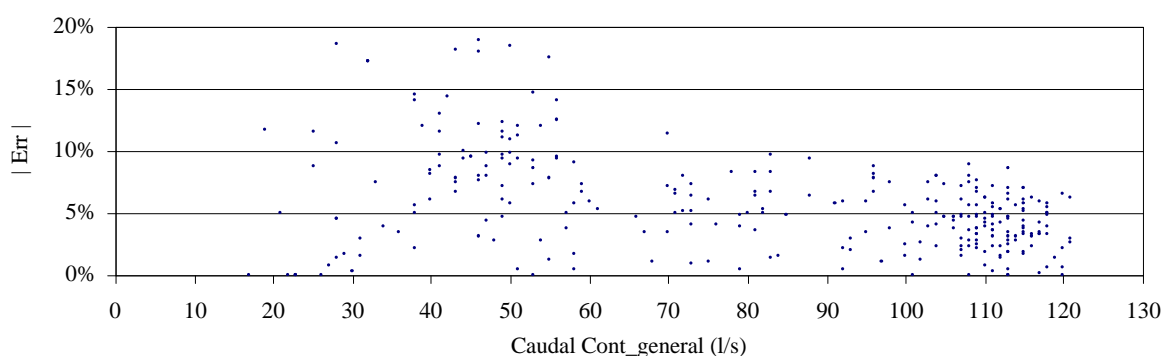


Figura 4.1.6.2.2.: Error absoluto cometido en la estimación del caudal de línea en función del caudal medido en el contador general.

En la tabla 4.1.6.2.1. pueden verse los estadísticos descriptivos del error absoluto ($|Err|$) para cinco segmentaciones de los datos en función del caudal, correspondientes a las 300 medidas realizadas.

Tabla 4.1.6.2.1.: Estadísticos descriptivos del Error absoluto de la estimación

Estadístico	$ Err $				
	Q > 0 l/s	Q < 60 l/s	Q > 60 l/s	Q > 90 l/s	Q > 120 l/s
NºDatos	300	101	199	150	3
Media	5,8%	8,4%	4,5%	4,3%	4,0%
Desviación	3,9%	4,9%	2,3%	2,2%	2,0%
Maximo	18,9%	18,9%	11,5%	9,8%	6,3%
Mínimo	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	2,7%
Percentil 50%	5,0%	8,7%	4,6%	4,2%	3,0%
Percentil 75%	7,7%	11,6%	6,1%	5,8%	4,7%
Percentil 90%	10,8%	14,6%	7,5%	7,3%	5,7%

A la vista de los estadísticos obtenidos, se observa que el error cometido para caudales inferiores a 60 l/s (8,4%) es casi el doble que el cometido para caudales mayores a 60 l/s (4,5%). Así mismo, conforme aumenta el caudal de lectura del contador general, el error va disminuyendo poco a poco, alcanzando valores del 4% para caudales superiores a 120 l/s. Esta disminución del error conforme aumenta el caudal a partir de 60 l/s puede tener un doble motivo: por un lado conforme aumenta el caudal el error es menor ya que más se aproxima al caudal nominal del contador (416 l/s) y, por otro, a mayor caudal transportado por la red hay menor presión dinámica en el interior de las tuberías y por tanto las posibles fugas serán también menores.

A la vista de estos resultados, se ha adoptado como mejor estimación del caudal circulante de las tuberías de una línea de la red, la suma de los caudales de las tomas abastecidas por dicha línea, incrementada un 4,5%.

4.1.6.3. Caudales medios circulantes en cabeza de la red

En la tabla 4.1.6.3.1. se muestran el caudal medio mensual (Q_{med}) transportado por la línea 1 de la red, la desviación típica del caudal medio (s), el caudal medio horario mensual máximo ($Q_{med\ max}$) y la hora del día a la que se produce ese caudal máximo, del periodo comprendido entre junio de 2000 y mayo de 2001. Se observa que el caudal medio mayor (84,80 l/s) corresponde al mes de agosto, coincidiendo con el mes de máximo consumo. Así mismo, se observa que la desviación típica de los caudales medios es menor en agosto que en julio, lo que indica que el caudal que circula por la cabecera de la red es más constante en agosto que en julio. Por el contrario, el caudal medio máximo se da en el mes de julio. Otra característica destacable es que el caudal máximo se produce por la tarde todos los meses del año excepto el mes de junio, a pesar que los turnos se alternan todos los meses y de que el turno par tiene un caudal total (Q_{tot}) ligeramente superior al turno impar, como se pone de manifiesto en la tabla 4.1.6.3.2.

Tabla 4.1.6.3.1: Caudales medios transportados en cabeza de la red

Meses	Q_{med} (l/s)	s	$Q_{med\ máx}$ (l/s)	hora $Q_{med\ max}$
Jun-00	72,4	33,7	115,8	11h 00'
Jul-00	83,9	33,1	123,0	18h 38'
Ago-00	84,8	32,7	122,7	18h 53'
Sep-00	56,8	23,8	91,4	18h 23'
Oct-00	28,5	18,0	57,5	17h 53'
Nov-00	15,8	12,3	40,4	17h 08'
Dic-00	18,3	13,4	47,8	17h 08'
Ene-01	15,2	12,5	43,4	17h 08'
Feb-01	18,9	14,0	50,2	17h 53'
Mar-01	29,3	19,9	68,3	17h 08'
Abr-01	40,0	21,8	74,0	17h 53'
May-01	42,9	24,1	82,0	17h 23'
TOTAL	42,2	21,6	123,0	

Para determinar la simultaneidad del riego, en la tabla 4.1.6.3.2. se muestra el coeficiente de simultaneidad máximo (CS_{max}) y medio (CS_{med}), junto con los valores de caudal total (Q_{tot}), de caudal máximo (Q_{max}) y con el máximo de los caudales medios horarios ($Q_{med\ max}$), para ambos turnos y todos los meses del periodo junio de 2000 a mayo de 2001.

Tabla 4.1.6.3.2. Coeficientes de simultaneidad en cabeza de la red

Mes	Turno	Configu - ración	Q_{tot} (l/s)	Q_{max} (l/s)	$Q_{med\ max}$ (l/s)	CS_{max}	CS_{med}
Junio	Mañana	Impar	200,1	136,9	115,8	68,4%	57,9%
	Tarde	Par	208,2	123,7	103,7	59,4%	49,8%
Julio	Mañana	Par	208,2	127,3	112,1	61,1%	53,9%
	Tarde	Impar	200,1	148,6	123,0	74,2%	61,5%
Agosto	Mañana	Impar	200,1	126,8	110,7	63,3%	55,3%
	Tarde	Par	208,2	140,4	122,7	67,4%	58,9%
Septiembre	Mañana	Par	208,2	136,5	83,3	65,5%	40,0%
	Tarde	Impar	200,1	129,9	91,4	64,9%	45,7%
Octubre	Mañana	Impar	200,1	109,2	53,0	54,6%	26,5%
	Tarde	Par	208,2	120,9	57,5	58,1%	27,6%
Noviembre	Mañana	Par	208,2	69,3	30,1	33,3%	14,5%
	Tarde	Impar	200,1	81,3	40,4	40,6%	20,2%
Diciembre	Mañana	Impar	200,1	61,4	30,5	30,7%	15,2%
	Tarde	Par	208,2	69,0	47,8	33,1%	22,9%
Enero	Mañana	Par	208,2	42,5	25,4	20,4%	12,2%
	Tarde	Impar	200,1	88,1	43,4	44,0%	21,7%
Febrero	Mañana	Impar	200,1	70,1	28,9	35,0%	14,4%
	Tarde	Par	208,2	72,5	50,2	34,8%	24,1%
Marzo	Mañana	Par	208,2	77,4	49,8	37,2%	23,9%
	Tarde	Impar	200,1	111,1	68,3	55,5%	34,1%
Abril	Mañana	Impar	200,1	92,9	63,9	46,4%	32,0%
	Tarde	Par	208,2	95,8	74,0	46,0%	35,6%
Mayo	Mañana	Par	208,2	103,9	65,9	49,9%	31,6%
	Tarde	Impar	200,1	120,5	82,0	60,2%	41,0%

Los valores de los coeficientes de simultaneidad máximos (CS_{max}) oscilan entre el 74,2% del mes de julio por la tarde, y el 20,4% del mes de enero por la mañana. En cuanto a los valores de los coeficientes de simultaneidad medios (CS_{med}) oscilan entre el 61,5% del mes de julio por la tarde, y el 12,2% del mes de enero por la mañana.

Comparando los caudales totales de cada mes (Q_{tot}) para los dos turnos, con los caudales máximos (Q_{max}) y medios máximos ($Q_{med\ max}$), se observa que el valor de Q_{max} y $Q_{med\ max}$ depende del turno y no del valor de Q_{tot} . Así por ejemplo, en el mes de julio, el Q_{tot} del turno de mañana es mayor que el Q_{tot} del turno de tarde, mientras que tanto Q_{max} como $Q_{med\ max}$ del turno de tarde son mayores que los del turno de mañana. Este hecho se repite todos los meses excepto en el mes de junio, lo que pone de manifiesto que por la tarde se concentra más el consumo de agua que por las mañanas.

En la figura 4.1.6.3.1. se representan los valores del CS_{med} de ambos turnos para todos los meses del año. Se observa que para el turno de tarde, el coeficiente de simultaneidad medio es mayor todos los meses del año, excepto en el mes de junio. Esto indica la clara tendencia de los regantes a concentrar sus riegos por las tardes.

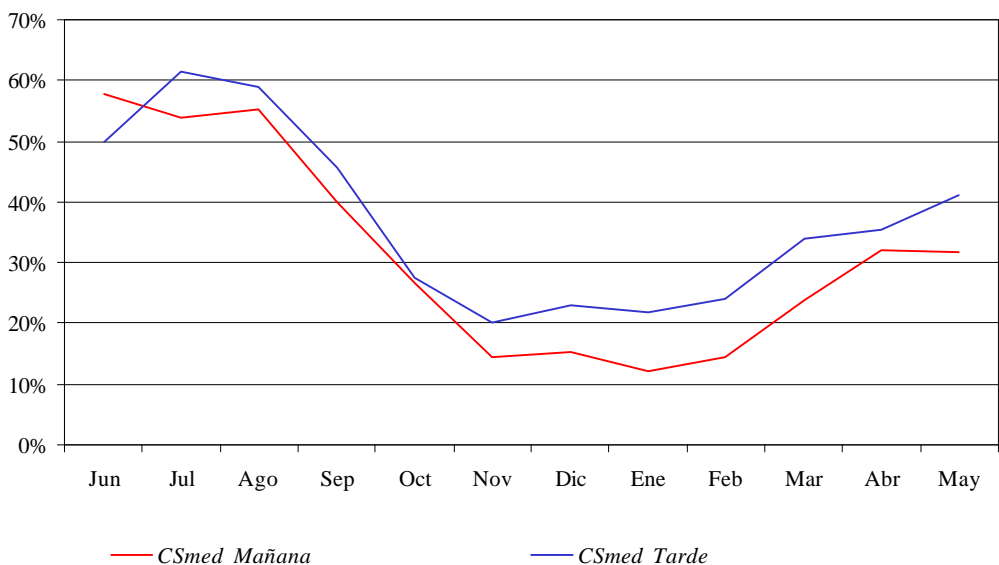


Figura 4.1.6.3.1. Coeficientes de simultaneidad medios en turnos de mañana y tarde

En la figura 4.1.6.3.2. se representan la media de los caudales horarios de cada mes frente a la hora del día, para todos los meses del periodo de estudio.

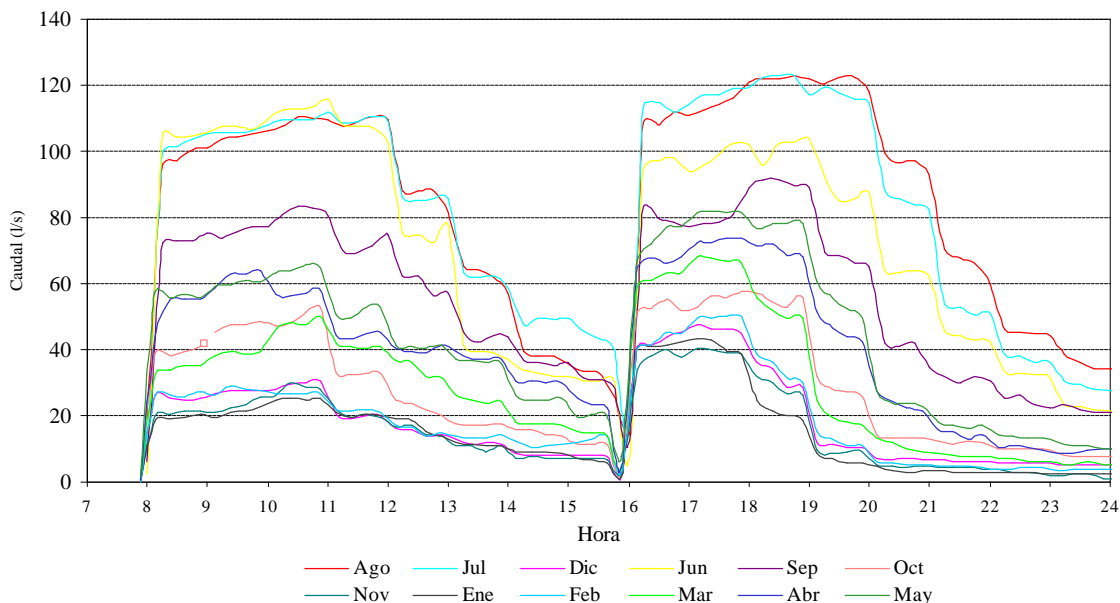


Figura 4.1.6.3.2. Caudales medios horarios mensuales del periodo junio de 2000 a mayo de 2001

En la figura anterior se observa que los caudales máximos que circulan por la línea 1 se producen los meses de julio y agosto por la tarde. El caudal medio máximo es de 123 l/s y corresponde al mes de julio a las 18 horas y 50 minutos. No obstante, en el mes de agosto la curva está por encima de la del mes de julio desde las 19 horas en adelante, lo que coincide con el mayor consumo durante dicho mes. También se aprecia que el caudal máximo se alcanza siempre al inicio del riego por la mañana y por la tarde,

manteniéndose más o menos constante durante 4 a 4,30 horas en los meses de junio, julio y agosto, y durante unas 2,5 a 3 horas en los meses de noviembre, diciembre, enero y febrero. Esto pone de manifiesto que casi todos los regantes comienzan a regar al inicio de turno dando unos tiempos medios de riego de unas cuatro horas y media en verano y de dos horas y tres cuartos en invierno. También se observa que, al finalizar el turno de tarde a las 24 horas, sigue habiendo un pequeño número de regantes que no han cerrado sus tomas, prolongando sus riegos más allá de la duración del turno.

Otra de las conclusiones que se obtienen de la figura anterior es que la amplitud de las mesetas de las curvas en el turno de mañana es ligeramente mayor que en el turno de tarde, sobre todo en los meses de noviembre a marzo. Además en esos meses, hay grandes diferencias entre los valores máximos de los caudales medios del turno de mañana y de tarde, como sucede en enero, mes en el que el máximo caudal medio es de 25,4 l/s por la mañana, mientras que por la tarde es de 43,4 l/s. Esta diferencia supone que el caudal transportado por la tarde es un 70,8% superior al transportado por la mañana.

El motivo de esta diferencia de caudales transportados entre ambos turnos, se debe a que en dichos meses oscurece entre las 6,30 y las 7,00 de la tarde, y dado que la mayoría de los regantes prefieren regar con luz del día, inician sus riegos nada mas comenzar el turno, a partir de las 4 de la tarde. Por el contrario, en el turno de mañana de esos meses se observa una menor simultaneidad de riego al inicio del turno, y la apertura de tomas se va produciendo progresivamente a lo largo de toda la duración del turno.

Otro hecho que corrobora esta hipótesis, se desprende del análisis de los volúmenes de agua aportados en ambos turnos. El área encerrada debajo de cada curva representa al volumen medio de agua aportado. Comparando el área de la curva del turno de mañana del mes de enero, con el área del turno de tarde, obtenemos un total de 456,51 m³ de agua aportada por la mañana y 448,14 m³ por la tarde. Dividiendo por la superficie total asignada a cada turno, por la mañana se han aportado un total 4,54 m³/ha y por la tarde 4,72 m³/ha. Esta diferencia supone que, en el mes de enero, por la tarde se ha aportado un 4,02% más de volumen total de agua por hectárea asignada que por la mañana.

En la tabla 4.1.6.3.3. se hace el mismo tipo de análisis para el resto de meses, y se compara con el tanto por ciento de exceso de caudal por las tardes con respecto a las mañanas. En ella se observa como en los meses de noviembre a marzo, los porcentajes de exceso de caudal por las tardes respecto a las mañanas, van desde 34,1% en noviembre al 73,7% en el mes de febrero. Esto quiere decir que en noviembre, el máximo del caudal medio que circula en cabeza de la red por la tarde es un 34,1% mayor que por la mañana,

y en febrero un 73,7%. Sin embargo, para esos meses, el porcentaje de exceso de volumen aplicado por hectárea asignada al turno de tarde, es poco significativa y oscila entre un 6,3% en noviembre y un 1,9% en marzo. Esos valores indican que hay una ligera tendencia a que los regantes rieguen más por las tardes que por las mañanas. Esta conducta se podría explicar teniendo en cuenta que, dado el pequeño tamaño medio de las explotaciones, la dedicación a la agricultura es a tiempo parcial, siendo la ocupación principal de los regantes en horario de mañana. Por tanto la disponibilidad de tiempo para dedicarse a la agricultura es mayor por las tardes que por las mañanas. No obstante, esto no se cumple todos los meses, ya que en los meses de octubre y abril, sucede al contrario. Se produce un mayor caudal por las tardes mientras que el volumen total aplicado es mayor por las mañanas.

Tabla 4.1.6.3.3. Porcentajes de exceso de caudal transportado y volumen aplicado por hectárea, en el turno de tarde

Mes	Turno	Volumen por hectárea asignada (m ³ /ha)	%exceso volumen tardes	% exceso caudal tardes
Junio	Mañana	22,9	-13,4%	-10,4%
	Tarde	19,8		
Julio	Mañana	23,6	10,0%	9,7%
	Tarde	26,0		
Agosto	Mañana	24,2	7,4%	10,8%
	Tarde	26,0		
Septiembre	Mañana	16,7	0,8%	9,7%
	Tarde	16,9		
Octubre	Mañana	8,8	-2,3%	8,3%
	Tarde	8,6		
Noviembre	Mañana	4,7	6,3%	34,1%
	Tarde	5,0		
Diciembre	Mañana	5,4	6,0%	56,6%
	Tarde	5,7		
Enero	Mañana	4,5	4,0%	70,9%
	Tarde	4,7		
Febrero	Mañana	5,7	2,3%	73,7%
	Tarde	5,8		
Marzo	Mañana	8,9	1,9%	37,1%
	Tarde	9,0		
Abril	Mañana	12,9	-9,9%	15,8%
	Tarde	11,6		
Mayo	Mañana	12,5	10,6%	24,5%
	Tarde	13,8		

Por todo lo anteriormente expuesto, se puede concluir que el motivo por el cual el caudal transportado en el turno de tarde es mayor que en el turno de mañana, se debe

principalmente a que por las tardes se concentra más la apertura de tomas de riego, como consecuencia de una menor disponibilidad de horas de luz. Las diferencias son mayores en los meses de invierno que en los de verano, coincidiendo con la menor duración del día en invierno.

En la figura 4.1.6.3.3. se representa, para el mes de máximo caudal circulante (julio) y el mes de máximo consumo total (agosto), el caudal máximo horario junto con el caudal medio.

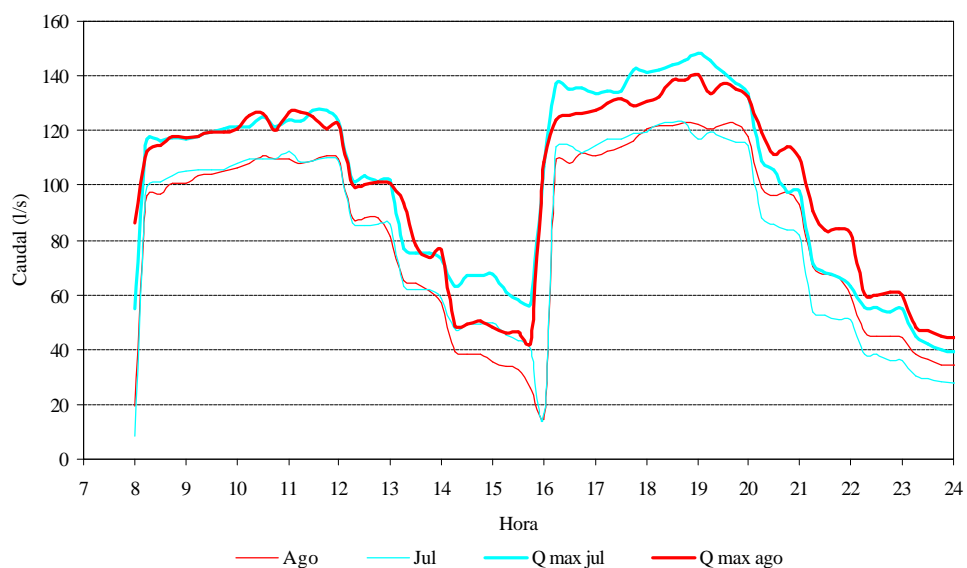


Figura 4.1.6.3.3. Caudales medios y máximos horarios de los meses de julio y agosto de 2000

Se aprecia como las diferencias de caudal máximo entre julio y agosto son mayores en el turno de tarde que en el de mañana. El caudal máximo alcanzado fue de 148,6 l/s en julio y de 140,4 l/s en agosto.

4.1.6.4. Caudales circulantes por las líneas de la red

En la tabla 4.1.6.4.1 y 4.1.6.4.2. se analizan los caudales máximos en 31 líneas de la red para los meses de julio y agosto. En ella se muestra, para cada turno, el caudal máximo (Q_{max_i}), el caudal total (Q_{tot_i}), el número total de tomas abastecidas (N_i) y el coeficiente de simultaneidad máximo (CS_{max_i}), de la línea i .

Tabla 4.1.6.4.1. Caudales circulantes máximos, n° de tomas y coeficientes de simultaneidad máximos de, 31 líneas de la red, en el mes de julio

Línea	Q_{tot} mañanas	Q_{tot} tardes	Q_{max} mañanas	Q_{max} tardes	N mañanas	N tardes	CS_{max} mañanas	CS_{max} tardes
1	208,2	200,1	127,3	148,6	153	128	61,1%	74,2%
2	191,8	200,1	127,3	148,6	138	128	66,4%	74,2%
3	14,1	20,0	14,1	18,0	12	17	99,9%	90,1%
4	2,1	20,0	2,1	18,0	2	17	100,0%	90,1%
5	177,7	161,8	124,7	127,9	126	104	70,2%	79,1%
6	164,7	161,8	115,6	127,8	118	104	70,2%	79,0%
7	164,7	143,2	115,6	117,0	118	86	70,2%	81,7%
8	15,1	11,7	13,8	10,8	9	10	91,5%	91,9%
9	4,8	11,7	4,8	10,8	1	10	99,9%	91,9%
10	4,3	15,8	4,3	15,8	6	7	100,0%	100,0%
11	4,3	0,0	4,3	0,0	6	0	100,0%	
12	111,9	74,6	83,6	62,1	76	57	74,7%	83,2%
13	15,2	9,8	11,5	9,8	11	5	75,8%	100,0%
14	14,2	9,8	11,0	9,8	9	5	77,2%	100,0%
15	14,2	0,0	11,0	0,0	9	0	77,2%	
16	5,2	31,3	5,2	28,6	5	7	100,0%	91,6%
17	2,9	10,4	2,9	9,6	2	6	100,0%	92,9%
18	0,0	10,4	0,0	9,6	0	6		92,9%
19	103,2	70,7	83,6	58,9	73	52	81,0%	83,3%
20	95,6	70,7	79,1	58,9	62	52	82,8%	83,3%
21	2,1	0,0	2,1	0,0	6	0	100,0%	
22	93,5	62,4	77,3	55,0	56	41	82,7%	88,1%
23	12,9	13,5	12,6	13,5	8	14	98,2%	100,0%
24	12,9	0,9	12,4	0,9	8	3	96,6%	100,0%
25	9,2	9,6	9,2	9,6	2	6	100,0%	100,0%
26	54,6	39,2	50,6	32,9	33	21	92,7%	83,9%
27	17,2	13,1	16,8	13,1	7	7	97,6%	100,0%
28	7,4	0,0	7,3	0,0	5	0	98,6%	
29	0,0	17,3	0,0	16,8	0	11		97,3%
30	20,6	6,5	20,6	6,5	8	2	100,0%	100,0%
31	0,0	6,5	0,0	6,5	0	2		100,0%

En las tablas 4.1.6.4.1. y 4.1.6.4.2. se puede observar que los coeficientes de simultaneidad máximos dependen del número de tomas abastecidas. El mínimo valor del CS_{max} es 61,1%, y corresponde a la línea 1 en el mes de julio por la mañana. Esta línea y turno, es la que abastece a un mayor número de tomas (153). Por otro lado, el 56% de líneas que abastecen a un número de tomas inferior a 14, tienen un CS_{max} del 100%, mientras que el 44% restantes, tienen un CS_{max} inferior al 100%, alcanzando un valor mínimo de 75,5% en la línea 3, el mes de agosto por las tardes, que abastece a 12 tomas.

Tabla 4.1.6.4.2. Caudales circulantes máximos, n° de tomas y coeficientes de simultaneidad máximos de, 31 líneas de la red, en el mes de agosto

Línea	Q_{tot} mañanas	Q_{tot} tardes	Q_{max} mañanas	Q_{max} tardes	N mañanas	N tardes	CS_{max} mañanas	CS_{max} tardes
1	200,1	208,2	126,8	140,4	128	153	63,3%	67,4%
2	200,1	191,8	126,8	140,4	128	138	63,3%	73,2%
3	20,0	14,1	16,4	10,7	17	12	82,2%	75,5%
4	20,0	2,1	16,4	2,1	17	2	82,2%	100,0%
5	161,8	177,7	111,5	138,5	104	126	68,9%	77,9%
6	161,8	164,7	111,5	129,2	104	118	68,9%	78,4%
7	143,2	164,7	107,9	129,2	86	118	75,4%	78,4%
8	11,7	15,1	11,7	12,9	10	9	100,0%	85,3%
9	11,7	4,8	11,1	4,8	10	1	94,6%	100,0%
10	15,8	4,3	15,8	4,3	7	6	100,0%	100,0%
11	0,0	4,3	0,0	4,3	0	6		100,0%
12	74,6	111,9	63,2	93,3	57	76	84,7%	83,4%
13	9,8	15,2	9,8	15,2	5	11	100,0%	100,0%
14	9,8	14,2	9,8	14,2	5	9	100,0%	100,0%
15	0,0	14,2	0,0	14,2	0	9		100,0%
16	31,3	5,2	26,4	5,2	7	5	84,6%	100,0%
17	10,4	2,9	8,5	2,9	6	2	81,8%	100,0%
18	10,4	0,0	8,5	0,0	6	0	81,8%	
19	70,7	103,2	62,1	93,3	52	73	87,8%	90,4%
20	70,7	95,6	62,1	88,0	52	62	87,8%	92,1%
21	0,0	2,1	0,0	2,1	0	6		100,0%
22	62,4	93,5	58,4	85,5	41	56	93,6%	91,4%
23	13,5	12,9	12,5	12,9	14	8	93,0%	100,0%
24	0,9	12,9	0,9	12,9	3	8	100,0%	100,0%
25	9,6	9,2	9,6	9,2	6	2	100,0%	100,0%
26	39,2	54,6	38,7	50,8	21	33	98,6%	93,0%
27	13,1	17,2	13,1	16,2	7	7	100,0%	93,9%
28	0,0	7,4	0,0	7,4	0	5		100,0%
29	17,3	0,0	17,3	0,0	11	0	100,0%	
30	6,5	20,6	6,5	20,6	2	8	100,0%	100,0%
31	6,5	0,0	6,5	0,0	2	0	100,0%	

En la figura 4.1.6.4.1. se representa, para las 31 líneas, el coeficiente de simultaneidad máximo ($CS_{max,i}$) en función del número de tomas abastecidas por la línea i (N_i), para los meses de julio y agosto, así como su curva de ajuste.

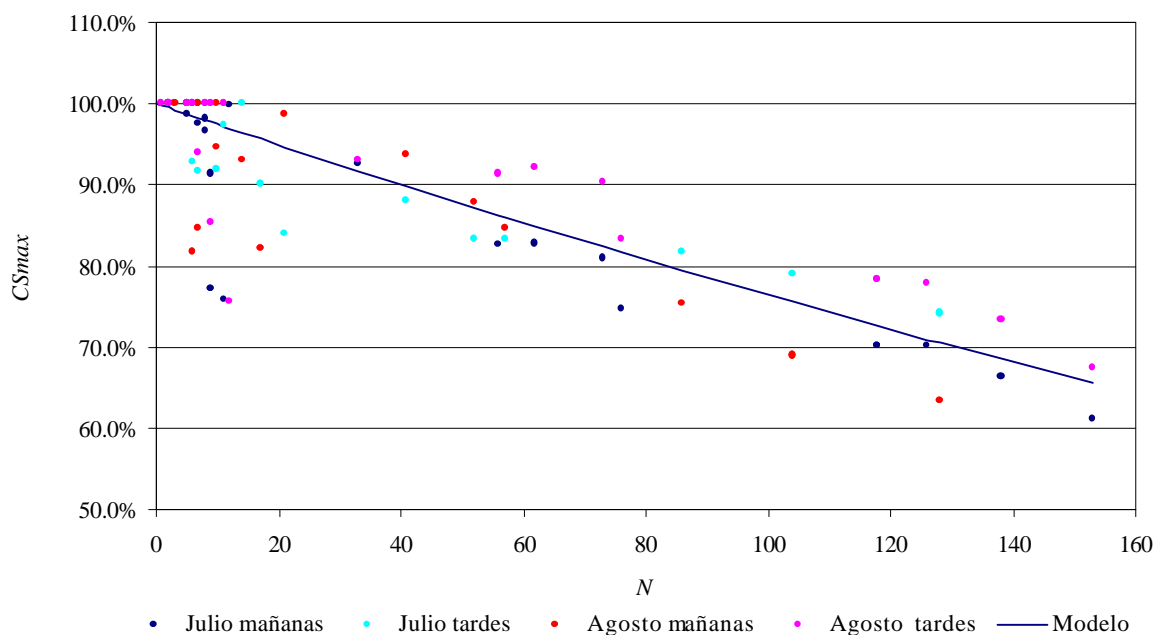


Figura 4.1.6.4.1. Coeficientes de simultaneidad máximos alcanzados en los meses de julio y agosto en 31 líneas de la red

La curva de ajuste tiene una tendencia casi lineal a disminuir con el aumento del número de tomas abastecido. La ecuación de ajuste corresponde a un modelo polinómico de 2º grado, con un valor de R^2 del 93,2%. La ecuación de ajuste es la siguiente:

$$CS\ max_i = 1 - 2,586 \cdot 10^{-3} N_i + 2,201 \cdot 10^{-6} N_i^2$$

De las tablas 4.1.6.4.1. y 4.1.6.4.2. llama la atención el elevado valor del CS_{max} para todas las líneas, pero se debe tener en cuenta que estos valores no se producen de forma simultánea, ya que el Q_{max_i} representa el caudal máximo que, en un determinado instante del mes considerado, ha circulado por la línea i , y ese instante no tiene porque coincidir con el instante en el que la línea $i + 1$ ha conducido su caudal máximo del mes. En la tabla 4.1.6.4.3 se analizan los caudales y coeficientes de simultaneidad para el instante de máximo caudal en cabecera en el mes de julio, ya que es el de máximo caudal circulante en cabecera de todo el periodo de estudio. Se muestra, para cada línea y turno, el caudal circulante (Q_i) para el instante de máximo caudal en cabecera, el caudal total (Q_{tot_i}), el número total de tomas abastecidas (N_i) y el coeficiente de simultaneidad (CS_i). En este caso, los coeficientes de simultaneidad de todas las líneas, si se han producido en el mismo instante.

Tabla 4.1.6.4.3. Caudales circulantes, n° de tomas y coeficientes de simultaneidad de 31 líneas de la red, para el instante de máximo caudal en cabecera del mes de julio

Línea	Q_{tot} mañanas	Q_{tot} tardes	Q mañanas	Q tardes	N mañanas	N tardes	CS mañanas	CS tardes
1	208,2	200,1	127,3	148,6	153	128	61,1%	74,2%
2	191,8	200,1	122,9	148,6	138	128	64,1%	74,2%
3	14,1	20,0	7,0	12,2	12	17	49,6%	61,3%
4	2,1	20,0	0,6	12,2	2	17	30,0%	61,3%
5	177,7	161,8	115,9	122,2	126	104	65,2%	75,5%
6	164,7	161,8	108,1	122,2	118	104	65,6%	75,5%
7	164,7	143,2	108,1	110,9	118	86	65,6%	77,4%
8	15,1	11,7	10,9	9,0	9	10	72,1%	76,7%
9	4,8	11,7	2,1	8,2	1	10	43,3%	69,6%
10	4,3	15,8	3,8	13,2	6	7	87,8%	83,3%
11	4,3	0,0	3,8	0,0	6	0	87,8%	-
12	111,9	74,6	81,0	57,1	76	57	72,4%	76,5%
13	15,2	9,8	5,6	7,8	11	5	37,2%	79,8%
14	14,2	9,8	5,6	7,8	9	5	39,7%	79,8%
15	14,2	0,0	5,6	0,0	9	0	39,7%	-
16	5,2	31,3	4,1	23,8	5	7	78,0%	76,2%
17	2,9	10,4	2,8	6,3	2	6	96,4%	60,6%
18	0,0	10,4	0,0	6,3	0	6	-	60,6%
19	103,2	70,7	80,9	54,0	73	52	78,4%	76,4%
20	95,6	70,7	76,4	52,4	62	52	79,9%	74,0%
21	2,1	0,0	0,0	0,0	6	0	0,0%	-
22	93,5	62,4	76,4	46,1	56	41	81,7%	73,9%
23	12,9	13,5	10,8	7,2	8	14	83,6%	53,5%
24	12,9	0,9	10,8	0,3	8	3	83,6%	33,3%
25	9,2	9,6	8,5	6,3	2	6	92,0%	65,1%
26	54,6	39,2	50,6	31,8	33	21	92,7%	80,9%
27	17,2	13,1	14,5	11,6	7	7	84,2%	88,7%
28	7,4	0,0	5,2	0,0	5	0	70,4%	-
29	0,0	17,3	5,6	13,8	0	11	-	79,8%
30	20,6	6,5	15,8	5,2	8	2	76,6%	80,6%
31	0,0	6,5	4,0	5,2	0	2	-	80,6%

Al igual que con los valores de los caudales máximos de línea, se observa que en general, a mayor número de tomas abastecidas, menor coeficiente de simultaneidad. En general se observan coeficientes de simultaneidad bastante más bajos que los máximos. Además, no hay ninguna línea con un coeficiente de simultaneidad del 100%. Incluso, hay bastantes líneas con bajo número de tomas abastecidas y con coeficientes de simultaneidad muy bajos, como sucede en la línea 4 en el turno de mañana, o en la 24 por la tarde, que abastecen a 2 y 3 tomas respectivamente, teniendo un *CS* del 30% y del 33,3%.

En la figura 4.1.6.4.2. se representa, para las 31 líneas, el coeficiente de simultaneidad (CS_i) en función del número de tomas abastecidas por la línea i (N_i), para el instante de máximo caudal en cabecera.

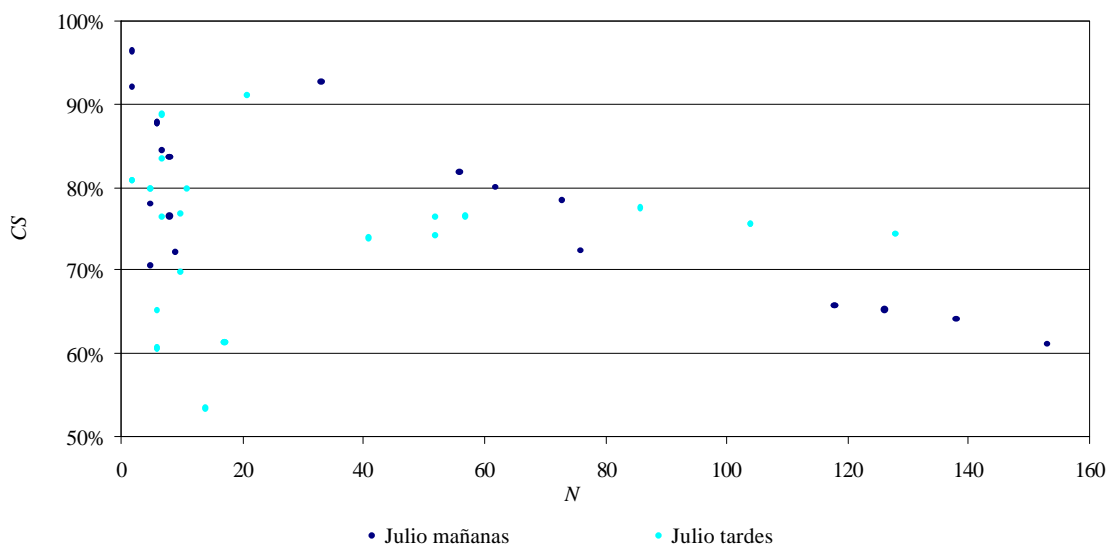


Figura 4.1.6.4.2. Coeficientes de simultaneidad para el instante de máximo caudal en cabecera en el mes de julio en 31 líneas de la red

En la figura se observa que, para N mayor de 20, la tendencia a disminuir del CS conforme incrementa N es la misma que la encontrada en el CS_{max} , aunque en general los valores de CS son ligeramente menores que los de CS_{max} . Sin embargo, para valores de N inferiores a 20 se observa una gran dispersión de sus correspondientes valores de CS , siendo estos mucho más bajos que los alcanzados por CS_{max} . Analizando conjuntamente los valores de CS_{max} y CS se deduce que, para un número de tomas abastecidas inferior a 20, la probabilidad de que todas las tomas abastecidas por una línea hayan estado abiertas de forma simultánea alguna vez es elevada, pero por el contrario la probabilidad de que, en un mismo instante, todas las tomas abastecidas por las líneas estén abiertas al mismo tiempo en todas las líneas, es mucho menor.

4.2. CALIBRACIÓN DE LA RED

4.2.1. Medida de datos de la red

El trazado de la red puede verse en la figura 1.2.5.3. Se observa que está formada por un total de 31 hidrantes de tipo multiusuario. Las tuberías son de fibrocemento para diámetros iguales o mayores de 200 mm. Para diámetros inferiores son de PVC. Las tuberías de conexión de los hidrantes a la red principal son de acero soldado de 4 pulgadas. La topología ejecutada de la red puede verse en la tabla 1.2.5.5.

Los datos medidos correspondientes a la presión y caudal en los nudos se muestran en la tabla 4.2.1.1. El caudal total en hora punta medido fue de 118,1 l/s mientras que en hora valle fue de 76,3 l/s. Estos caudales corresponden a la suma de los caudales medidos en los contadores individuales abastecidos por la línea 1, incrementada en un 4,5%. La pérdida de carga en los filtros fue de 4,1 y 2 m.c.a en hora punta y valle respectivamente, y el nivel de agua en el embalse fue de 3,3 y 3,2 m sobre la solera respectivamente.

Tabla 4.2.1.1. Datos de caudal y presión medidos en los nudos

Hidrante	Hora punta		Hora valle		Hidrante	Hora punta		Hora valle	
	Presión (m.c.a.)	Caudal (l/s)	Presión (m.c.a.)	Caudal (l/s)		Presión (m.c.a.)	Caudal (l/s)	Presión (m.c.a.)	Caudal (l/s)
H1	-	7,5	-	6,3	H17	33,8	3,7	39,8	2
H2	25,1	0	28,1	0	H18	46	0	49,5	0
H3	21,1	4,5	25,1	1,4	H19	29,3	4,4	32,8	0,5
H4	-	0,5	-	0,5	H20	-	0	-	0
H5	26,5	6,3	30,1	5,4	H21	-	1,3	-	1,2
H6	28,5	0	32,1	0	H22	27,1	5,3	30,9	3,5
H7	30,2	10,1	33,3	2,5	H23	28,3	0	32,2	0
H8	28,3	4,4	31,8	7,2	H24	31,3	6,8	35,1	6,9
H9	27,3	3,2	31,5	0	H25	-	7,4	28,3	7,5
H10	31,2	0	35,2	0	H26	24,5	12,7	29,5	4,3
H11	32,8	4,2	37,1	2,4	H27	22,5	8,8	28,1	2,9
H12	31,8	0,3	35,1	1	H28	23,5	2,4	28,1	3,9
H13	32,2	0	36,2	0	H29	27,6	0,1	32,5	0,2
H14	35,8	0	40,2	0	H30	-	9,8	-	6,6
H15	38,2	7,6	-	5	H31	-	0,6	50,4	0,6
H16	33,5	1,2	38,2	1,2	TOTAL*		118,1		76,3

(*)El Total del caudal corresponde a la suma de los caudales mayorados un 4,5%.

Se identificaron un total de 5 válvulas manuales a lo largo de la red, utilizadas para aislar tramos de red en caso de roturas. Las válvulas son de mariposa con diámetros nominales iguales a los de las tuberías en las que están instaladas, considerándose despreciable su pérdida de carga. Se comprobó que todas ellas estaban totalmente abiertas.

Todos los datos referentes a superficie y cultivo de cada una de las parcelas que alimenta la red, así como el hidrante del cual se abastecen, puede verse en el anejo n°2.

La dotación teórica asignada a las parcelas de cultivo en cada toma, es de 0,68 l/hm². En el anejo n°2 puede verse la dotación teórica de cada parcela así como las dotaciones máxima y media medidas en cada parcela.

4.2.2. Parámetros de ajuste

Se han realizado un total de 11 simulaciones, siendo los parámetros de ajuste correspondientes a las 5 más representativas, los mostrados en la tabla 4.2.2.1. En dicha tabla, el factor de diámetro es un factor reductor del diámetro interior. En la simulación 1 todos los parámetros coinciden con los de proyecto, mientras que la simulación 5 los parámetros corresponden al modelo calibrado.

Tabla 4.2.2.1. Parámetros de las simulaciones

Simulación	Tubería	Factor diámetro	Rugosidad (mm)	Coefficiente perdida singular
1	Fibroc.	1	0,025	0
	PVC	1	0,007	0
	Acero	1	0,125	0
2	Fibroc.	1	0,025	1 - 3
	PVC	1	0,007	1 - 3
	Acero	1	0,125	6
3	Fibroc.	1	2	1 - 3
	PVC	1	0,1	1 - 3
	Acero	1	3	6
4	Fibroc.	0,985	4	1 - 3
	PVC	1	1	1 - 3
	Acero	0,95	5	6
5	Fibroc.	0,97	4	2 - 4
	PVC	1	0,4-1	2 - 4
	Acero	0,95	5	8

En la simulación n° 5 se observan valores de rugosidad muy elevados, con respecto a los valores de diseño.

4.2.3. Resultados obtenidos en las simulaciones

Las diferencias entre presiones medidas y simuladas en cada hidrante, se presentan en la figura 4.2.3.1. para horas punta y en la figura 4.2.3.2 para horas valle. En la mayoría de los hidrantes y casi en todas las simulaciones, se observan diferencias

negativas entre presión real y presión simulada, lo que indica que la presión simulada es superior a la presión real. Únicamente en los hidrantes 7, 14 y 15, la presión simulada es ligeramente inferior a la real en algunas de las simulaciones y en ambos periodos (punta y valle). En los hidrantes nº 16, 24, 27 y 28, se observa un cambio de tendencia entre los resultados en el periodo punta y en el periodo valle, lo que puede ser debido a posibles pequeños errores de medición de las presiones y/o las cotas de los nudos y lámina de agua en el embalse de cabecera. Comparando ambas figuras, se observan mayores discrepancias en las horas punta que en las horas valle. Se observa, que para la simulación 1 las diferencias alcanzan valores de hasta - 3,8 m.c.a. en el periodo punta, y - 2,7 m.c.a. en el periodo valle, mientras que en la simulación 5, estas diferencias son inferiores a - 1,8 m.c.a. para las horas punta, y a - 0,7 m.c.a. para las horas valle. Se aprecia que la influencia de los parámetros de ajuste es mayor cuanto más alejados están los hidrantes del origen de la red, tendiendo a estabilizarse dichas diferencias para la simulación 5, lo que indica que las diferencias observadas pueden ser debidas, en mayor medida, a errores de medición que de calibración.

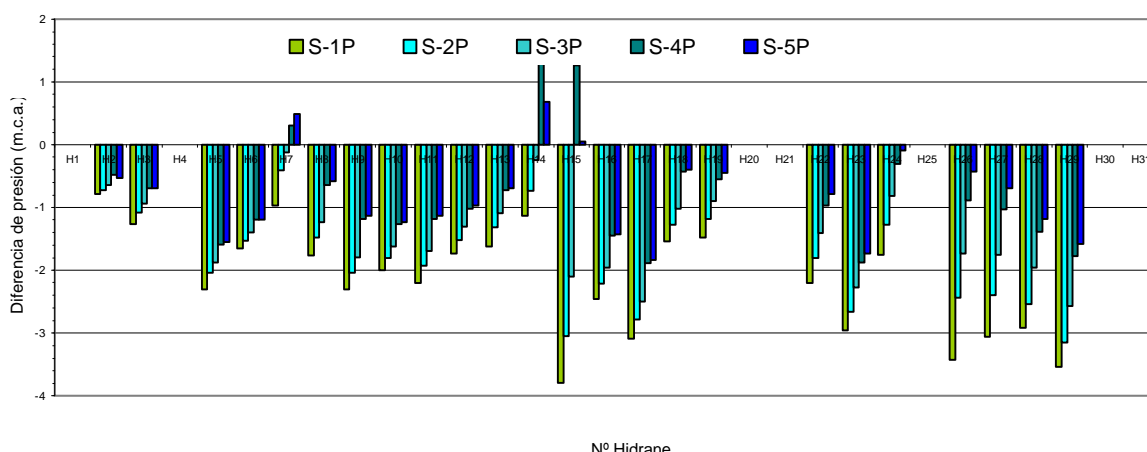


Figura 4.2.3.1. Diferencia entre valores medidos y simulados en horas punta

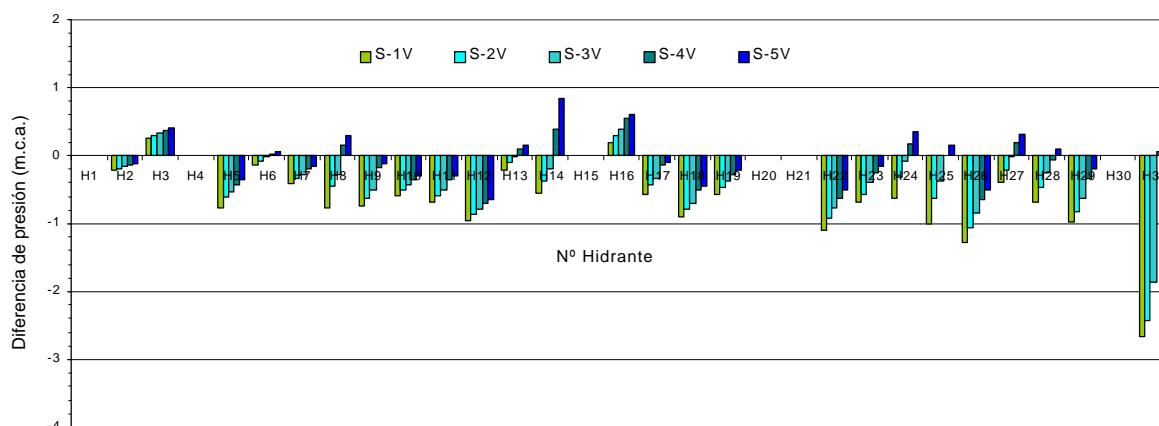


Figura 4.2.3.2. Diferencia entre valores medidos y simulados en horas valle

En la tabla 4.2.3.1 se muestran los estadísticos descriptivos del valor absoluto de la diferencia entre la presión medida y la simulada $|Dif|$ y el error absoluto para cada simulación $|Err|$, tanto en horas punta como valle de consumo.

Tabla 4.2.3.1. Estadísticos descriptivos de $|Dif|$ y de $|Err|$ para cada simulación

	S-1P	S-1V	S-2P	S-2V	S-3P	S-3V	S-4P	S-4V	S-5P	S-5V
Media $ Dif $ (mca)	2,16	0,72	1,81	0,58	1,46	0,44	1,06	0,29	0,90	0,32
Desv. Típica $ Dif $	0,84	0,51	0,75	0,46	0,65	0,38	0,47	0,20	0,50	0,20
Max $ Dif $ (mca)	3,79	2,67	3,15	2,44	2,57	1,87	1,88	0,71	1,83	0,84
Min $ Dif $ (mca)	0,79	0,13	0,41	0,07	0,13	0,01	0,30	0,00	0,05	0,06
Media $ Err $	7,54%	2,08%	6,30%	1,66%	5,09%	1,26%	3,67%	0,86%	3,15%	0,86%
Desv. Típica $ Err $	3,36%	1,20%	2,90%	1,05%	2,44%	0,89%	1,73%	0,62%	1,79%	0,51%
Max $ Err $	13,93%	5,30%	11,65%	4,84%	9,50%	3,71%	6,84%	2,20%	6,36%	1,85%
Min $ Err $	3,12%	0,40%	1,36%	0,22%	0,43%	0,03%	0,93%	0,00%	0,13%	0,19%
Percent 50% $ Err $	6,56%	1,82%	5,84%	1,45%	5,19%	1,24%	3,57%	0,81%	3,07%	0,81%
Percent 85% $ Err $	11,80%	3,24%	9,84%	2,51%	7,68%	2,04%	5,88%	1,47%	5,35%	1,61%
Percent 95% $ Err $	13,49%	4,17%	10,96%	3,47%	8,48%	2,80%	6,51%	2,02%	5,91%	1,71%

Se observa que para la simulación número 1 en hora punta el valor máximo de la diferencia entre presión medida y simulada es de 3,79 m.c.a, frente al valor de 1,83 m.c.a. de la simulación 5. En esta última simulación, el error medio cometido es del 3,15% en hora punta y de 0,86% en hora valle. Así mismo, en la simulación 5 se observa que en el 95% de los nudos, el error es inferior al 10% en ambos periodos, por tanto, el modelo se puede considerar calibrado. La diferencia de los errores cometidos entre periodos, indican que la calibración podría ajustarse mejor, para lo que habría que utilizar métodos de optimización. No obstante, la magnitud de las diferencias encontradas entre valores medidos y simulados es, para la simulación 5 en todos los casos, inferior al error de medición, por lo que no estaría justificado la utilización de dichos métodos.

En las figuras 4.2.3.3. y 4.2.3.4. se representa los valores de la presión medida en hidrantes frente a la presión simulada con el modelo, antes y después de la calibración, para la situación punta y valle de consumo respectivamente. Se aprecia un mejor ajuste en la situación valle de consumo que en la punta. En la situación punta, se observan un elevado número de puntos por debajo de la línea de calibración, lo que indica que las presiones simuladas son ligeramente mayores que las medidas. Por el contrario, en la situación valle sólo tres puntos están ligeramente por debajo de la línea de calibración, estando el resto sobre la línea o por encima. Esto pone de manifiesto que se han podido cometer ciertos errores en la toma de datos de la situación punta de consumo, ya que si hubiésemos seguido ajustando los parámetros de calibración para la situación punta, habríamos cambiado la tendencia en la situación valle de consumo.

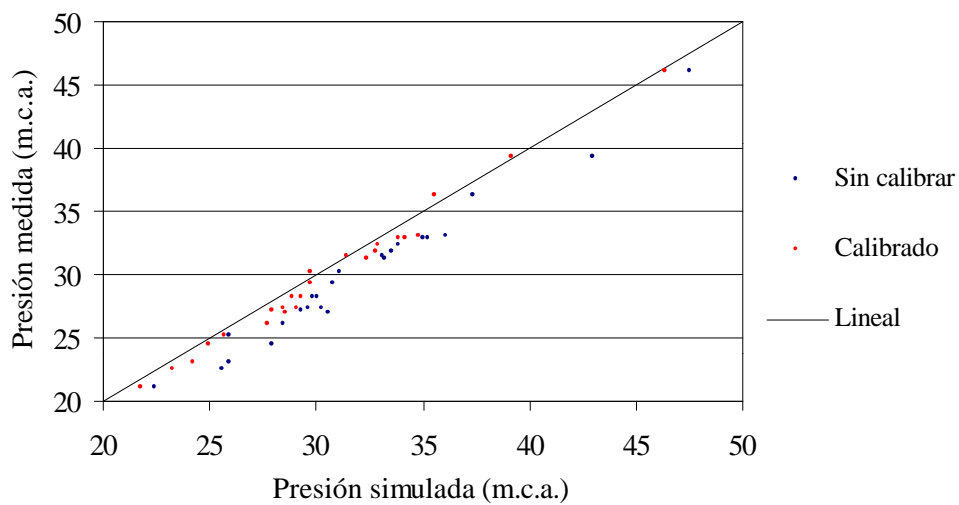


Figura 4.2.3.3. Diferencia entre valores medidos y simulados en horas valle

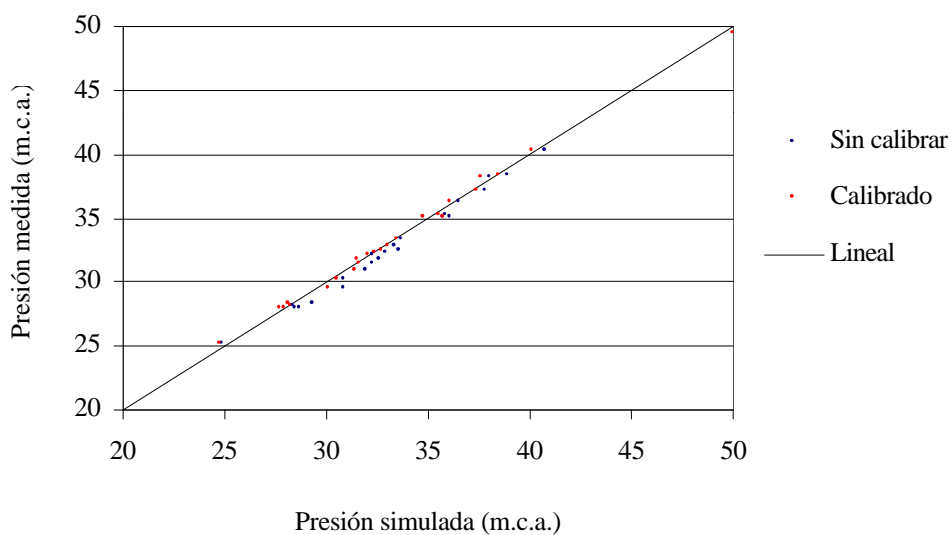


Figura 4.2.3.4. Diferencia entre valores medidos y simulados en horas valle

4.3. REPERCUSIÓN DE LAS MODIFICACIONES DEL PROYECTO SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE LA RED

En las figuras 4.3.1. y 4.3.2. se analiza la repercusión de las modificaciones al proyecto original de la red cometidas en la ejecución de la obra. Para ello se han comparado las presiones en los nudos obtenidas en las simulaciones 1 y 2 (definidas en la tabla 3.3.2.) con las presiones en los nudos obtenidas en las simulaciones 19 y 20. En dichas figuras se representa, para estados de carga impar y par respectivamente previstos en proyecto, la presión en los hidrantes considerando las variables topológicas e hidráulicas del proyecto (simulaciones 1 y 2), las variables topológicas ejecutadas e hidráulicas calibradas (simulaciones 19 y 20) así como la presión mínima de diseño en hidrantes y las presiones estáticas de proyecto y ejecutada.

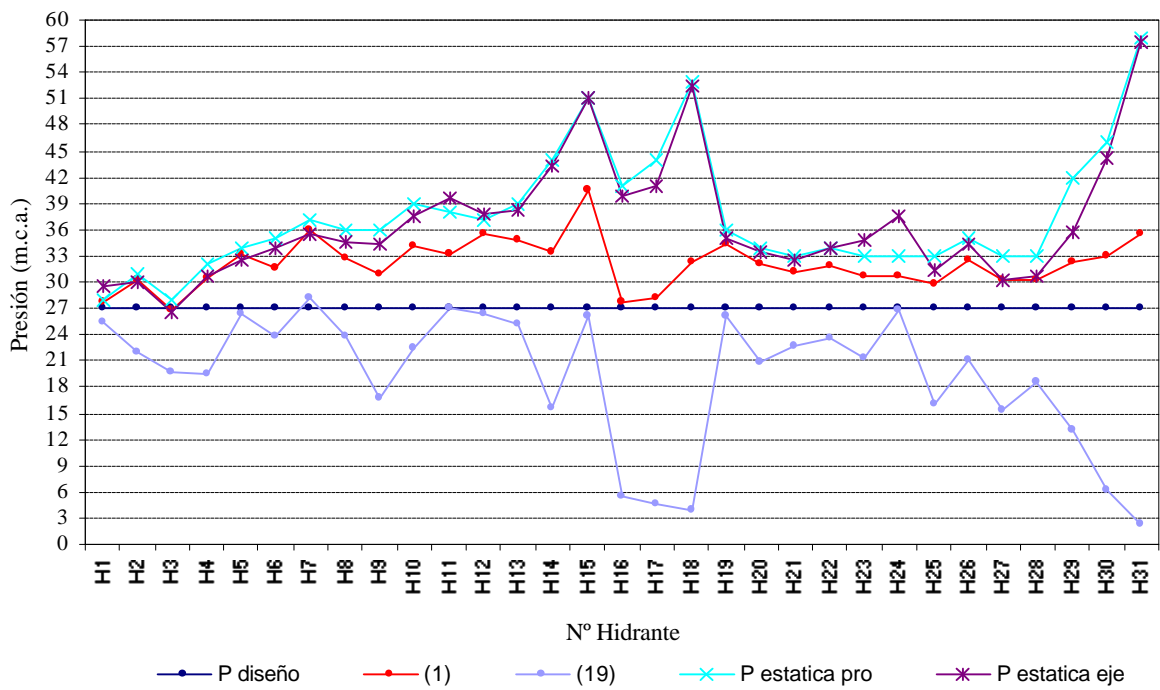


Figura 4.3.1. Presiones en hidrantes para: (1) variables topológicas e hidráulicas de proyecto, (19) variables topológicas ejecutadas e hidráulica calibradas, (Pestática pro) presión estática de proyecto, (Pestática eje) presión estática ejecutada y (Pdiseño) presión mínima de diseño. Estado de carga correspondiente a configuración impar de diseño.

A la vista de las figuras 4.3.1. y 4.3.2. se observa que la red ejecutada no satisface la presión mínima de diseño para el estado de carga que ha sido diseñada. En ningún hidrante que esté en servicio la presión dinámica es igual o superior a la mínima de diseño, en ambas configuraciones. De los hidrantes que están en servicio en la configuración impar (ver tabla 1.2.5.3) , el que más se acerca a la presión mínima de diseño es el hidrante 12 con una presión dinámica de 26,44 m.c.a., mientras que en la configuración par el más próximo a la presión mínima de diseño es el hidrante 7 con una

presión dinámica de 25,04 m.c.a. En algunos hidrantes la presión dinámica es excesivamente baja, como ocurre en el hidrante 31 en la configuración impar que tiene una presión dinámica de 2,24 m.c.a., y en el hidrante 15 de la configuración par con una presión de 3,62 m.c.a.

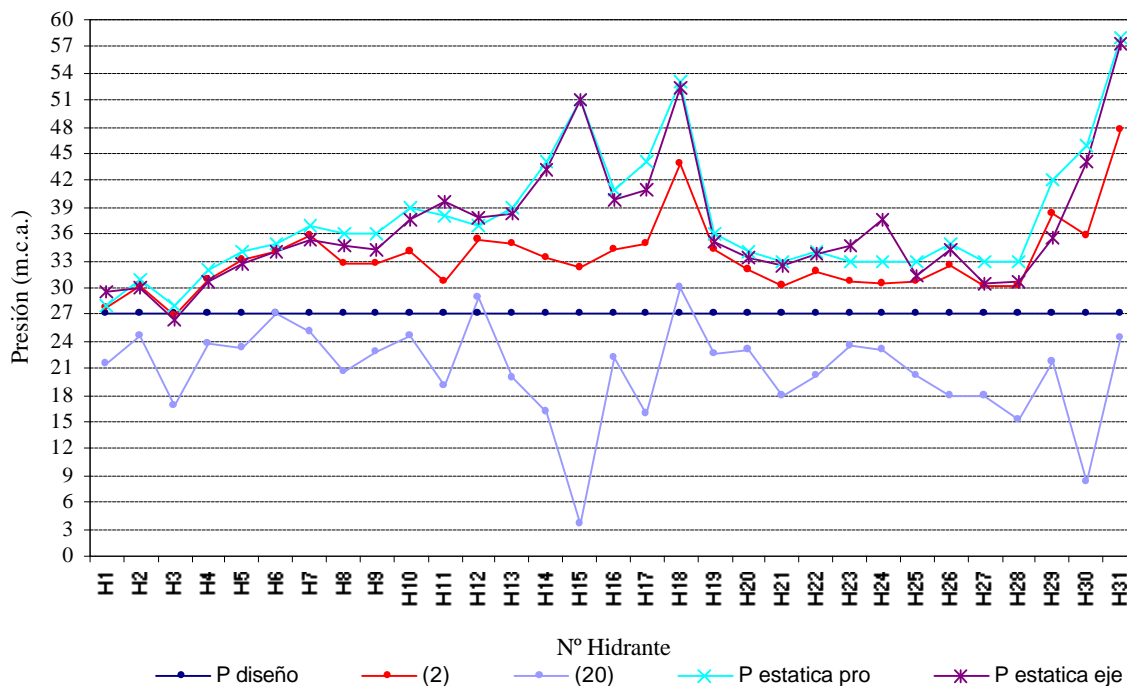


Figura 4.3.2. Presiones en hidrantes para: (2) variables topológicas e hidráulicas de proyecto, (20) variables topológicas ejecutadas e hidráulica calibradas, (Pestática pro) presión estática de proyecto, (Pestática eje) presión estática ejecutada y (Pdiseño) presión mínima de diseño. Estado de carga correspondiente a configuración par de diseño.

De las figuras 4.3.1. y 4.3.2. también se deduce, que de acuerdo con las variables tenidas en cuenta en el proyecto, casi la totalidad de los hidrantes en ambas configuraciones cumplen la restricción mínima de presión en todos los hidrantes. Únicamente en el hidrante 3 la presión dinámica es ligeramente inferior a la de diseño: 26,83 m.c.a.

Si comparamos las presiones estáticas en los hidrantes, no se aprecian diferencias significativas entre lo proyectado y lo ejecutado. En este caso, las diferencias más importantes corresponden a los hidrantes 29, 24 y 17 con 6,36, 4,61 y 3,09 m.c.a. de diferencia. En el resto de hidrantes la media del valor absoluto de las diferencias de presiones estáticas ejecutadas y de proyecto, es de 1,18 m.c.a. y la desviación típica de 0,61. Luego, las diferencias encontradas en las presiones dinámicas entre lo proyectado y lo ejecutado, se deben a la gran importancia que tienen en las presiones en los nudos, las variables de tipo hidráulico consideradas en el cálculo.

A continuación se analiza, independientemente, la influencia de las variables de tipo topológico así como las de tipo hidráulico, en la presión final en los nudos.

4.3.1. Influencia de las modificaciones de la topología

La topología de la red proyectada y ejecutada, se puede ver en las tablas 1.2.5.4. y 1.2.5.5. En la figura 4.3.1.1. se pueden ver por diámetros, las diferencias de trazado en función de las longitudes de tuberías proyectadas y ejecutadas.

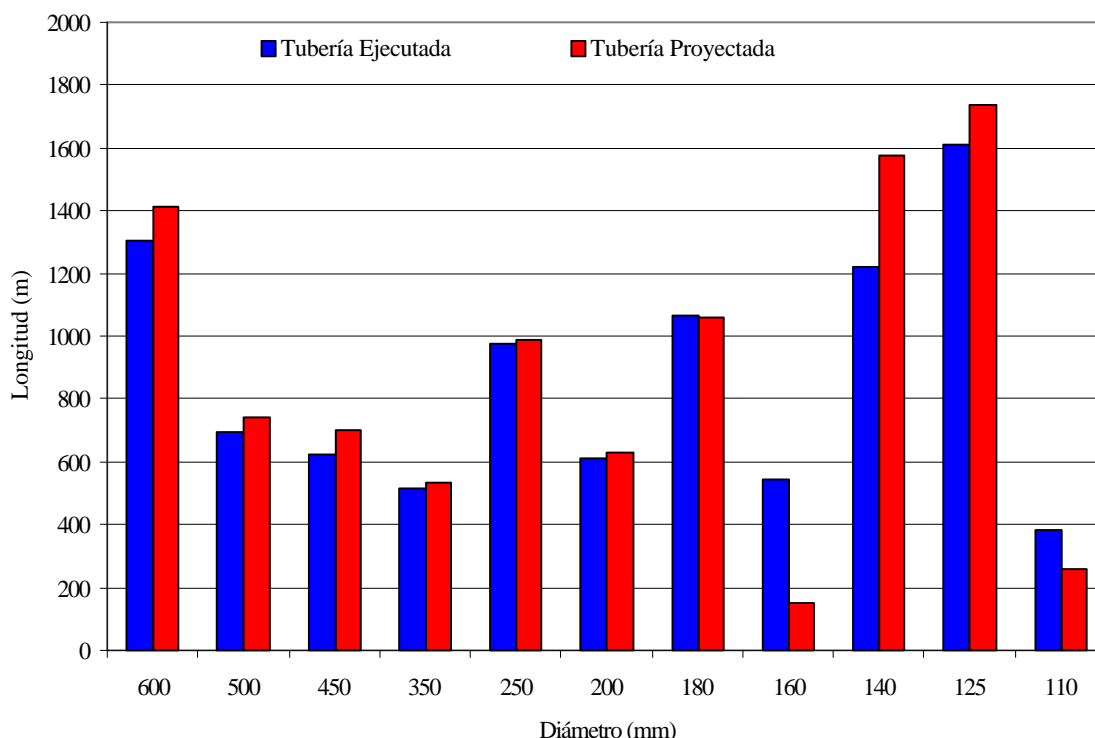


Figura 4.3.1.1. Comparación entre longitud de tuberías proyectadas y ejecutadas

Con respecto al trazado de tuberías se observan diferencias en cuanto a la longitud de los distintos diámetros empleados. La longitud total de las tuberías proyectadas es de 9.774 m frente a los 9.540 m de tubería ejecutada, siendo por tanto la diferencia de 234 m. De los 11 diámetros de tubería empleados, en 8 de ellos hay mayor longitud de tubería proyectada que ejecutada, siendo la diferencia mayor de 353 m. en el caso de la tubería de 140 mm de diámetro. En los siete diámetros restantes, las diferencias son menores, oscilando entre 122 m para diámetro 125 mm y 14 m para diámetro 250 mm. Por el contrario, en los tres diámetros restantes se ha ejecutado mayor longitud de tubería que la prevista, siendo la diferencia mayor de 395 m. para la tubería de 160 mm, de 126 m para el diámetro 110 mm y de 5 m para el diámetro 180 mm. Estas diferencias se deben principalmente a cambios en la ubicación final de algunos hidrantes, ya que en la gran mayoría de tuberías las diferencias en longitudes no son significativas.

En la figura 4.3.1.2. se muestran las diferencias entre las cotas consideradas en proyecto y las medidas en campo. En ella se observan diferencias importantes en hidrantes en los que su ubicación final es distinta a la proyectada y que además están en zonas con cierta pendiente. Un ejemplo claro es el hidrante nº 29 cuya diferencia entre proyectado y ejecutado es de 6,4 m, ya que inicialmente iba a estar mucho más alejado de la tubería principal, lo que se puede comprobar en las tablas 1.2.5.4. y 1.2.5.5., por la longitud proyectada de la línea 29 (332 m) frente a la longitud ejecutada (40,8 m).

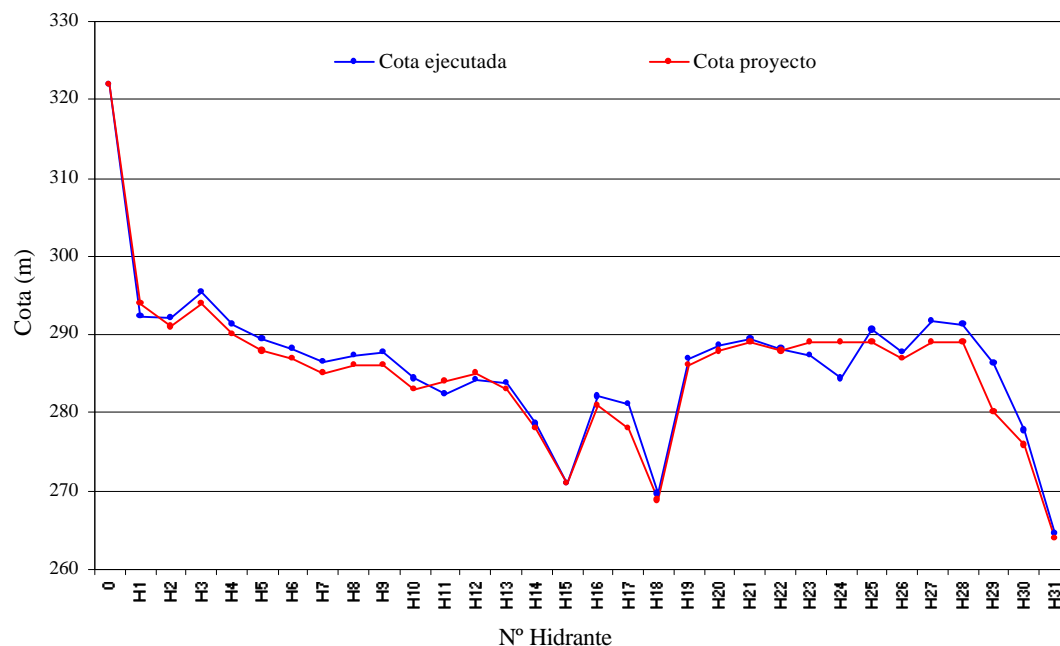


Figura 4.3.1.2. Comparación entre cotas de nudos de proyecto y cotas ejecutadas

Para analizar la influencia de la topología en las presiones de los hidrantes, se comparan presiones obtenidas con todas las variables de proyecto (simulaciones 1 y 2) con presiones obtenidas con variables topológicas ejecutadas e hidráulicas de proyecto (simulaciones 5 y 6). Dicha comparación se puede ver en las figuras 4.3.1.3. y 4.3.1.4., en las que se representa la presión en los hidrantes para las variables de proyecto y para las variables topológicas ejecutadas con variables hidráulicas de proyecto, de las configuraciones impar y par respectivamente.

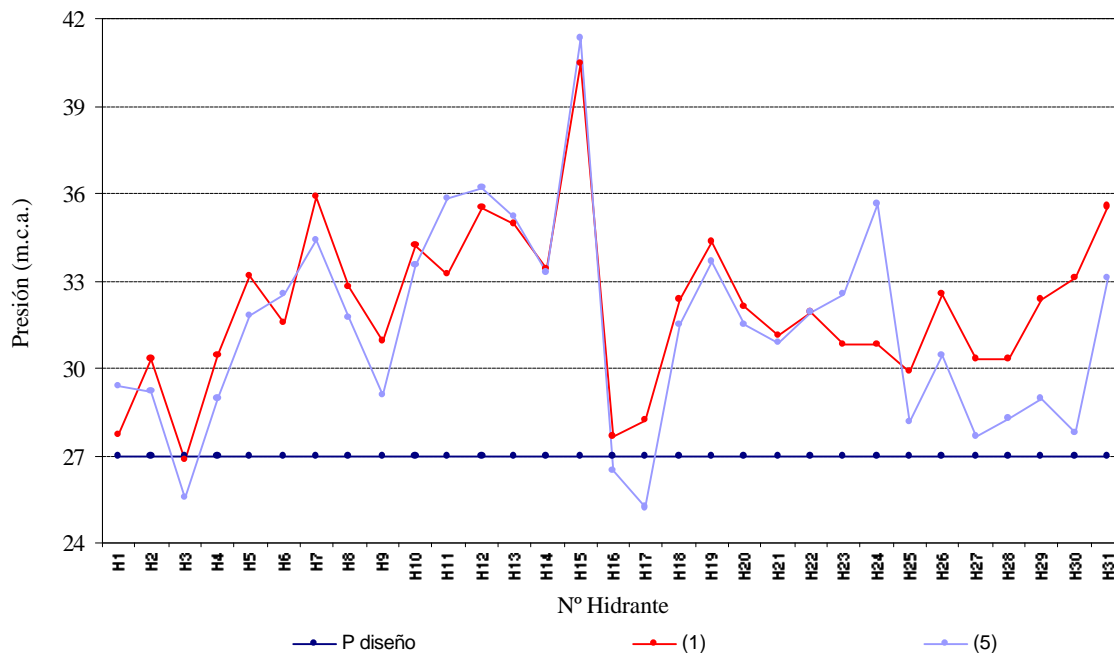


Figura 4.3.1.3.: Presiones en hidrantes para: (1) variables topológicas e hidráulicas de proyecto, (5) variables topológicas ejecutadas e hidráulica de proyecto considerando el tubo de acometida de hidrantes y (Pdiseño) presión mínima de diseño. Estado de carga correspondiente a configuración impar de diseño.

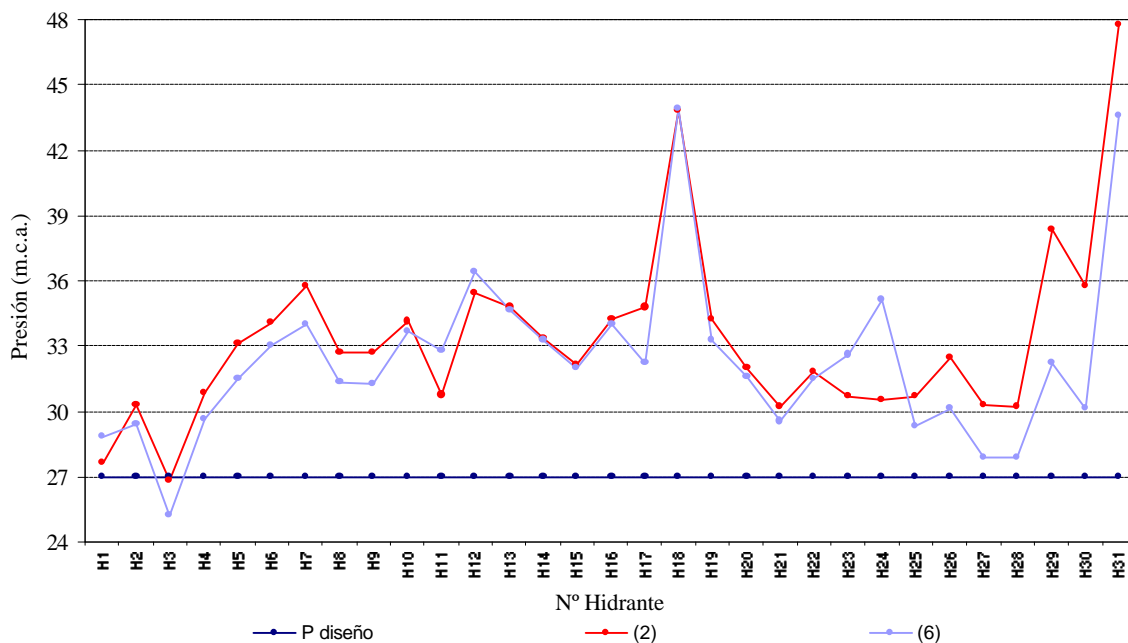


Figura 4.3.1.4.: Presiones en hidrantes para: (2) variables topológicas e hidráulicas de proyecto, (6) variables topológicas ejecutadas e hidráulica de proyecto considerando el tubo de acometida de hidrantes y (Pdiseño) presión mínima de diseño. Estado de carga correspondiente a configuración par de diseño.

En las dos figuras anteriores, se observa un gran paralelismo entre las simulaciones 1 y 5 así como entre la 2 y la 6. Ese paralelismo desaparece en aquellos

hidrantes cuyas presiones estáticas de proyecto y ejecutadas son diferentes. Por ejemplo, en la figura 4.3.1.3 se observa que en el hidrante H24 la diferencia entre la presión obtenida en la simulación 5 con respecto a la simulación 1 es de 5,5 m.c.a. Por otro lado, en la figura 4.3.1. observamos que en el hidrante H24, la diferencia entre la presión estática ejecutada y la proyectada es de 4,6 m.c.a. Por tanto en dicho hidrante, la variable cota supone un 83,6% de las diferencias de presión debida a variables topológicas, mientras que la variable trazado, supone el 16,4% restante.

Esto pone de manifiesto que, de las variables topológicas a considerar, las variaciones en las cotas de los nudos tienen una mayor influencia en la presión final, que las variaciones en el trazado.

Influencia del tubo de acometida de los hidrantes en la presión final

A efectos de cálculo, en el proyecto no se han tenido en cuenta los tubos de acometida a la red principal de cada uno de los hidrantes. Se trata de una tubería de acero de 4" que conectan a la tubería de la red mediante un collarín y tiene tres codos de 90 ° hasta conectar con el hidrante. La longitud de cada una de estas tuberías depende de la posición del hidrante con respecto a la red principal, pudiéndose considerar una longitud media de unos 5 metros. A su vez, el hidrante está formado por un colector de acero de 3" del que salen perpendicularmente las tomas individuales a las parcelas.

Para determinar la influencia del tubo de acometida a los hidrantes, en las figuras 4.3.1.5. y 4.3.1.6. se compara las presiones obtenidas en las simulaciones 3 y 4 con las obtenidas en 5 y 6 y las obtenidas en las simulaciones 17 y 18 con las obtenidas en 19 y 20, para estados de carga impar y par respectivamente. En ellas se observa que cuando no están calibradas las variables hidráulicas (simulaciones 3 y 5 para el turno impar y 4 y 6 para el par), las diferencias en las presiones de los hidrantes que están en servicio, es del orden de 0,27 m.c.a. Estas diferencias corresponden a la pérdida de carga del tubo de acometida. Por tanto, en ambas figuras, apenas hay diferencias entre las líneas de las simulaciones 3 y 5 del turno impar y las simulaciones 4 y 6 del par. Esto significaría que el tubo de acometida del hidrante no influiría en las presiones finales de los nudos, cometiendo errores casi despreciables en caso de no considerarlo.

Por el contrario, cuando el tubo de acometida está calibrado, es decir que se han calibrado la rugosidad y las pérdidas singulares, estas diferencias aumentan a 2,7 m.c.a. Así en las figuras 4.3.1.5. y 4.3.1.6. si se aprecian diferencias entre las líneas de las simulaciones 17 y 19 del turno impar, y las simulaciones 18 y 20 del par. Esto quiere decir que el error que se comete en caso de no considerar el tubo de acometida del hidrante, está próximo a 3 m.c.a.

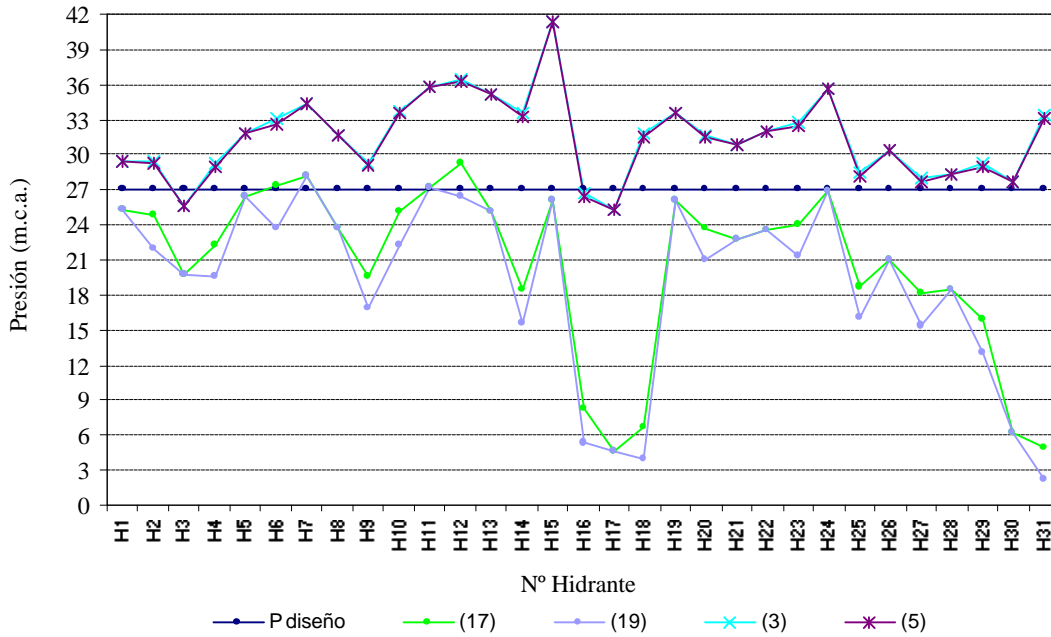


Figura 4.3.1.5.: Presiones en hidrantes para: (3) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas de proyecto sin considerar el tubo de acometida de hidrantes, (5) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas de proyecto considerando el tubo de acometida de hidrantes, (17) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas calibradas sin considerar el tubo de acometida de hidrantes, (19) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas calibradas considerando el tubo de acometida de hidrantes, y (Pdiseño) presión mínima de diseño en hidrantes. Estado de carga correspondiente a configuración impar de diseño

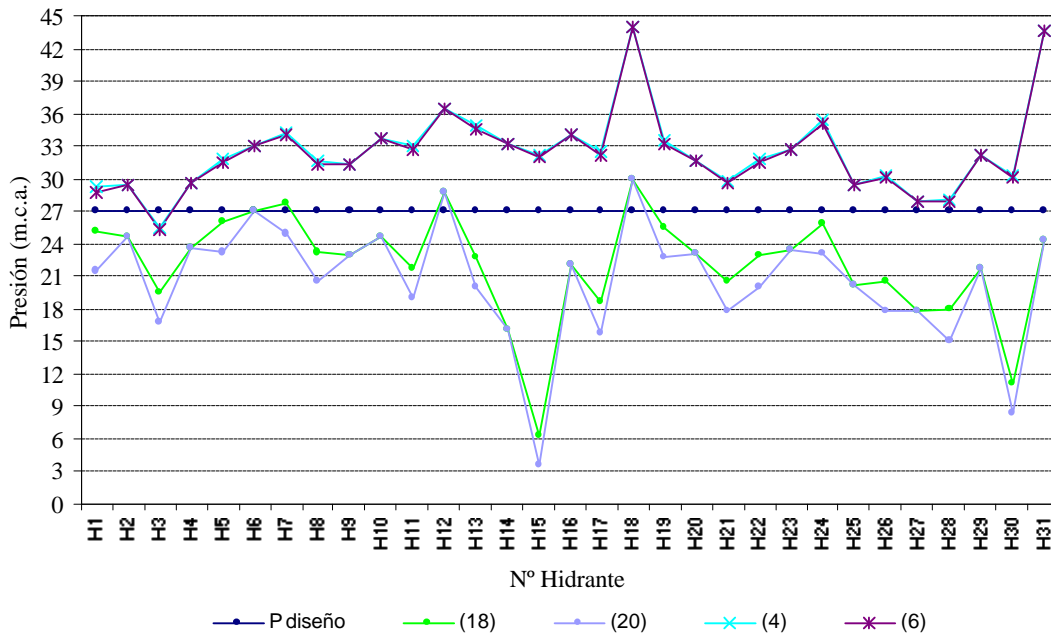


Figura 4.3.1.6. Presiones en hidrantes para: (4) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas de proyecto sin considerar el tubo de acometida de hidrantes, (6) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas de proyecto considerando el tubo de acometida de hidrantes, (18) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas calibradas sin considerar el tubo de acometida de hidrantes, (20) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas calibradas considerando el tubo de acometida de hidrantes, y (Pdiseño) presión mínima de diseño en hidrantes. Estado de carga correspondiente a configuración par de diseño

Por tanto, en el diseño de la red se debería haber tenido en cuenta la pérdida de carga del tubo de acometida de los hidrantes.

4.3.2. Influencia de las modificaciones de los parámetros hidráulicos

Para estudiar la influencia de los parámetros hidráulicos en las presiones en los nudos, en las figuras 4.3.2.1. y 4.3.2.2. se representan las presiones en hidrantes, considerando las variables hidráulicas de proyecto y calibradas, en ambos casos con las mismas variables topológicas, para configuración impar y par respectivamente.

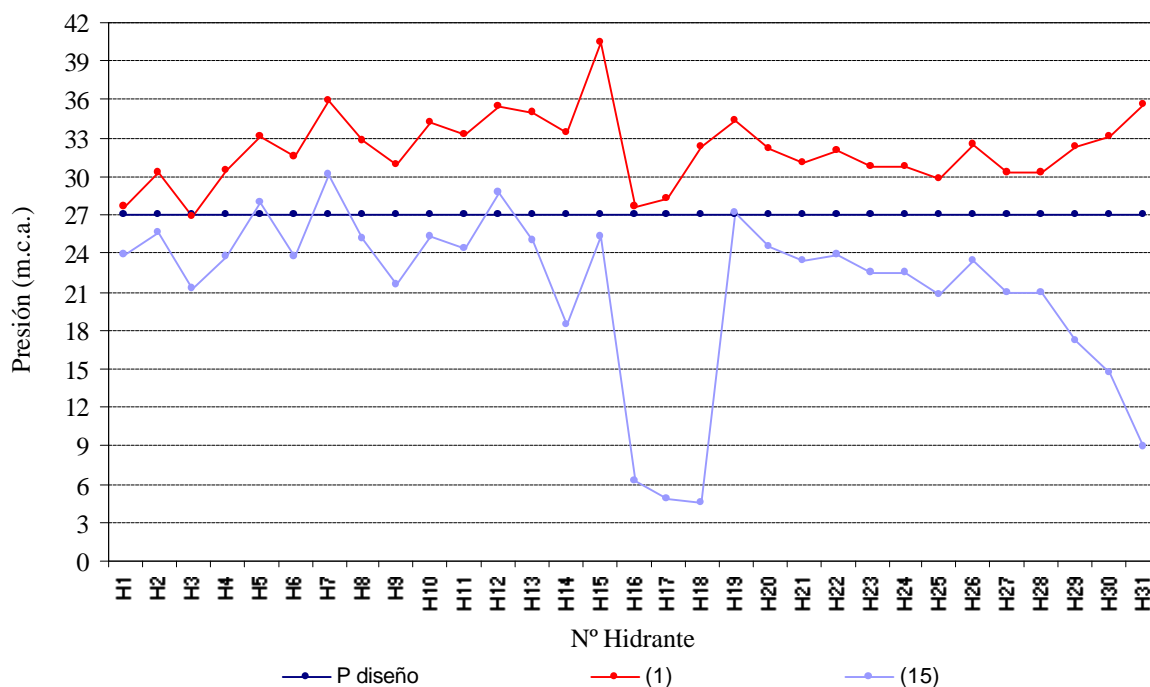


Figura 4.3.2.1.: Presiones en hidrantes para: (1) variables topológicas e hidráulicas de proyecto, (15) variables topológicas de proyecto e hidráulicas calibradas y (P diseño) presión mínima de diseño. Estado de carga correspondiente a configuración impar de diseño.

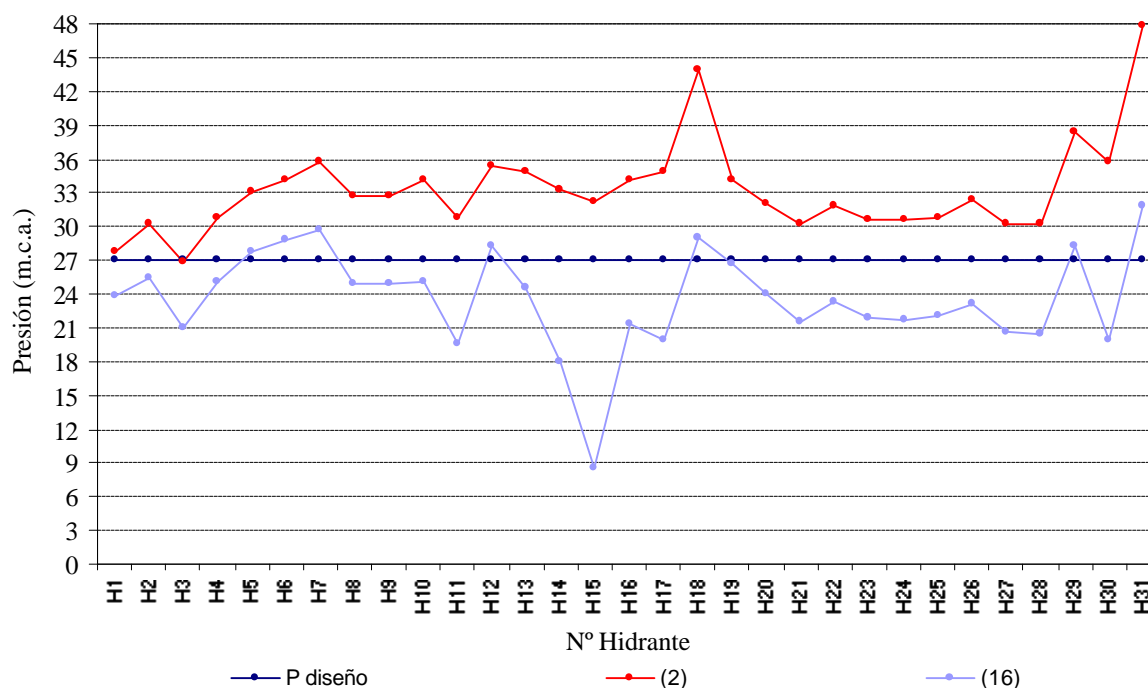


Figura 4.3.2.2.: Presiones en hidrantes para: (2) variables topológicas e hidráulicas de proyecto, (16) variables topológicas de proyecto e hidráulicas calibradas y (P diseño) presión mínima de diseño. Estado de carga correspondiente a configuración par de diseño.

En las figuras anteriores se observa que, considerando las variables hidráulicas calibradas de los hidrantes que están en servicio en cada configuración, únicamente en el hidrante 12 de la configuración impar y en los hidrantes 5 y 7 de la par, la presión dinámica es ligeramente superior a la presión mínima de funcionamiento. En el resto de hidrantes en servicio para cada configuración, la presión dinámica es inferior a la mínima de funcionamiento. Esto pone de manifiesto la gran significación de las variables hidráulicas en las presiones finales de los nudos.

Se debe tener en cuenta, de acuerdo con la configuración de hidrantes mostrada en la tabla 1.2.5.3., que los hidrantes 5, 7 y 19 de la configuración impar, y en el 6, 12, 18, 29 y 31 de la par, pertenecen al turno contrario y por tanto no derivan agua en esas configuraciones.

En las figuras 4.3.2.3 y 4.3.2.4 se representa para cada hidrante, la influencia del valor de cada variable de tipo hidráulico (I_{ij}) en la reducción de la presión, comparando valores de variables hidráulicas de proyecto con respecto a valores de variables hidráulicas calibradas, siendo las variables de tipo topológico las de proyecto en todos los casos.

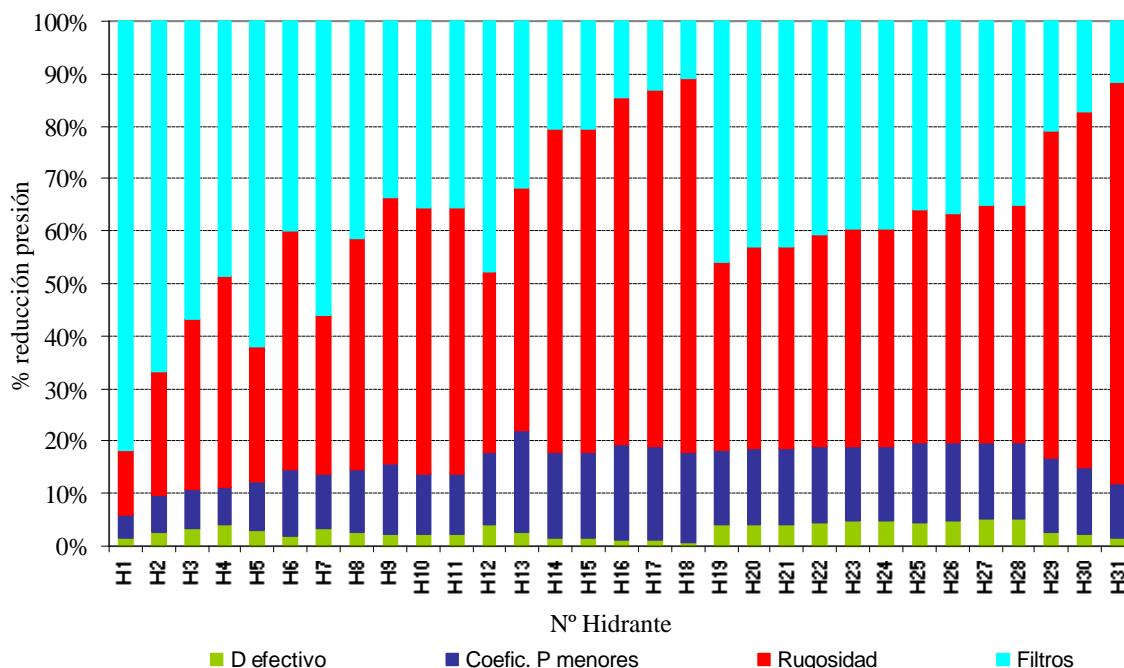


Figura 4.3.2.3.:% influencia en la reducción de la presión en los hidrantes según el valor de la variable hidráulica considerada (I_{ij}). Estado de carga correspondiente a configuración impar de diseño.

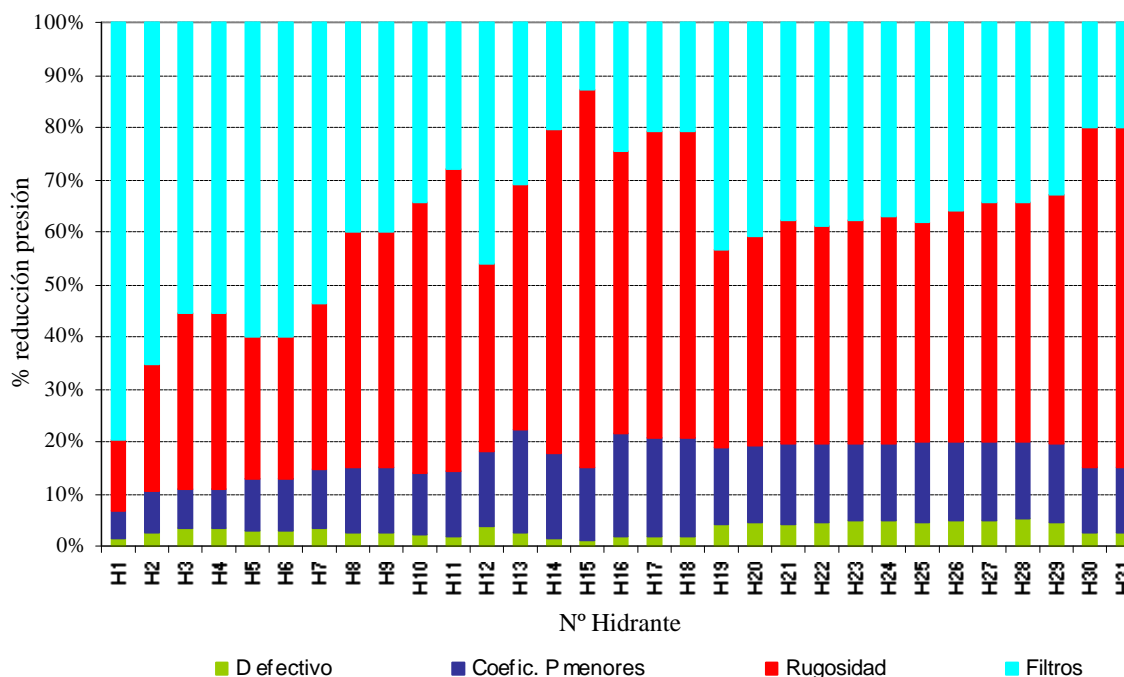


Figura 4.3.2.4.:% influencia en la reducción de la presión en los hidrantes según el valor de la variable hidráulica considerada (I_{ij}). Estado de carga correspondiente a configuración par de diseño.

En las figuras 4.3.2.3 y 4.3.2.4 se aprecia que las variables hidráulicas que más afectan a la presión en los hidrantes, son la pérdida de carga en los filtros y la rugosidad absoluta de las tuberías. En la configuración impar, la rugosidad supone de media un

46,7% de la variación total de la presión en hidrantes, y la pérdida de carga en filtros un 38%. En la configuración par, un 44,9% y un 39,4% respectivamente.

El coeficiente de pérdidas menores y la reducción del diámetro efectivo tienen una influencia mucho menor en la variación de presión en hidrantes. En la configuración impar, el coeficiente de pérdidas menores supone de media un 12,5% de la variación total de la presión en hidrantes, y la reducción del diámetro efectivo un 2,8%. En la configuración par estos valores son de 12,7% y 3% respectivamente.

Se observa, que en hidrantes que se abastecen de tuberías de gran diámetro, el efecto de la rugosidad es menor y el de la pérdida de carga en los filtros es mayor, comparando con hidrantes que se abastecen de tuberías de pequeño diámetro. Esto significa que la rugosidad absoluta de las tuberías afecta más a tuberías de menor diámetro que a tuberías de mayor diámetro. Este resultado ratifica por qué a efectos de cálculo del coeficiente de rugosidad de las tuberías para la determinación de su pérdida de carga, se utiliza la rugosidad relativa de los tubos y no la absoluta.

Comparación entre variables topológicas y variables hidráulicas

Para determinar la influencia de las variables topológicas y de las variables hidráulicas en la reducción de la presión en los hidrantes, en las figuras 4.3.2.5. y 4.3.2.6. se representa la presión en los hidrantes en tres supuestos para ambos estados de carga:

- Considerando todas las variables topológicas ejecutadas e hidráulicas calibradas (Simulaciones 19 y 20)
- Considerando las variables topológicas ejecutadas e hidráulicas de proyecto (Simulaciones 5 y 6)
- Considerando las variables hidráulicas calibradas y topológicas de proyecto (Simulaciones 15 y 16)

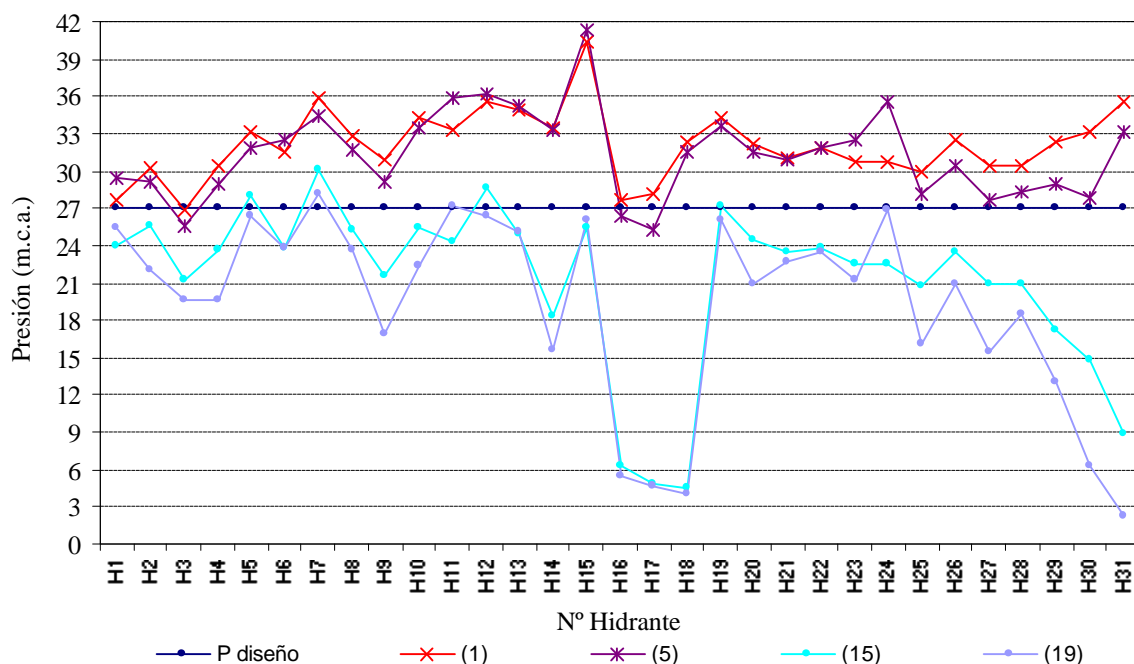


Figura 4.3.2.5.: Presiones en hidrantes para: (1) variables topológicas e hidráulicas de proyecto, (5) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas de proyecto, (15) variables topológicas de proyecto e hidráulicas calibradas, (19) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas calibradas, y (Pdiseño) presión mínima de diseño. Estado de carga correspondiente a configuración impar de diseño.

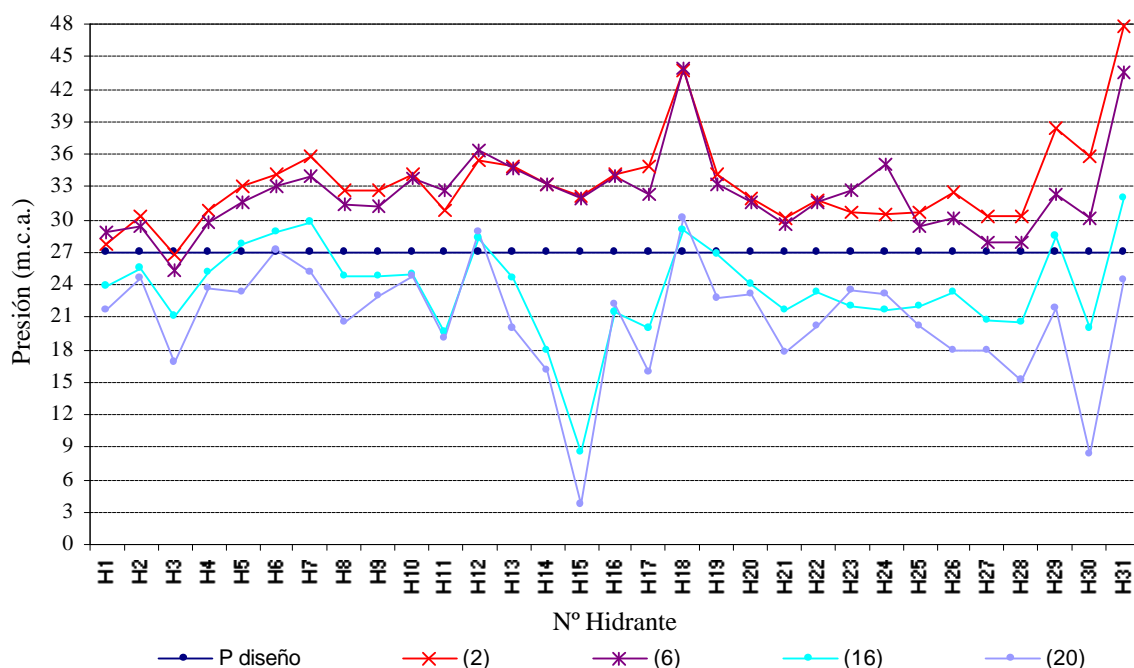


Figura 4.3.2.6.: Presiones en hidrantes para: (2) variables topológicas e hidráulicas de proyecto, (6) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas de proyecto, (16) variables topológicas de proyecto e hidráulicas calibradas, (20) variables topológicas ejecutadas e hidráulicas calibradas, y (Pdiseño) presión mínima de diseño. Estado de carga correspondiente a configuración par de diseño.

A la vista de las figuras 4.3.2.5. y 4.3.2.6. se desprende que, considerando las variables topológicas ejecutadas y las hidráulicas de proyecto (simulaciones 5 y 6), todos los hidrantes en servicio para cada configuración (tabla 1.2.5.3.), tendrían presiones superiores a la presión de diseño, excepto el hidrante 16 en la configuración impar, y el 3 en la par, cuyas presiones serían ligeramente inferiores a la de diseño. Por el contrario, considerando las variables topológicas de proyecto y las hidráulicas calibradas (simulaciones 15 y 16), de los hidrantes que están en servicio en cada configuración, únicamente el hidrante 12 de la configuración impar y los hidrantes 5 y 7 de la par, tendrían presiones superiores a la de diseño.

Por tanto, las variables hidráulicas consideradas tienen una mayor influencia en la variación de presión de los hidrantes, que las variables de tipo topológico.

4.4. Dimensionado de la red

4.4.1. Contrastación del método de Clement

4.4.1.1. Hipótesis de normalidad

En las tablas 4.4.1.1. y 4.4.1.2. se pueden ver los resultados de la prueba de Kolmogorov-Smirnov, para determinar la bondad del ajuste a la distribución normal de las variables número de tomas simultáneamente abiertas (*NA*) y caudal de línea (*QL*), medidas en la red el día de máximo caudal circulante (día 15 de julio de 2000). En ellas se muestra para las líneas de la red con más de 5 tomas abastecidas, el número de tomas abastecidas (*N*), y para las dos variables analizadas, la media, la desviación típica, la diferencia extrema absoluta entre valores medidos y teóricos, y el grado de significación. Valores de significación superiores a 0,05 indican que la muestra se ajusta a la distribución teórica normal. Se ha marcado en negrita la significación con valores mayores de 0,05 en ambas variables, por lo que en dichas líneas la distribución de la variable se ajusta a una distribución normal.

Tabla 4.4.1.1. Resultados de la prueba de Kolmogorov-Smirnov para las variables *NA* y *QL*, medidas en la red el día de máximo caudal circulante. Turno impar

Línea	<i>N</i>	<i>NA</i>				<i>QL (l/s)</i>			
		Media	Desviación típica	Diferencia extrema Absoluta	Significación	Media	Desviación típica	Diferencia extrema Absoluta	Significación
1	129	64,35	30,80	0,23	0,070	85,84	43,67	0,26	0,034
3	17	10,52	4,39	0,21	0,120	9,58	3,73	0,18	0,280
5	105	49,39	24,38	0,21	0,118	64,97	36,90	0,26	0,034
7	87	42,19	20,05	0,22	0,096	58,93	32,65	0,26	0,033
8	10	4,97	3,02	0,16	0,376	3,83	2,52	0,15	0,475
10	7	4,48	2,06	0,35	0,001	9,20	5,06	0,35	0,001
12	58	28,35	12,35	0,22	0,111	31,19	16,07	0,25	0,046
13	5	2,10	1,19	0,24	0,056	3,06	2,04	0,25	0,044
16	7	2,29	2,12	0,25	0,045	11,65	12,28	0,29	0,012
17	6	1,84	1,68	0,25	0,040	3,30	3,19	0,25	0,046
19	53	26,61	10,78	0,24	0,061	29,75	14,81	0,24	0,065
22	42	21,23	7,76	0,20	0,156	26,59	12,81	0,23	0,066
23	14	6,58	1,75	0,21	0,135	5,25	1,69	0,13	0,651
26	22	11,48	4,64	0,23	0,081	17,27	9,01	0,24	0,064
27	7	3,58	1,63	0,23	0,080	5,91	3,76	0,24	0,060

En el turno impar, se observa que para la variable *NA* sólo en las líneas nº 10, 16 y 17, no se ajusta a una distribución normal. Como se ha comentado en el apartado 3.5.1., la hipótesis por la que se desarrolla la fórmula de Clement, es que el número de tomas abastecidas por una línea simultáneamente abiertas, se ajusta a una ley binomial, que

puede asimilarse a una distribución normal para un número de tomas suficientemente grande. Por tanto, en las líneas mencionadas no se contradice la hipótesis de Clement ya que el número de tomas abastecidas es inferior a 10. Por el contrario, en cuanto a la distribución de caudales, se observa que además de las tres líneas anteriores, en las líneas nº 1, 5, 7, 12 y 13, la distribución de QL no se ajusta a una distribución normal, a pesar de que NA si que sigue una distribución normal para esas líneas. En el caso de la línea nº 13 el número de tomas abastecido es muy bajo, luego es lógico que no se cumpla la hipótesis de Clement. En el resto de líneas, el rechazo de la normal se debe a que en la hipótesis de Clement se supone que la dotación de las tomas es homogénea, para uno o varios grupos de tomas, mientras que las dotaciones reales no son homogéneas, ya que cada toma tiene instalado un limitador de caudal ajustado en función de la superficie de la parcela. A pesar de ello, en casi la mitad de las líneas analizadas, la distribución de los caudales circulantes por la línea se ajusta a una distribución normal, incluso en líneas con un número reducido de tomas abastecidas, como sucede en la línea nº 27 que abastece a 7 tomas. Por otro lado, si observamos la diferencia extrema absoluta entre valores medidos y teóricos, se puede comprobar que aparecen valores muy pequeños en todas las líneas, incluso en las líneas en las que se rechaza la distribución normal.

Tabla 4.4.1.2. Resultados de la prueba de Kolmogorov-Smirnov para las variables NA y QL , medidas en la red el día de máximo caudal circulante. Turno par

Línea	N	NA				QL (l/s)			
		Media	Desviación típica	Diferencia extrema Absoluta	Significación	Media	Desviación típica	Diferencia extrema Absoluta	Significación
1	153	68,88	25,61	0,17	0,331	82,42	30,86	0,23	0,060
2	138	62,13	23,98	0,20	0,138	78,21	29,76	0,22	0,086
3	12	3,72	1,22	0,18	0,224	3,01	1,19	0,13	0,675
5	126	58,41	23,31	0,22	0,090	75,20	29,95	0,24	0,043
6	118	53,94	21,18	0,23	0,065	69,88	26,37	0,23	0,062
8	9	3,59	1,58	0,23	0,076	4,32	1,99	0,20	0,156
10	6	3,97	2,43	0,30	0,007	2,40	1,62	0,29	0,010
12	76	35,69	15,43	0,23	0,074	51,88	22,95	0,27	0,021
13	11	3,91	1,15	0,28	0,013	4,41	1,16	0,19	0,184
14	9	3,53	0,92	0,22	0,092	4,36	1,47	0,19	0,210
16	5	2,84	1,90	0,23	0,071	2,72	1,80	0,28	0,014
19	73	35,47	15,22	0,23	0,059	51,80	22,87	0,27	0,020
20	62	33,75	13,71	0,20	0,149	49,64	21,01	0,25	0,037
22	56	31,69	12,13	0,20	0,160	48,77	20,33	0,25	0,036
23	8	5,63	2,28	0,20	0,174	7,66	3,44	0,18	0,265
26	33	18,25	7,87	0,20	0,169	28,11	12,52	0,25	0,034
27	7	2,75	1,08	0,22	0,099	7,42	3,85	0,25	0,037
30	8	4,72	1,99	0,18	0,243	11,46	4,79	0,20	0,159

En el turno par, los resultados son muy parecidos a los del impar. En este caso para NA , en las líneas nº10 y 13 no se cumple la hipótesis de normalidad, mientras que si

se cumple en el resto. En cuanto al caudal de línea (QL), además de no cumplirse en las dos líneas anteriores, la hipótesis de normalidad no se cumple en las líneas n° 5, 12, 16, 19, 20, 22, 26 y 27.

En las figuras 4.4.1.1. y 4.4.1.2. se muestra el histograma de frecuencias acumuladas para las dos variables, correspondientes a la línea 1, de los turnos impar y par respectivamente.

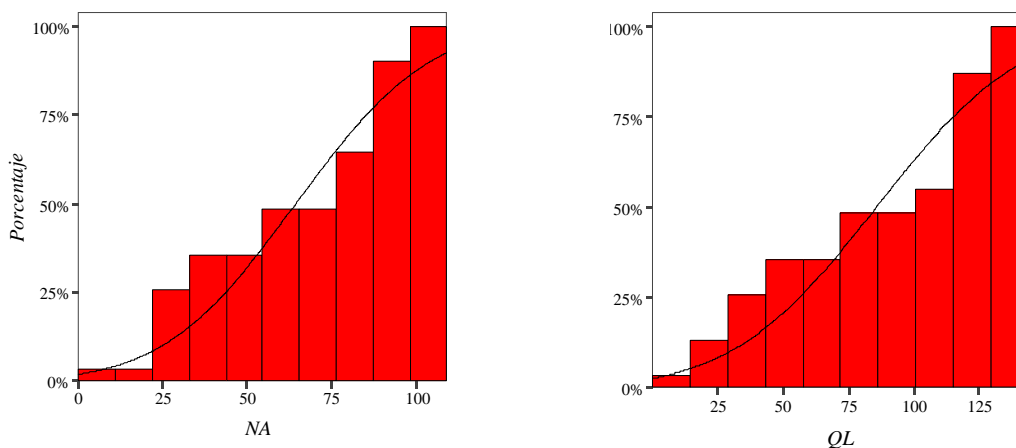


Figura 4.4.1.1. Histograma de frecuencias acumuladas de las variables NA y QL de la línea 1, medidas en la red el día de máximo caudal circulante. Turno impar.

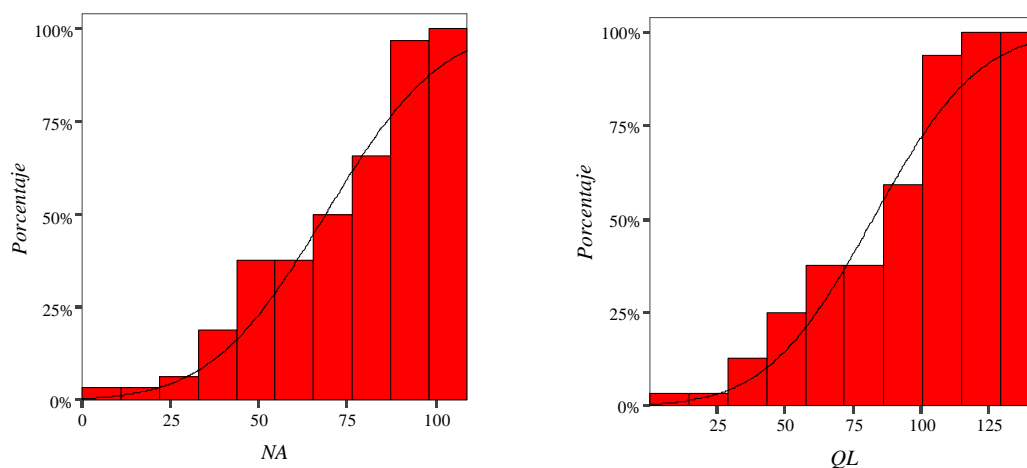


Figura 4.4.1.2. Histograma de frecuencias acumuladas de las variables NA y QL de la línea 1, medidas en la red el día de máximo caudal circulante. Turno par.

En las figuras se observa que para la línea 1, como se ha puesto de manifiesto con la prueba de Kolmogorov-Smirnov, tanto en el turno par como impar el ajuste a la distribución normal de la variable NA es adecuado, mientras que en el caso de la variable QL , únicamente el turno par tiene un buen ajuste.

4.4.1.2. Probabilidad de apertura de tomas

Para comprobar que la probabilidad de apertura de tomas es la misma durante todos los días del periodo punta, en las figuras 4.4.1.3. y 4.4.1.40 se muestra, para la línea 1 de la red, el valor de la media diaria de la variable *NA* de todos los días del mes de julio de 2000, incluyendo las barras de error correspondientes al error típico de la media, para los turnos impar y par respectivamente.

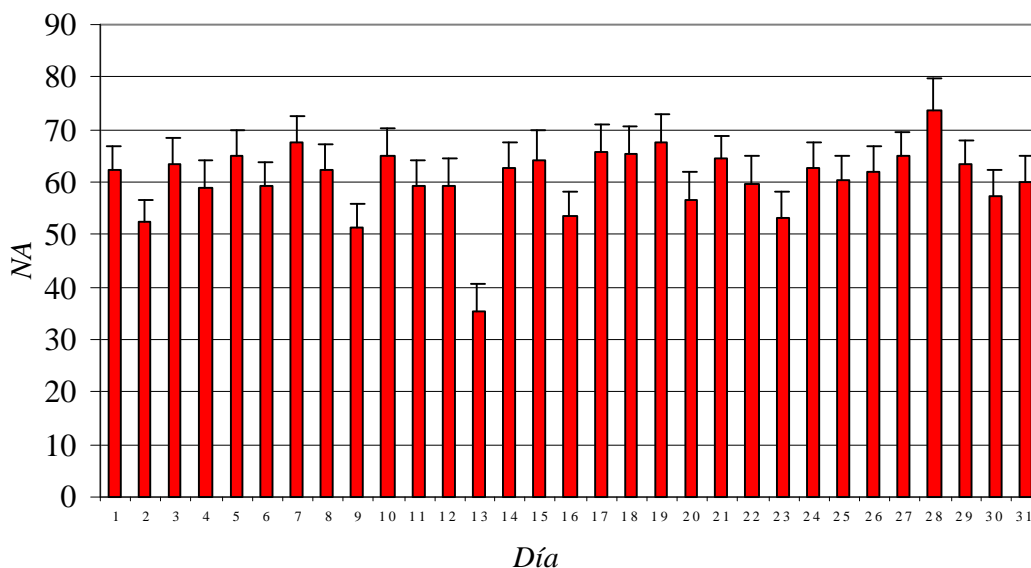


Figura 4.4.1.3. Media diaria del número de tomas simultáneamente abiertas (*NA*) en la línea 1 durante el mes de julio. Turno impar

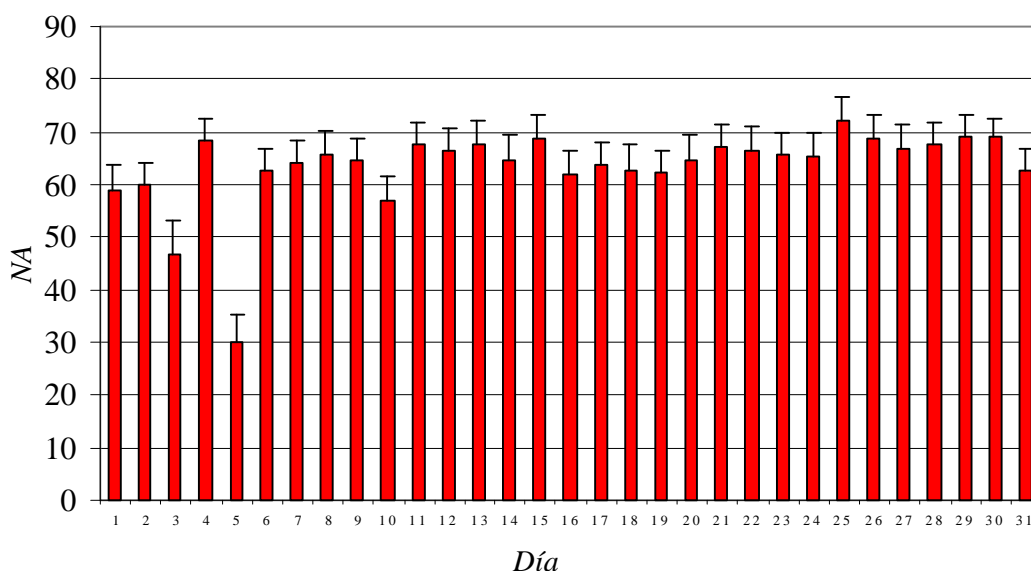


Figura 4.4.1.4. Media diaria del número de tomas simultáneamente abiertas (*NA*) en la línea 1 durante el mes de julio. Turno par

En el turno impar (figura 4.4.1.3.) se observa que las medias son bastante homogéneas, excepto el día 13 que hubo que interrumpir el riego en parte de la red debido una reparación en una de las tuberías. Realizando un análisis de la varianza exceptuando el día 13, obtenemos una significación superior a 0,05 (0,440), por tanto no existen diferencias significativas en cuanto al número de tomas simultáneamente abiertas entre los días del mes, para el turno impar. En el turno par, los días 3 y 5 fueron atípicos también por reparaciones en parte de la red. Realizando un análisis de la varianza exceptuando esos días, también se obtiene una significación superior a 0,05 (0,981), por lo que no existen diferencias significativas entre los días del mes para el turno par.

En las figuras 4.4.1.5. y 4.4.1.6. se muestra, para la línea 1 de la red, el valor de la media diaria de la variable QL de todos los días del mes de julio de 2000, incluyendo las barras de error correspondientes al error típico de la media, para los turnos impar y par respectivamente.

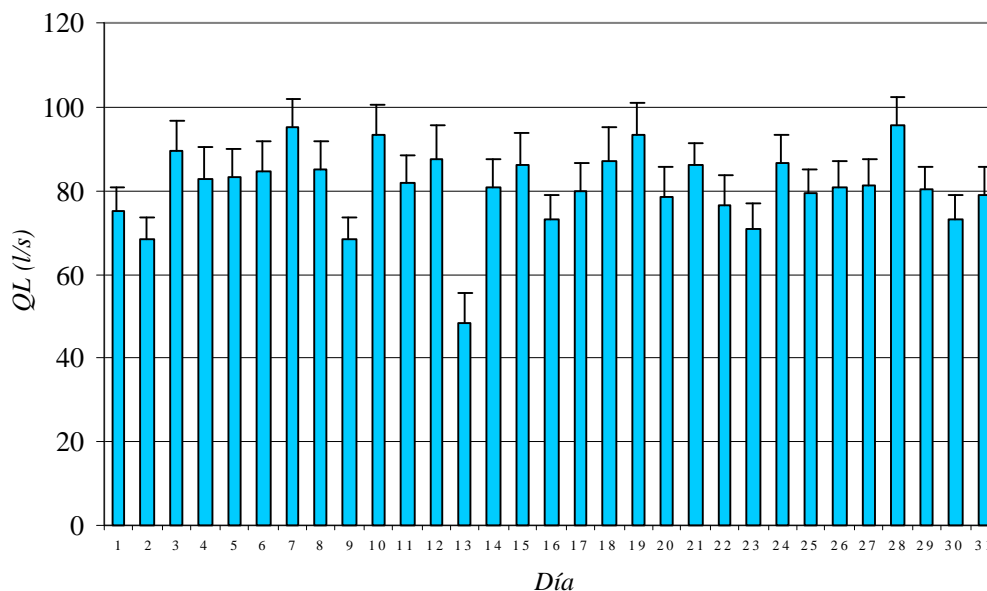


Figura 4.4.1.5. Media diaria del caudal de la línea 1 (QL) durante el mes de julio. Turno impar

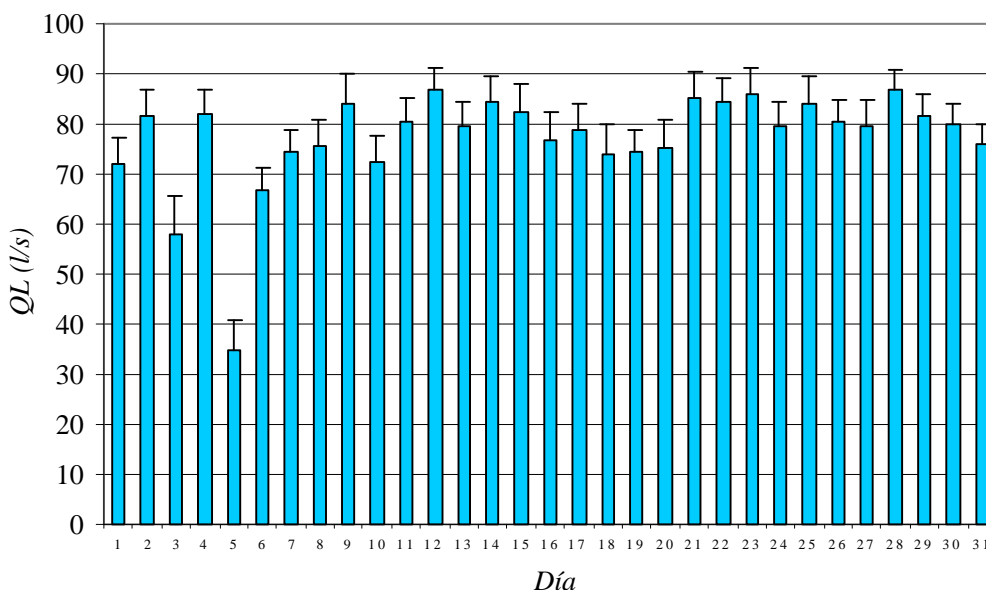


Figura 4.4.1.6. Media diaria del caudal de la línea 1 (QL) durante el mes de julio. Turno par

En cuanto al caudal de línea, comparando las figuras anteriores con las correspondientes a la variable NA, se observan mayores diferencias entre las medias diarias para ambos turnos. A pesar de ello, realizando un análisis de la varianza eliminando los días atípicos, se obtiene también que no hay diferencias significativas entre los valores medios de caudal diario. No obstante, el valor de la significación obtenida para QL (0,231 y 0,441 en los turnos impar y par respectivamente) es inferior al obtenido para NA (0,440 y 0,981 respectivamente), lo que indica, las diferencias en los caudales medios, aunque no son significativas, son mayores que las diferencias en el número de tomas simultáneamente abiertas.

Por tanto, se cumple la hipótesis de Clement que hace referencia a que no existe preferencia a concentrar los riegos un día concreto de la semana, ya que no hay diferencias significativas entre todos los días del mes de máximas necesidades. Este resultado es lógico ya que se trata de una red que alimenta a cultivos en riego por goteo, con intervalos de riego diarios en los meses de máximas necesidades.

Para comprobar si la probabilidad de apertura de tomas es la misma a lo largo de toda la jornada o turno de riego, en las figuras 4.4.1.7. y 4.4.1.8. se representa la media de los valores horarios de las variables NA y QL respectivamente, correspondientes a los dos turnos del mes de julio, exceptuando los días atípicos anteriormente señalados.

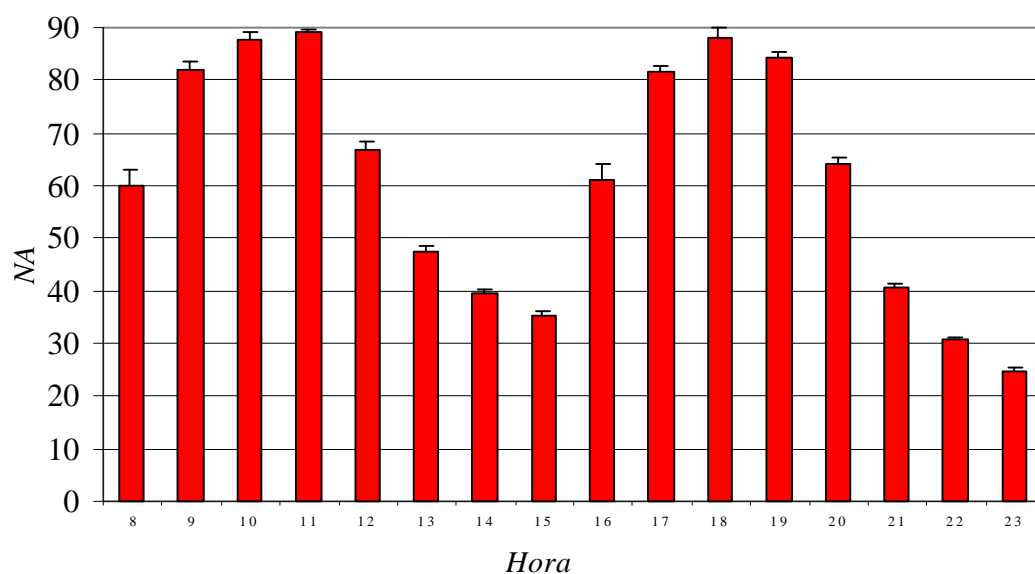


Figura 4.4.1.7. Media horaria del número de tomas simultáneamente abiertas (NA) en la línea 1 durante el mes de julio.

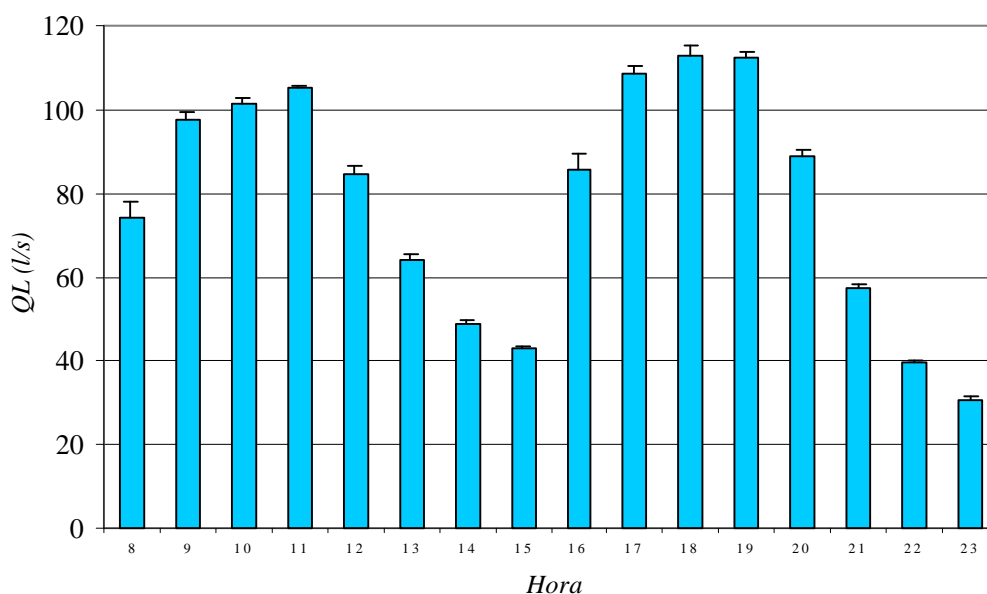


Figura 4.4.1.8. Media horaria del caudal de la línea 1 (QL) durante el mes de julio.

En cuanto al número de tomas simultáneamente abiertas (figura 4.4.1.7.), se observa que la media horaria es bastante homogénea, ya que el error típico de la media es muy pequeño, lo que se pone de manifiesto por la escasa longitud de las barras de error. Así mismo, se observa una clara diferencia entre horas, quedando claramente definidos los dos turnos de riego (turno par de 8 a 15 h e impar de 16 a 23 h). En ambos turnos existe una concentración de tomas abiertas a unas horas concretas del turno. El resultado de análisis de la varianza para cada turno indica que sí existen diferencias significativas entre las medias horarias. Si observamos la media horaria del caudal de línea (figura 4.4.1.8.), también se desprende que existen diferencias significativas, como era lógico de

esperar. Así mismo, los caudales horarios son muy homogéneos, dada la escasa magnitud de las barras de error.

En las figuras 4.4.1.9. y 4.4.1.10. se representa el coeficiente de simultaneidad horario de tomas abiertas (NA), y de caudal de línea (QL) respectivamente. Dicho coeficiente se ha calculado como el cociente entre la media horaria de tomas abiertas (NA) y el número total de tomas (N_{tot}), en el primer caso, y como el caudal de línea medio horario (QL) y el caudal total (Q_{tot}) en el segundo.

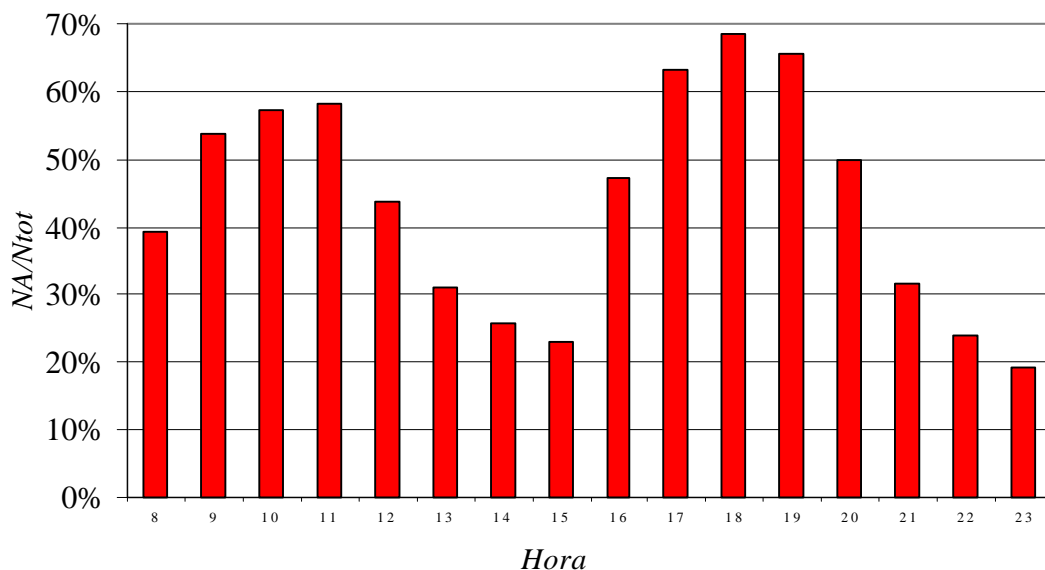


Figura 4.4.1.9. Coeficiente de simultaneidad medio horaria de número de tomas abiertas (NA) en la línea 1, durante el mes de julio.

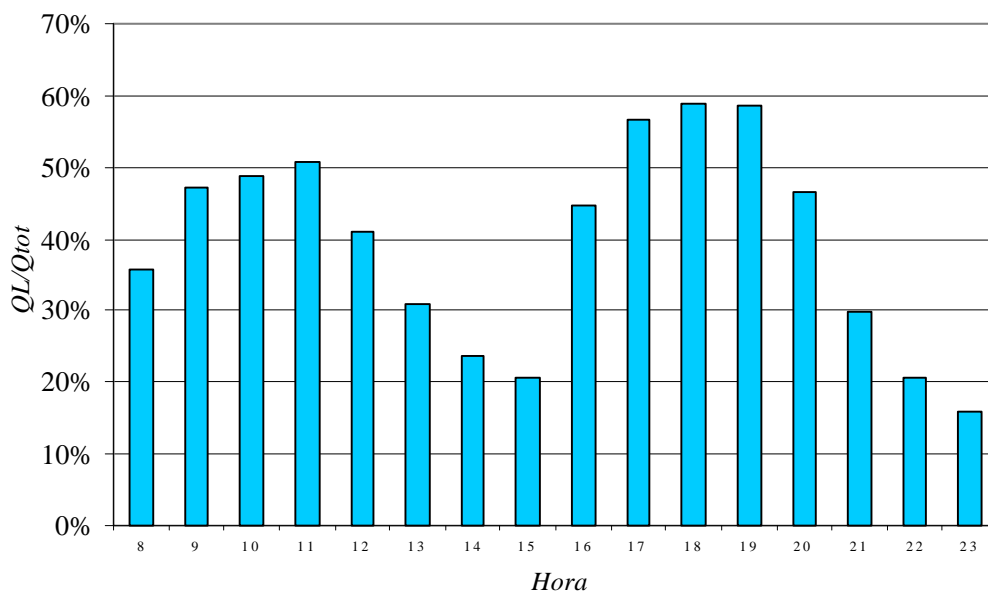


Figura 4.4.1.10. Coeficiente de simultaneidad medio horario de caudal de línea (QL) en la línea 1, durante el mes de julio.

En las figuras anteriores se observa que el coeficiente de simultaneidad medio horario de *NA* y de *QL*, es mayor en el turno de tarde que en el de mañana, como ya se ha puesto de manifiesto en el apartado 4.1.6.3. Para ambos turnos, el valor del coeficiente de simultaneidad medio horario de *NA* es mayor que el de *QL*, lo que indica que la dotación media descargada por las tomas es inferior a su dotación máxima. El valor máximo horario para dichos coeficientes, es del 58% y 69%, en el caso de *NA*, y del 51% y 59%, en el caso de *QL*, para los turnos par e impar respectivamente.

Por tanto, no se cumple la hipótesis de Clement que hace referencia a que la probabilidad de apertura de tomas es la misma a lo largo de la jornada o turno de riego. Este resultado indica que existe una tendencia por parte de los regantes a regar a las mismas horas, motivada principalmente por la homogeneidad de su comportamiento social.

4.4.1.3. Comparación entre caudales medidos y caudales de Clement

En las tablas 4.4.1.3. y 4.4.1.4. se comparan los caudales medidos con los caudales de Clement, en las líneas de la red con más de 5 tomas abastecidas, para los turnos impar y par respectivamente, durante el mes de julio de 2000. En ellas se muestra el número de tomas abastecidas (*N*), la superficie abastecida (*S*), el caudal total (*Qtot*), el caudal de Clement (*Qcle*) calculado para la situación actual de funcionamiento, el caudal medido (*Qpro*) con una probabilidad acumulada del 95 % (líneas con más de 50 tomas) y del 99 % (líneas con menos de 50 tomas), el caudal máximo medido (*Qmax*), y la comparación de *Qpro* y *Qmax* con *Qcle*. En aquellas líneas cuyo caudal de Clement es superior al caudal total de la línea, se ha omitido la comparación de *Qpro* y *Qmax* con *Qcle*.

Tabla 4.4.1.3. Comparación de Q_{pro} y Q_{max} con Q_{cle} , para el mes de julio de 2000.
Turno impar

Nº línea	N	S (m ²)	Q_{tot} (l/s)	Q_{cle} (l/s)	Q_{pro} (l/s)	Q_{max} (l/s)	$\frac{(Q_{pro}-Q_{cle})}{Q_{pro}}$ (%)	$\frac{(Q_{max}-Q_{cle})}{Q_{max}}$ (%)
1	129	947831	191,5	116,0	135,7	148,6	14,6%	22,0%
2	129	947831	191,5	116,0	135,5	148,6	14,4%	22,0%
3	17	89662	19,1	12,6	16,2	19,1	22,1%	34,0%
5	105	777952	155,0	99,2	108,4	127,9	8,5%	22,5%
6	105	777952	155,0	99,2	108,4	127,8	8,5%	22,4%
7	87	708021	137,2	91,9	98,5	117,0	6,7%	21,5%
8	10	52267	11,2	9,4	10,4	11,2	9,6%	16,1%
10	7	69540	15,1	14,2	14,4	15,1	-	-
12	58	424003	71,6	48,6	51,5	71,6	5,6%	32,1%
13	5	46118	9,4	11,0	8,7	9,4	-	-
14	5	46118	9,4	11,0	8,7	9,4	-	-
16	7	116093	29,9	32,3	27,5	28,6	-	-
17	6	56839	9,9	9,5	8,8	9,6	-	-
19	53	406675	67,9	46,4	48,9	67,9	5,1%	31,7%
20	53	406675	67,9	46,4	48,9	67,9	5,1%	31,7%
22	42	364525	59,9	44,7	49,8	59,9	10,2%	25,4%
23	14	72281	12,9	10,8	11,3	12,1	-	-
26	22	237462	37,8	32,9	31,2	37,8	-	-
27	7	82173	12,5	13,6	11,6	12,5	-	-
MEDIA							10,0 %	25,6 %

En la tabla anterior se observa que en el turno impar del mes de julio, en todas las líneas de la red el caudal medido es superior al caudal de Clement calculado para la misma garantía de suministro, siendo de media un 10 % superior. En general, líneas con número de tomas bajos tienen un caudal de Clement superior al caudal total, luego a efectos de diseño en estas líneas, el caudal de diseño sería el caudal total. Con respecto al caudal máximo, el caudal de Clement es de media un 25 % inferior al caudal máximo.

Tabla 4.4.1.4. Comparación de Q_{pro} y Q_{max} con Q_{cle} , para el mes de julio de 2000.

Turno par

N° línea	N	S (m^2)	Q_{tot} (l/s)	Q_{cle} (l/s)	Q_{pro} (l/s)	Q_{max} 100	$\frac{(Q_{pro}-Q_{cle})}{Q_{pro}}$ (%)	$\frac{(Q_{max}-Q_{cle})}{Q_{max}}$ (%)
1	153	1004351	207,6	123,5	117,8	128,1	-4,8%	3,6%
2	138	932016	191,9	115,9	114,3	128,1	-1,3%	9,6%
3	12	76918	15,6	11,1	8,6	15,6	-29,5%	28,8%
5	126	855098	176,3	109,6	109,2	124,7	-0,4%	12,1%
6	118	799924	163,8	90,0	100,8	115,6	10,8%	22,1%
7	118	799924	163,8	103,7	100,8	115,6	-2,8%	10,3%
8	9	78261	15,5	10,6	11,1	13,8	4,6%	23,3%
10	6	28789	4,1	4,2	3,9	4,1	-	-
12	76	524546	111,9	73,9	76,0	83,6	2,7%	11,6%
13	11	89620	14,5	13,7	9,5	11,5	-	-
14	9	83359	13,6	11,7	9,3	11,0	-	-
16	5	32143	5,0	5,4	4,8	5,0	-	-
19	73	507497	103,6	68,7	75,8	83,6	9,3%	17,8%
20	62	456201	94,1	64,5	71,2	79,1	9,4%	18,5%
22	56	434925	91,9	63,4	69,6	77,3	8,9%	18,0%
23	8	62787	12,3	11,3	12,1	12,3	6,9%	8,1%
26	33	255921	54,6	45,0	46,8	50,6	3,8%	10,9%
27	7	67919	16,5	18,0	15,8	16,5	-	-
30	8	107228	22,1	21,5	21,0	22,0	-	-
MEDIA							1,3 %	15,0 %

En el turno par del mes de julio, mostrado en la tabla anterior, se observa que de media, el caudal medido es un 1,3 % superior al caudal de Clement para la misma garantía de suministro. Sin embargo, en este turno algunas líneas tienen un caudal medido inferior al caudal de Clement (Líneas n° 1, 2, 3, 4, y 7). Al igual que en el turno impar, líneas con número de tomas bajos tienen un caudal de Clement superior al caudal total. Con respecto al caudal máximo, en todas las líneas es superior al caudal de Clement, siendo de media un 15 % superior. Comparando con el turno impar, se observa que para todas las líneas el porcentaje de exceso de caudal medido respecto al de Clement es inferior en el turno par que en el impar. Esto se debe a que en el mes de julio el turno impar era un turno de tarde, mientras que el turno par era de mañana, por lo que la tendencia encontrada a concentrar los riegos por las tardes provoca que el caudal medido sea superior en turnos de tarde que en turnos de mañana.

A la vista de los resultados anteriores se puede concluir que el método de Clement para el cálculo de los caudales de línea, subestima ligeramente los caudales de línea medidos en la red para garantías de suministro del 95 %, en líneas con más de 50 tomas, y del 99 %, en líneas con menos de 50 tomas. La diferencia es mayor en el turno de tarde que en el de mañana debido a la mayor concentración del riego durante las tardes. No

obstante en algunas líneas del turno de mañana, el método de Clement sobreestima los caudales de línea medidos en la red.

Las dos tablas anteriores muestra la comparación entre los caudales medidos en la red para una determinada probabilidad de ocurrencia, con los caudales de Clement calculados a partir de la dotación media medida en cada una de las tomas abastecidas por la red. Si realizamos la misma comparación pero calculando el caudal de Clement a partir de la dotación teórica asignada a cada toma y de la dotación máxima medida, los resultados varían considerablemente. Tendría sentido hacer estas dos comparaciones, ya que a efectos de diseño, para el cálculo de los caudales de línea se consideraría la dotación teórica, de forma que los caudales de Clement obtenidos serían los que habría que tener en cuenta para el cálculo de los diámetros de las tuberías. En caso de que los limitadores de caudal funcionasen correctamente, la dotación teórica tendría que coincidir con la máxima, pero dado que esa situación no se da en la red objeto de estudio, se ha calculado también el caudal de Clement a partir de la dotación máxima medida. En la tabla 4.4.1.5. se comparan los caudales medidos (Q_{pro}) durante el mes de julio de 2000, con los caudales de Clement (Q_{cle}) obtenidos para la dotación teórica y con los caudales de Clement obtenidos para la dotación máxima, para la misma probabilidad de funcionamiento.

Tabla 4.4.1.5. Comparación de Q_{pro} y Q_{max} con Q_{cle} , para el mes de julio de 2000, calculando Q_{cle} a partir de la dotación teórica y dotación máxima

Nº línea	N	Q_{cle} (dot teórica)		Q_{cle} (dot máxima)	
		Turno impar	Turno par	Turno impar	Turno par
		$(Q_{pro} - Q_{cle})$	$(Q_{pro} - Q_{cle})$	$(Q_{pro} - Q_{cle})$	$(Q_{pro} - Q_{cle})$
		Q_{pro} (%)	Q_{pro} (%)	Q_{pro} (%)	Q_{pro} (%)
1	153	7,1%	-13,6%	-0,5%	-24,1%
2	138	6,9%	-10,6%	-0,7%	-20,4%
3	12	20,5%	-65,6%	10,2%	-62,9%
5	126	-0,7%	-8,6%	-8,2%	-18,8%
6	118	-0,7%	2,2%	-8,2%	-5,6%
7	118	-4,4%	-11,4%	-10,4%	-21,2%
8	9	5,6%	-	-3,0%	-36,9%
10	6	-	-	-	-
12	76	-24,3%	1,5%	-11,5%	-12,7%
13	11	-	-	-	-
14	9	-	-	-	-
16	5	-	-	-	-
19	73	-	3,7%	-	-6,3%
20	62	-26,4%	6,7%	-12,2%	-4,4%
22	56	-26,4%	8,3%	-12,2%	-4,7%
23	8	-23,4%	-	-7,3%	-0,8%
26	33	-	4,1%	-	-11,3%
27	7	-42,3%	-	-	-
30	8	-	-	-	-
MEDIA		-9,0%	-7,6%	-5,8%	-17,7%

En la tabla anterior se observa que, de media, el método de Clement sobreestima los caudales de línea para las mismas probabilidades de ocurrencia, en los dos turnos, tanto cuando se considera, en el cálculo del caudal, la dotación teórica como la dotación máxima. Se puede ver que para casi la totalidad de las líneas, el caudal medido es inferior al caudal de Clement. Únicamente cuando se considera la dotación teórica, algunas líneas tienen un caudal medido superior al de Clement.

Teniendo en cuenta estos resultados se puede concluir que el método de Clement, cuando se calcula el caudal de línea a partir de la dotación teórica, sobreestima los caudales de línea medidos, por lo que podría ser un método adecuado para el diseño de la red.

Por tanto, de la comprobación de las hipótesis de Clement realizadas se desprende lo siguiente:

- Tanto el número de tomas simultáneamente abiertas como los caudales de línea, se ajustan razonablemente a una distribución normal para aquellas líneas con más de 10 tomas abastecidas.
- La probabilidad de apertura de toma es la misma todos los días de la semana, no existiendo preferencia alguna a regar determinados días
- La probabilidad de apertura de toma es diferente a lo largo de la jornada o turno de riego, por lo que existe una tendencia a concentrar los riegos a determinadas horas del día, siendo esta concentración mayor en el turno de tarde que en el de mañana.
- Los caudales de Clement calculados para garantías de suministro del 95 % en líneas con más de 50 tomas y del 99 % en líneas con menos de 50 tomas durante el turno de tarde, son ligeramente inferiores a los caudales medidos en la red para las mismas probabilidades de ocurrencia, mientras que en el turno de mañana son superiores en algunas líneas. Si se emplea la dotación teórica o la dotación máxima medida en la red, los caudales de línea obtenidos por el método de Clement son, de media, superiores a los caudales medidos para las mismas probabilidades de ocurrencia.
- Los caudales calculados por el método de Clement para las garantías de suministro citadas, subestiman los caudales máximos medidos en la red en todos los casos.

Los resultados obtenidos son similares a los obtenidos por Lamaddalena (1996 y 1997), en cuanto al ajuste de los caudales medidos a una distribución normal. Para ello utilizó datos de caudal de línea medidos en la línea principal de una red con

funcionamiento a la demanda, que abastecía a un total de 660 hidrantes y 2700 hectáreas de superficie regable, siendo el sistema de riego predominante el riego por goteo.

Por otro lado, Martínez y col. (1999) encuentran que existe una marcada tendencia a concentrar los riegos a unas determinadas horas del día, pero en este caso la distribución de caudales circulantes no se ajusta a una distribución normal. En otro trabajo de los mismos autores, obtienen que dicha concentración del riego puede provocar que los caudales circulantes superen a los calculados mediante el método de Clement (Reca y col., 1999). La red estudiada por los citados autores, alimentaba sistemas de goteo en cultivos intensivos de invernadero, con una gran variabilidad en cuanto al número de sectores y dotaciones por parcela. Por tanto las condiciones de funcionamiento difieren considerablemente de las correspondientes a la red estudiada en el presente trabajo.

Mora y col. (2000) también obtienen unos resultados diferentes a los encontrados en el presente trabajo, en cuanto al ajuste a la distribución normal. En este caso, la red contaba con 40 hidrantes en funcionamiento y 189 hectáreas regadas, mediante diferentes sistemas de riego (aspersión y goteo). Los cultivos predominantes eran 32 % cereales, 26% alfalfa y 42% frutales, siendo los sistemas de riego 59% aspersión y 41 % localizado (33% goteo y 8% microaspersión). Además el 54% de la superficie regada utilizaba 7,2 sectores de riego por parcela, de consumo variable, por lo que el coeficiente de variación de las dotaciones medidas era superior al 20 % en el 61% de los casos, cifras muy superiores a las obtenidas en la red estudiada en este trabajo, como se puede ver en la figura 4.1.6.1.7.

Poch y col. (2001) obtienen resultados similares a los encontrados por Mora y col. (2000), en cuanto a la no normalidad de la distribución de los caudales de línea. En este caso la red estudiada abastecía a 135 hidrantes con una superficie de riego de 800 ha, empleándose el riego por aspersión como sistema de riego en parcela. Además, estos autores encuentran que si existe una tendencia a concentrar los riegos en determinados días de la semana y a determinadas horas del día. En este caso la red también difiere de la estudiada en este trabajo, ya que se trata también de riego por aspersión de cultivos herbáceos (maíz, alfalfa, y girasol), por tanto no se pueden extrapolar sus resultados a los correspondientes a redes de riego por goteo de cultivos leñosos.

Por tanto, en los trabajos anteriores la fórmula de Clement subestima los caudales circulantes por la red en todos los casos, debido principalmente a la gran variabilidad de las dotaciones medidas en los hidrantes, a la no normalidad de la distribución de caudales circulantes, a la tendencia a regar determinados días de la semana y al incumplimiento la hipótesis de probabilidad de apertura constante a lo largo de la jornada de riegos. Esta

última es la única hipótesis que no se cumple en la red estudiada en el presente trabajo, encontrando algunas líneas en las que la fórmula de Clement obtiene resultados aceptables. Un denominador común de dichos trabajos, es que el riego era a la demanda con probabilidades de apertura de tomas muy bajas. Por el contrario, en la red estudiada en el presente trabajo el riego es a la demanda modificada en dos turnos de 8 horas de duración, por lo que la probabilidad de apertura de tomas es muy elevada, y oscila entre 0,857 para el cultivo del limonero y 0,453 para el albaricoquero, siendo la media ponderada de 0,619 (tabla 3.5.1.1.). Esta elevada probabilidad se debe a que los tiempos de riego de cada cultivo son muy elevados en comparación con la duración del turno, por lo que el grado de libertad es muy bajo. Si comparamos el valor de probabilidad media ponderada de apertura de tomas considerado en el cálculo del caudal de Clement, con el valor máximo del coeficiente de simultaneidad medio horario de tomas simultáneamente abiertas (NA), obtenido para la línea 1 de la red en el turno de mañana y tarde (58 % y 69% respectivamente), vemos que es ligeramente mayor con respecto al del turno de mañana pero menor que el del turno de tarde. Por tanto, el efecto de la concentración del riego durante el turno de mañana, se ha tenido en cuenta en el cálculo del caudal de Clement al considerar, de media, una probabilidad de apertura de tomas mayor a dicho valor, no sucediendo lo mismo para el turno de tarde.

Luego, a la vista de los resultados obtenidos, se puede concluir que el método de Clement puede ser un método adecuado para el cálculo de los caudales de línea, en redes colectivas que abastecen a sistemas de riego por goteo de cultivos leñosos, con organización a la demanda restringida en dos turnos.

4.4.2. Resultados del dimensionado con organización a la demanda (ED1)

Caudales de línea

En la tabla 4.4.2.1. se pueden ver los caudales de Clement (Q_{cle}) y los caudales totales (Q_{tot}) de cada línea de la red para la estrategia 1 de diseño (Riego a la demanda con una jornada de 16 horas). Además, en ella se muestra para cada línea el número total de hidrantes multiusuario abastecidos, el número de tomas abastecidas (N), la superficie abastecida (S) y el porcentaje de reducción del caudal de Clement respecto del caudal total.

Tabla 4.4.2.1. Caudales de Clement para la estrategia EDI

Nº línea	Hidrantés	N	S (m ²)	Q _{cle} (l/s)	Q _{tot} (l/s)	$\frac{(Q_{tot} - Q_{cle})}{Q_{tot}}$
1	31	620	2790000	196,58	527,00	62,7%
2	30	600	2700000	190,50	510,00	62,6%
a	29	580	2610000	184,42	493,00	62,6%
3	2	40	180000	17,542	34,00	48,4%
4	1	20	90000	10,00	17,00	41,2%
5	27	540	2430000	172,24	459,00	62,5%
6	26	520	2340000	166,14	442,00	62,4%
7	25	500	2250000	160,04	425,00	62,3%
b	24	480	2160000	153,93	408,00	62,3%
8	2	40	180000	17,54	34,00	48,4%
9	1	20	90000	10,00	17,00	41,2%
c	22	440	1980000	141,70	374,00	62,1%
10	2	40	180000	17,54	34,00	48,4%
11	1	20	90000	10,00	17,00	41,2%
d	20	400	1800000	129,43	340,00	61,9%
e	6	120	540000	42,12	102,00	58,7%
13	3	60	270000	22,56	51,00	55,8%
14	2	40	180000	17,54	34,00	48,4%
15	1	20	90000	10,00	17,00	41,2%
16	3	60	270000	22,56	51,00	55,8%
17	2	40	180000	17,54	34,00	48,4%
18	1	20	90000	10,00	17,00	41,2%
12	14	280	1260000	92,42	238,00	61,2%
19	13	260	1170000	86,20	221,00	61,0%
20	12	240	1080000	79,98	204,00	60,8%
f	11	220	990000	73,73	187,00	60,6%
21	1	20	90000	10,00	17,00	41,2%
22	10	200	900000	67,46	170,00	60,3%
g	9	180	810000	61,17	153,00	60,0%
23	2	40	180000	17,54	34,00	48,4%
24	1	20	90000	10,00	17,00	41,2%
h	7	140	630000	48,51	119,00	59,2%
25	1	20	90000	10,00	17,00	41,2%
26	6	120	540000	42,12	102,00	58,7%
i	5	100	450000	35,67	85,00	58,0%
27	2	40	180000	17,54	34,00	48,4%
28	1	20	90000	10,00	17,00	41,2%
j	3	60	270000	22,56	51,00	55,8%
29	1	20	90000	10,00	17,00	41,2%
30	2	40	180000	17,54	34,00	48,4%
31	1	20	90000	10,00	17,00	41,2%

En la tabla anterior se observa que el caudal de Clement es mucho menor al caudal total, oscilando la reducción entre un 63 % y un 41 % del caudal total. Esta reducción del caudal circulante obtenida mediante la fórmula de Clement, se debe a que la probabilidad de apertura de tomas utilizada en esta estrategia es muy baja ($p=0,34$), ya que en su cálculo se han considerado las 16 horas de duración de la jornada de riego.

Dimensionado de la red Estrategia EDI

En la tabla 4.4.2.2 se muestran los datos de partida para el dimensionado de la red. En ella se puede ver, para cada línea, la numeración de los nudos inicial y final, la cota del nudo final (Z), la presión mínima de diseño del nudo final ($PMin$), el caudal de línea (Ql), la longitud (L) y la longitud equivalente ($Lequiv$). La numeración de cada línea equivale a la numeración del nudo final de la línea que corresponde con el número de hidrante de consumo de la red. En la línea 1 se ha desglosado en dos tramos para tener en cuenta la situación de la estación de filtrado. Los nudos con letras corresponden a nudos de unión y no a hidrantes de consumo. Se observa que en los nudos de consumo número 1, 2, 3, 4, 5, 20, 21, 22, 23, 25, 26, 27, y 28 la presión mínima requerida en dichos nudos es inferior a los 33 m.c.a. mínimos establecidos en el diseño, ya que la cota de dichos nudos es inferior a dicho valor. En los nudos que no son de consumo se ha introducido como presión mínima la atmosférica, para evitar sobredimensionar la red y al mismo tiempo posibles presiones negativas en dichos nudos.

Tabla 4.4.2.2. Datos de partida para el diseño del sector IA para la estrategia EDI

LÍNEA	Nudo Inicial	Nudo Final	Z (m)	PMin (mca)	Ql (l/s)	L (m)	L equiv (m)
1_1	0	Filtros	294,05	0,0	196,58	216,0	287,79
1_2	Filtros	1	292,38	29,0	196,58	38,0	109,79
2	1	2	292,02	29,0	190,5	272,9	344,66
A	2	a	292,38	0,0	184,42	87,6	159,36
3	a	3	295,48	25,0	17,54	275,9	292,14
4	3	4	291,33	29,0	10,0	335,2	351,44
5	a	5	289,42	31,0	172,24	232,1	303,82
6	5	6	288,08	33,0	166,14	115,0	186,68
7	6	7	286,61	33,0	160,04	281,0	352,68
b	7	b	286,61	0,0	153,93	4,0	75,73
8	b	8	287,31	33,0	17,54	193,9	212,11
9	8	9	287,68	33,0	10,0	198,0	216,21
c	b	c	286,15	0,0	141,7	57,1	128,68
10	c	10	284,42	33,0	17,54	270,8	289,01
11	10	11	282,38	33,0	10,0	269,6	287,81
d	c	d	282,67	0,0	129,43	196,3	252,68
e	d	e	283,77	0,0	42,12	76,0	101,5
13	e	13	283,77	33,0	22,56	4,8	20,81
14	13	14	278,71	33,0	17,54	381,0	397,77
15	14	15	270,97	33,0	10,0	269,0	282,48
16	e	16	282,09	33,0	22,56	545,2	567,05
17	16	17	281,09	33,0	17,54	245,5	263,71
18	17	18	269,65	33,0	10,0	280,0	295,81
12	d	12	284,19	33,0	92,42	159,5	215,71
19	12	19	286,87	33,0	86,2	336,3	392,51
20	19	20	288,58	30,0	79,98	282,3	331,19
f	20	f	288,58	0,0	73,73	6,68	55,54
21	f	21	289,46	30,0	10,0	305,5	330,21
22	f	22	288,21	32,0	67,46	324,3	373,1
g	22	g	288,21	0,0	61,17	7,8	56,41
23	g	23	287,25	32,0	17,54	244,7	266,64
24	23	24	284,39	33,0	10,0	313,7	335,64
h	g	h	289,07	0,0	48,51	130,9	165,85
25	h	25	290,56	29,0	10,0	328,9	353,61
26	h	26	287,7	32,0	42,12	375,13	409,98
i	26	i	287,7	0,0	35,67	8,5	43,38
27	i	27	291,66	28,0	17,54	253,7	275,64
28	27	28	291,36	28,0	10,0	164,0	185,94
j	i	j	288,0	0,0	22,56	354,2	379,48
29	j	29	286,36	33,0	10,0	40,8	59,01
30	j	30	277,81	33,0	17,54	591,6	607,41
31	30	31	264,61	33,0	10,0	355,3	370,34

En la tabla 4.4.2.3. se pueden ver los resultados del dimensionado de la red. En ella se muestra para cada línea, el diámetro nominal (DN), el diámetro interior ($Dint$), la longitud de cada tramo de línea (L), la velocidad de circulación del agua (v), la presión estática ($P-est$) y dinámica ($P-din$) en el extremo de la línea, el material y coste de la tubería. Se observa que muchas de las líneas finales de la red se han desglosado en dos

tramos para ajustar la presión dinámica a la presión mínima establecida en el diseño. En todas las líneas se cumplen los criterios de velocidad fijados en el diseño.

Tabla 4.4.2.3. Dimensionado del sector 1A para la estrategia ED1

LÍNEA	DN	Dinterior (mm)	L (m)	v (m/s)	P-est (mca)	P-din (mca)	Material	Coste (Pta.)
1 1	700	700	216,0	0,51	27,95	27,81	Fibr. Clase B	3.369.384
1_2	700	700	38,0	0,51	29,62	29,42	Fibr. Clase B	592.762
2	700	700	272,9	0,50	29,98	29,62	Fibr. Clase B	4.256.967
a	700	700	87,6	0,48	29,62	29,19	Fibr. Clase B	1.366.472
3	250	250	275,9	0,36	26,52	25,75	Fibr. Clase B	732.515
4	200	200	335,2	0,32	30,67	29,44	Fibr. Clase B	723.026
5	700	700	232,1	0,45	32,58	32,03	Fibr. Clase B	3.620.528
6	700	700	115,0	0,43	33,92	33,30	Fibr. Clase B	1.793.885
7	700	700	281,0	0,42	35,39	34,65	Fibr. Clase B	4.383.319
b	700	700	4,0	0,40	35,39	34,63	Fibr. Clase B	62.396
8	250	250	193,9	0,36	34,69	33,89	Fibr. Clase B	514.805
9	200	200	198,0	0,32	34,32	33,00	Fibr. Clase B	427.086
c	700	700	57,1	0,37	35,85	35,02	Fibr. Clase B	890.703
10	160	150,6	270,8	0,98	37,58	34,17	PVC Pn 0.6	352.040
11	140	131,8	52,5	0,73	39,62	33,00	PVC Pn 0.6	52.614
	125	117,6	217,3	0,92			PVC Pn 0.6	174.726
d	700	700	196,3	0,34	39,33	38,37	Fibr. Clase B	3.062.084
e	250	250	76,0	0,86	38,23	36,67	Fibr. Clase B	201.780
13	140	131,8	4,8	1,65	38,23	35,69	PVC Pn 0.6	4.814
14	140	131,8	351,5	1,29	43,29	33,03	PVC Pn 0.6	352.579
	125	117,6	28,7	1,61			PVC Pn 0.6	23.103
15	110	103,6	232,4	1,19	51,03	33,00	PVC Pn 0.6	144.060
	90	84,6	36,2	1,78			PVC Pn 0.6	15.452
16	200	200	545,2	0,72	39,91	34,21	Fibr. Clase B	1.175.996
17	160	150,6	245,5	0,98	40,91	33,00	PVC Pn 0.6	319.150
18	110	103,6	166,6	1,19	52,35	33,00	PVC Pn 0.6	103.289
	90	84,6	112,6	1,78			PVC Pn 0.6	48.098
12	600	600	150,1	0,33	37,81	36,69	Fibr. Clase B	2.023.571
	500	500	8,9	0,47			Fibr. Clase B	83.373
19	500	500	336,3	0,44	35,13	33,73	Fibr. Clase B	3.159.875
20	500	500	282,3	0,41	32,54	31,82	Fibr. Clase B	2.652.491
f	500	500	6,7	0,38	33,42	31,79	Fibr. Clase B	62.765
21	180	169,4	305,5	0,44	32,54	30,36	PVC Pn 0.6	481.468
22	500	500	324,3	0,34	33,79	32,00	Fibr. Clase B	3.047.123
g	450	450	7,8	0,38	33,79	31,96	Fibr. Clase B	59.007
23	250	250	244,7	0,36	34,75	32,60	Fibr. Clase B	649.679
24	140	131,8	248,6	0,73	37,61	33,00	PVC Pn 0.6	249.358
	125	117,6	65,4	0,92			PVC Pn 0.6	52.601
h	400	400	130,9	0,39	32,93	30,98	Fibr. Clase B	770.347
25	200	200	328,9	0,32	31,44	29,03	Fibr. Clase B	709.437
26	400	400	373,3	0,34	34,3	32,12	Fibr. Clase B	2.196.987
	350	350	1,8	0,44			Fibr. Clase B	9.000
i	350	350	8,5	0,37	34,3	32,08	Fibr. Clase B	41.803
27	250	250	253,7	0,35	30,34	27,79	Fibr. Clase B	673.574
28	200	200	164,0	0,32	30,64	27,85	Fibr. Clase B	353.748
j	300	300	305,2	0,32	34	31,44	Fibr. Clase B	1.136.922
	250	250	48,5	0,46			Fibr. Clase B	128.862
29	200	200	40,8	0,32	35,64	33,00	Fibr. Clase B	88.006
30	160	150,6	284,4	0,98	44,19	33,00	PVC Pn 0.6	369.721
	140	131,8	307,8	1,29			PVC Pn 0.6	308.699
31	110	103,6	237,0	1,19	57,39	33,,0	PVC Pn 0.6	146.921
	90	84,6	118,0	1,78			PVC Pn 0.6	50.388
TOTAL								48.269.357

4.4.3. Resultados del Dimensionado con organización a la demanda restringida en dos turnos. Turnos formados por hidrantes alternos (ED2).

Caudales de línea

En la tablas 4.4.3.1. y 4.4.3.2. se pueden ver los caudales de cada línea de la red correspondientes a la estrategia 2, para ambos turnos (impar y par) respectivamente.

Tabla 4.4.3.1. Caudales de Clement para la estrategia ED2. Turno impar

Nº línea	Hidrantes	N	S (m ²)	Q _{cle} (l/s)	Q _{tot} (l/s)	$\frac{(Q_{tot} - Q_{cle})}{Q_{tot}}$
1	15	300	1350000	185,52	255,00	27,2%
2	15	300	1350000	185,52	255,00	27,2%
a	14	280	1260000	173,52	238,00	27,1%
3	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
4	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
5	13	260	1170000	161,51	221,00	26,9%
6	13	260	1170000	161,51	221,00	26,9%
7	12	240	1080000	149,48	204,00	26,7%
b	12	240	1080000	149,48	204,00	26,7%
8	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
9	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
c	11	220	990000	137,44	187,00	26,5%
10	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
11	0	0	0	0,00	0,00	-
d	10	200	900000	125,37	170,00	26,2%
e	3	60	270000	39,89	51,00	21,7%
13	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
14	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
15	0	0	0	0,00	0,00	-
16	2	40	180000	29,05	34,00	14,5%
17	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
18	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
12	7	140	630000	89,02	119,00	25,2%
19	6	120	540000	76,83	102,00	24,6%
20	6	120	540000	76,83	102,00	24,6%
f	5	100	450000	64,59	85,00	24,0%
21	0	0	0	0,00	0,00	-
22	5	100	450000	64,59	85,00	24,0%
g	5	100	450000	64,59	85,00	24,0%
23	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
24	0	0	0	0,00	0,00	-
h	4	80	360000	52,29	68,00	23,1%
25	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
26	3	60	270000	39,89	51,00	21,7%
i	3	60	270000	39,89	51,00	21,7%
27	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
28	0	0	0	0,00	0,00	-
j	2	40	180000	29,05	34,00	14,5%
29	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
30	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
31	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%

Tabla 4.4.3.2. Caudales de Clement para la estrategia ED2. Turno par

Nº línea	Hidrantes	N	S (m ²)	Q _{cle} (l/s)	Q _{tot} (l/s)	$\frac{(Q_{tot} - Q_{cle})}{Q_{tot}}$
1	16	320	1440000	197,51	272,00	27,3%
2	15	300	1350000	185,52	255,00	27,2%
a	15	300	1350000	185,52	255,00	27,2%
3	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
4	0	0	0	0,00	0,00	-
5	14	280	1260000	173,52	238,00	27,1%
6	13	260	1170000	161,51	221,00	26,9%
7	13	260	1170000	161,51	221,00	26,9%
b	12	240	1080000	149,48	204,00	26,7%
8	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
9	0	0	0	0,00	0,00	-
c	11	220	990000	137,44	187,00	26,5%
10	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
11	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
d	10	200	900000	125,37	170,00	26,2%
e	3	60	270000	39,89	51,00	21,7%
13	2	40	180000	29,05	34,00	14,5%
14	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
15	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
16	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
17	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
18	0	0	0	0,00	0,00	-
12	7	140	630000	89,02	119,00	25,2%
19	7	140	630000	89,02	119,00	25,2%
20	6	120	540000	76,83	102,00	24,6%
f	6	120	540000	76,83	102,00	24,6%
21	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
22	5	100	450000	64,59	85,00	24,0%
g	4	80	360000	52,29	68,00	23,1%
23	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
24	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
h	3	60	270000	39,89	51,00	21,7%
25	0	0	0	0,00	0,00	-
26	3	60	270000	39,89	51,00	21,7%
i	2	40	180000	29,05	34,00	14,5%
27	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
28	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
j	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
29	0	0	0	0,00	0,00	-
30	1	20	90000	15,73	17,00	7,5%
31	0	0	0	0,00	0,00	-

Los caudales de línea adoptados para el dimensionado corresponden a los caudales de Clement más desfavorables de ambos turnos. En las dos tablas anteriores se observa que la reducción del caudal de Clement con respecto al caudal total, oscila entre un 27,3% y un 7,3%. Esta reducción es mucho menor que la obtenida para la estrategia ED1, debido a que la probabilidad de apertura de tomas considerada en ED2 ($p = 0,64$) es casi el doble de la considerada en la estrategia ED1, ya que la duración de la jornada de riegos se ha reducido a la mitad. Esta situación es particular para redes que alimentan a sistemas de riego por goteo de cultivos leñosos en climas áridos, en los que el tiempo de

riego es muy elevado y el intervalo de riegos diario, por lo que la probabilidad de apertura de toma es muy alta cuando se restringe la jornada de riegos a un turno de 8 horas.

Dimensionado de la red Estrategia 2

En la tabla 4.4.3.3. se pueden ver los datos adoptados para el diseño de la red y en la 4.4.3.4. el resultado del dimensionado para la estrategia 2.

Tabla 4.4.3.3. Datos de partida para el diseño del sector 1A para la estrategia ED2

<i>LÍNEA</i>	<i>Nudo Inicial</i>	<i>Nudo Final</i>	<i>Z (m)</i>	<i>PMin (mca)</i>	<i>Ql (l/s)</i>	<i>L (m)</i>	<i>L equiv (m)</i>	
1	1	0	Filtros	294,05	0,0	197,51	216,0	287,79
1	2	Filtros	1	292,38	29,0	197,51	38,0	109,79
2	1	2	2	292,02	29,0	185,52	272,9	344,66
a	2	a	a	292,38	0,0	185,52	87,6	159,36
3	a	3	3	295,48	25,0	15,73	275,9	292,14
4	3	4	4	291,33	29,0	15,73	335,2	351,44
5	a	5	5	289,42	31,0	173,52	232,1	303,82
6	5	6	6	288,08	33,0	161,51	115,0	186,68
7	6	7	7	286,61	33,0	161,51	281,0	352,68
b	7	b	b	286,61	0,0	149,48	4,0	75,73
8	b	8	8	287,31	33,0	15,73	193,9	212,11
9	8	9	9	287,68	33,0	15,73	198,0	216,21
c	b	c	c	286,15	0,0	137,44	57,1	128,68
10	c	10	10	284,42	33,0	15,73	270,8	289,01
11	10	11	11	282,38	33,0	15,73	269,6	287,81
d	c	d	d	282,67	0,0	125,37	196,3	252,68
e	d	e	e	283,77	0,0	39,89	76,0	101,5
13	e	13	13	283,77	33,0	29,05	4,8	20,81
14	13	14	14	278,71	33,0	15,73	381,0	397,77
15	14	15	15	270,97	33,0	15,73	269,0	282,48
16	e	16	16	282,09	33,0	29,05	545,2	567,05
17	16	17	17	281,09	33,0	15,73	245,5	263,71
18	17	18	18	269,65	33,0	15,73	280,0	295,81
12	d	12	12	284,19	33,0	89,02	159,5	215,71
19	12	19	19	286,87	33,0	89,02	336,3	392,51
20	19	20	20	288,58	30,0	76,83	282,3	331,19
f	20	f	f	288,58	0,0	76,83	6,68	55,54
21	f	21	21	289,46	30,0	15,73	305,5	330,21
22	f	22	22	288,21	32,0	64,59	324,3	373,1
g	22	g	g	288,21	0,0	64,59	7,8	56,41
23	g	23	23	287,25	32,0	15,73	244,7	266,64
24	23	24	24	284,39	33,0	15,73	313,7	335,64
h	g	h	h	289,07	0,0	52,29	130,9	165,85
25	h	25	25	290,56	29,0	15,73	328,9	353,61
26	h	26	26	287,7	32,0	39,89	375,13	409,98
i	26	i	i	287,7	0,0	39,89	8,5	43,38
27	i	27	27	291,66	28,0	15,73	253,7	275,64
28	27	28	28	291,36	28,0	15,73	164,0	185,94
j	i	j	j	288,0	0,0	29,05	354,2	379,48
29	j	29	29	286,36	33,0	15,73	40,8	59,01
30	j	30	30	277,81	33,0	15,73	591,6	607,41
31	30	31	31	264,61	33,0	15,73	355,3	370,34

Tabla 4.4.3.4. Dimensionado del sector 1A para la estrategia ED2

LINEA	DN	Dinterior (mm)	L (m)	v (m/s)	P-est (mca)	P-din (mca)	Material	Coste (Pta.)	
1	1	700	700	216,0	0,51	27,95	27,77	Fibr. Clase B	3.369.384
1	2	700	700	38,0	0,51	29,62	29,37	Fibr. Clase B	592.762
2	700	700	272,9	0,48	29,98	29,54	Fibr. Clase B	4.256.967	
a	700	700	87,6	0,48	29,62	29,09	Fibr. Clase B	1.366.472	
3	250	250	275,9	0,32	26,52	25,71	Fibr. Clase B	732.515	
4	250	250	335,2	0,32	30,67	29,52	Fibr. Clase B	889.956	
5	700	700	232,1	0,45	32,58	31,91	Fibr. Clase B	3.620.528	
6	700	700	115,0	0,42	33,92	33,17	Fibr. Clase B	1.793.885	
7	700	700	281,0	0,42	35,39	34,49	Fibr. Clase B	4.383.319	
b	700	700	4,0	0,39	35,39	34,47	Fibr. Clase B	62.396	
8	250	250	193,9	0,32	34,69	33,56	Fibr. Clase B	514.805	
9	250	250	198,0	0,32	34,32	33,00	Fibr. Clase B	525.690	
c	700	700	57,1	0,36	35,85	34,89	Fibr. Clase B	890.703	
10	160	150,6	270,8	0,88	37,58	34,44	PVC Pn 0.6	352.040	
11	160	150,6	105,9	0,88	39,62	33,00	PVC Pn 0.6	137.605	
	140	131,8	163,9	1,15			PVC Pn 0.6	164.419	
d	700	700	196,3	0,33	39,33	38,30	Fibr. Clase B	3.062.084	
e	250	250	76,0	0,81	38,23	36,57	Fibr. Clase B	201.780	
13	200	200	4,8	0,92	38,23	36,35	Fibr. Clase B	10.354	
14	140	131,8	381,0	1,15	43,29	35,41	PVC Pn 0.6	382.143	
15	125	117,6	181,9	1,45	51,03	33,00	PVC Pn 0.6	146.235	
	110	103,6	86,7	1,87			PVC Pn 0.6	53.727	
16	250	250	236,5	0,59	39,91	33,96	Fibr. Clase B	627.959	
	200	200	308,6				Fibr. Clase B	665.713	
17	160	150,6	245,5	0,88	40,91	33,00	PVC Pn 0.6	319.150	
18	125	117,6	159,0	1,45	52,35	33,00	PVC Pn 0.6	127.854	
	110	103,6	121,2	1,87			PVC Pn 0.6	75.119	
12	600	600	159,5	0,31	37,81	36,72	Fibr. Clase B	2.150.220	
19	600	600	108,8	0,31	35,13	33,80	Fibr. Clase B	1.466.906	
	500	500	227,9	0,45			Fibr. Clase B	2.141.416	
20	500	500	282,3	0,39	32,54	31,90	Fibr. Clase B	2.652.491	
f	500	500	6,7	0,39	33,42	31,87	Fibr. Clase B	62.765	
21	250	250	305,5	0,32	32,54	30,67	Fibr. Clase B	811.103	
22	450	450	324,3	0,41	33,79	32,00	Fibr. Clase B	2.453.330	
g	450	450	7,8	0,41	33,79	31,94	Fibr. Clase B	59.007	
23	200	200	244,7	0,50	34,75	32,05	Fibr. Clase B	527.818	
24	180	169,4	234,6	0,70	37,61	33,00	PVC Pn 0.6	369.718	
	160	150,6	79,4	0,88			PVC Pn 0.6	103.277	
h	450	450	130,9	0,33	32,93	31,01	Fibr. Clase B	990.259	
25	250	250	328,9	0,32	31,44	29,17	Fibr. Clase B	873.230	
26	400	400	230,6	0,32	34,3	32,09	Fibr. Clase B	1.356.962	
	350	350	144,6	0,41			Fibr. Clase B	710.995	
i	350	350	8,5	0,41	34,3	32,04	Fibr. Clase B	41.803	
27	250	250	253,7	0,32	30,34	27,82	Fibr. Clase B	673.574	
28	250	250	164,0	0,32	30,64	27,94	Fibr. Clase B	435.420	
j	350	350	169,9	0,30	34	31,40	Fibr. Clase B	835.442	
	300	300	184,8	0,41			Fibr. Clase B	688.411	
29	250	250	40,8	0,32	35,64	33,00	Fibr. Clase B	108.324	
30	160	150,6	72,1	0,88	44,19	33,00	PVC Pn 0.6	93.696	
	140	131,8	519,1	1,15			PVC Pn 0.6	520.686	
31	125	117,6	243,7	1,45	57,39	33,,0	PVC Pn 0.6	195.923	
	110	103,6	112,2	1,87			PVC Pn 0.6	69.594	
TOTAL								49.717.931	

4.4.4. Resultados del dimensionado con organización en dos turnos considerando todas las tomas abiertas en cada turno. Turnos formados por hidrantes alternos (ED3).

Caudales de línea

Los caudales de línea considerados en el dimensionado corresponden a los mostrados en la columna (Q_{tot}) de la tablas 4.4.3.1. y 4.4.3.2., para ambos turnos (impar y par) respectivamente.

Los caudales adoptados en el cálculo son los más desfavorables de cada línea.

Dimensionado de la red estrategia 3

En la tabla 4.4.4.1. se pueden ver los datos adoptados para el diseño de la red y en la 4.4.4.2. el resultado del dimensionado para la estrategia 3 de diseño.

Tabla 4.4.4.1. Datos de partida para el diseño del sector 1A para la estrategia ED3

LINEA	Nudo Inicial	Nudo Final	Z (m)	PMin (mca)	QI (l/s)	L (m)	L equiv (m)	
1	1	0	Filtros	294,05	0,0	272,0	216,0	287,79
1	2	Filtros	1	292,38	29,0	272,0	38,0	109,79
2	1	2	2	292,02	29,0	255,0	272,9	344,66
a	2	a	a	292,38	0,0	255,0	87,6	159,36
3	a	3	3	295,48	25,0	17,0	275,9	292,14
4	3	4	4	291,33	29,0	17,0	335,2	351,44
5	a	5	5	289,42	31,0	238,0	232,1	303,82
6	5	6	6	288,08	33,0	221,0	115,0	186,68
7	6	7	7	286,61	33,0	221,0	281,0	352,68
b	7	b	b	286,61	0,0	204,0	4,0	75,73
8	b	8	8	287,31	33,0	17,0	193,9	212,11
9	8	9	9	287,68	33,0	17,0	198,0	216,21
c	b	c	c	286,15	0,0	187,0	57,1	128,68
10	c	10	10	284,42	33,0	17,0	270,8	289,01
11	10	11	11	282,38	33,0	17,0	269,6	287,81
d	c	d	d	282,67	0,0	170,0	196,3	252,68
e	d	e	e	283,77	0,0	51,0	76,0	101,5
13	e	13	13	283,77	33,0	34,0	4,8	20,81
14	13	14	14	278,71	33,0	17,0	381,0	397,77
15	14	15	15	270,97	33,0	17,0	269,0	282,48
16	e	16	16	282,09	33,0	34,0	545,2	567,05
17	16	17	17	281,09	33,0	17,0	245,5	263,71
18	17	18	18	269,65	33,0	17,0	280,0	295,81
12	d	12	12	284,19	33,0	119,0	159,5	215,71
19	12	19	19	286,87	33,0	119,0	336,3	392,51
20	19	20	20	288,58	30,0	102,0	282,3	331,19
f	20	f	f	288,58	0,0	102,0	6,68	55,54
21	f	21	21	289,46	30,0	17,0	305,5	330,21
22	f	22	22	288,21	32,0	85,0	324,3	373,1
g	22	g	g	288,21	0,0	85,0	7,8	56,41
23	g	23	23	287,25	32,0	17,0	244,7	266,64
24	23	24	24	284,39	33,0	17,0	313,7	335,64
h	g	h	h	289,07	0,0	68,0	130,9	165,85
25	h	25	25	290,56	29,0	17,0	328,9	353,61
26	h	26	26	287,7	32,0	51,0	375,13	409,98
i	26	i	i	287,7	0,0	51,0	8,5	43,38
27	i	27	27	291,66	28,0	17,0	253,7	275,64
28	27	28	28	291,36	28,0	17,0	164,0	185,94
j	i	j	j	288,0	0,0	34,0	354,2	379,48
29	j	29	29	286,36	33,0	17,0	40,8	59,01
30	j	30	30	277,81	33,0	17,0	591,6	607,41
31	30	31	31	264,61	33,0	17,0	355,3	370,34

Tabla 4.4.4.2. Dimensionado del sector 1A para la estrategia ED3

LÍNEA	DN	Dinterior (mm)	L (m)	v (m/s)	P-est (mca)	P-din (mca)	Material	Coste (Pta.)	
1	1	800	800	216,0	0,54	27,95	27,78	Fibr. Clase B	4.407.264
1	2	800	800	38,0	0,54	29,62	29,39	Fibr. Clase B	775.352
2		800	800	272,9	0,51	29,98	29,57	Fibr. Clase B	5.568.252
a		800	800	87,6	0,51	29,62	29,13	Fibr. Clase B	1.787.390
3		250	250	275,9	0,35	26,52	25,70	Fibr. Clase B	732.515
4		250	250	335,2	0,35	30,67	29,45	Fibr. Clase B	889.956
5		800	800	232,1	0,47	32,58	31,95	Fibr. Clase B	4.735.768
6		800	800	115,0	0,44	33,92	33,22	Fibr. Clase B	2.346.460
7		700	700	281,0	0,57	35,39	34,42	Fibr. Clase B	4.383.319
b		700	700	4,0	0,53	35,39	34,37	Fibr. Clase B	62.396
8		250	250	193,9	0,35	34,69	33,43	Fibr. Clase B	514.805
9		250	250	198,0	0,35	34,32	32,81	Fibr. Clase B	525.690
c		700	700	57,1	0,49	35,85	34,75	Fibr. Clase B	890.703
10		160	150,6	270,8	0,95	37,58	33,95	PVC Pn 0.6	352.040
11		160	150,6	222,0	0,95	39,62	33,00	PVC Pn 0.6	288.606
		140	131,8	47,8	1,25			PVC Pn 0.6	47.916
d		700	700	196,3	0,44	39,33	38,12	Fibr. Clase B	3.062.084
e		250	250	76,0	1,04	38,23	35,99	Fibr. Clase B	201.780
13		200	200	4,8	1,08	38,23	35,68	Fibr. Clase B	10.354
14		140	131,8	381,0	1,25	43,29	33,73	PVC Pn 0.6	382.143
15		140	131,8	37,1	1,25	51,03	33,00	PVC Pn 0.6	37.250
		125	117,6	231,4	1,57			PVC Pn 0.6	186.047
16		250	250	349,0	0,68	39,91	33,00	Fibr. Clase B	926.622
		200	200	196,1				Fibr. Clase B	423.070
17		200	200	245,5	0,54	40,91	33,00	Fibr. Clase B	529.544
18		125	117,6	218,7	1,57	52,35	33,00	PVC Pn 0.6	175.799
		110	103,6	61,5	2,02			PVC Pn 0.6	38.146
12		700	700	159,5	0,31	37,81	36,55	Fibr. Clase B	2.488.041
19		700	700	119,1	0,31	35,13	33,71	Fibr. Clase B	1.857.753
		600	600	216,8	0,42			Fibr. Clase B	2.922.261
20		600	600	282,3	0,36	32,54	31,87	Fibr. Clase B	3.805.686
f		600	600	6,7	0,36	33,42	31,85	Fibr. Clase B	90.053
21		250	250	305,5	0,35	32,54	30,60	Fibr. Clase B	811.103
22		500	500	324,3	0,43	33,79	31,96	Fibr. Clase B	3.047.123
g		500	500	7,8	0,43	33,79	31,92	Fibr. Clase B	73.289
23		200	200	244,7	0,54	34,75	31,89	Fibr. Clase B	527.818
24		180	169,4	279,5	0,75	37,61	33,00	PVC Pn 0.6	440.421
		160	150,6	34,6	0,95			PVC Pn 0.6	44.956
h		450	450	130,9	0,43	32,93	30,93	Fibr. Clase B	990.259
25		250	250	328,9	0,35	31,44	29,04	Fibr. Clase B	873.230
26		450	450	375,1	0,32	34,3	32,12	Fibr. Clase B	2.837.858
i		400	400	8,5	0,41	34,3	32,09	Fibr. Clase B	50.023
27		250	250	253,7	0,35	30,34	27,82	Fibr. Clase B	673.574
28		250	250	164,0	0,35	30,64	27,91	Fibr. Clase B	435.420
j		350	350	286,5	0,35	34	31,44	Fibr. Clase B	1.409.235
		300	300	67,2	0,48			Fibr. Clase B	250.331
29		250	250	40,8	0,35	35,64	33,00	Fibr. Clase B	108.324
30		160	150,6	227,9	0,95	44,19	33,00	PVC Pn 0.6	296.283
		140	131,8	363,3	1,25			PVC Pn 0.6	364.382
31		125	117,6	312,8	1,57	57,39	33,,0	PVC Pn 0.6	251.461
		110	103,6	42,2	2,02			PVC Pn 0.6	26.172
TOTAL								58.956.324	

4.4.5. Resultados del dimensionado con organización a la demanda restringida en dos turnos. Turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas de cada uno (ED4).

Caudales de línea

En la tabla 4.4.5.1. se pueden ver los caudales de Clement (Q_{cle}) y los caudales totales (Q_{tot}) de cada línea de la red para la estrategia 4 de diseño. En este caso, la configuración de turnos es idéntica, por lo que la columna que muestra los caudales de Clement (Q_{cle}) será la que se considere en el dimensionado.

Tabla 4.4.5.1. Caudales de Clement para la estrategia ED4

Nº línea	Hidrantes	N	S (m ²)	Q _{cle} (l/s)	Q _{tot} (l/s)	(Q _{tot} - Q _{cle})
						Q _{tot}
1	31	310	1395000	191,52	263,50	27,3%
2	30	300	1350000	185,52	255,00	27,2%
a	29	290	1305000	179,52	246,50	27,1%
3	2	20	90000	15,73	17,00	7,5%
4	1	10	45000	8,50	8,50	0,0%
5	27	270	1215000	167,52	229,50	27,0%
6	26	260	1170000	161,51	221,00	26,9%
7	25	250	1125000	155,50	212,50	26,8%
b	24	240	1080000	149,48	204,00	26,7%
8	2	20	90000	15,73	17,00	7,5%
9	1	10	45000	8,50	8,50	0,0%
c	22	220	990000	137,44	187,00	26,5%
10	2	20	90000	15,73	17,00	7,5%
11	1	10	45000	8,50	8,50	0,0%
d	20	200	900000	125,37	170,00	26,2%
e	6	60	270000	39,89	51,00	21,7%
13	3	30	135000	22,46	25,50	11,9%
14	2	20	90000	15,73	17,00	7,5%
15	1	10	45000	8,50	8,50	0,0%
16	3	30	135000	22,46	25,50	11,9%
17	2	20	90000	15,73	17,00	7,5%
18	1	10	45000	8,50	8,50	0,0%
12	14	140	630000	89,02	119,00	25,2%
19	13	130	585000	82,93	110,50	24,9%
20	12	120	540000	76,83	102,00	24,6%
f	11	110	495000	70,72	93,50	24,3%
21	1	10	45000	8,50	8,50	0,0%
22	10	100	450000	64,59	85,00	24,0%
g	9	90	405000	58,45	76,50	23,6%
23	2	20	90000	15,73	17,00	7,5%
24	1	10	45000	8,50	8,50	0,0%
h	7	70	315000	46,10	59,50	22,5%
25	1	10	45000	8,50	8,50	0,0%
26	6	60	270000	39,89	51,00	21,7%
i	5	50	225000	33,64	42,50	20,8%
27	2	20	90000	15,73	17,00	7,5%
28	1	10	45000	8,50	8,50	0,0%
j	3	30	135000	22,46	25,50	11,9%
29	1	10	45000	8,50	8,50	0,0%
30	2	20	90000	15,73	17,00	7,5%
31	1	10	45000	8,50	8,50	0,0%

En la tabla anterior se observa que la reducción obtenida en el caudal de línea con la aplicación de la fórmula de Clement oscila entre un 27,3% y un 7,5%. Esta reducción es la misma que la obtenida en la estrategia ED2, ya que en ambas se ha considerado la misma probabilidad de apertura de tomas.

Dimensionado de la red estrategia 4

En la tabla 4.4.5.2. se pueden ver los datos adoptados para el diseño de la red y en la 4.4.5.3. el resultado del dimensionado para la estrategia 3 de diseño.

Tabla 4.4.5.2. Datos de partida para el diseño del sector 1A para la estrategia ED4

LÍNEA	Nudo Inicial	Nudo Final	Z (m)	PMin (mca)	Ql (l/s)	L (m)	L equiv (m)
1 1	0	Filtros	294,05	0,0	191,52	216,0	287,79
1_2	Filtros	1	292,38	29,0	191,52	38,0	109,79
2	1	2	292,02	29,0	185,52	272,9	344,66
a	2	a	292,38	0,0	179,52	87,6	159,36
3	a	3	295,48	25,0	15,73	275,9	292,14
4	3	4	291,33	29,0	8,5	335,2	351,44
5	a	5	289,42	31,0	167,52	232,1	303,82
6	5	6	288,08	33,0	161,51	115,0	186,68
7	6	7	286,61	33,0	155,5	281,0	352,68
b	7	b	286,61	0,0	149,48	4,0	75,73
8	b	8	287,31	33,0	15,73	193,9	212,11
9	8	9	287,68	33,0	8,5	198,0	216,21
c	b	c	286,15	0,0	137,44	57,1	128,68
10	c	10	284,42	33,0	15,73	270,8	289,01
11	10	11	282,38	33,0	8,5	269,6	287,81
d	c	d	282,67	0,0	125,37	196,3	252,68
e	d	e	283,77	0,0	39,89	76,0	101,5
13	e	13	283,77	33,0	22,46	4,8	20,81
14	13	14	278,71	33,0	15,73	381,0	397,77
15	14	15	270,97	33,0	8,5	269,0	282,48
16	e	16	282,09	33,0	22,46	545,2	567,05
17	16	17	281,09	33,0	15,73	245,5	263,71
18	17	18	269,65	33,0	8,5	280,0	295,81
12	d	12	284,19	33,0	89,02	159,5	215,71
19	12	19	286,87	33,0	82,93	336,3	392,51
20	19	20	288,58	30,0	76,83	282,3	331,19
f	20	f	288,58	0,0	70,72	6,68	55,54
21	f	21	289,46	30,0	8,5	305,5	330,21
22	f	22	288,21	32,0	64,59	324,3	373,1
g	22	g	288,21	0,0	58,45	7,8	56,41
23	g	23	287,25	32,0	15,73	244,7	266,64
24	23	24	284,39	33,0	8,5	313,7	335,64
h	g	h	289,07	0,0	46,1	130,9	165,85
25	h	25	290,56	29,0	8,5	328,9	353,61
26	h	26	287,7	32,0	39,89	375,13	409,98
i	26	i	287,7	0,0	33,64	8,5	43,38
27	i	27	291,66	28,0	15,73	253,7	275,64
28	27	28	291,36	28,0	8,5	164,0	185,94
j	i	j	288,0	0,0	22,46	354,2	379,48
29	j	29	286,36	33,0	8,5	40,8	59,01
30	j	30	277,81	33,0	15,73	591,6	607,41
31	30	31	264,61	33,0	8,5	355,3	370,34

Tabla 4.4.5.3 . Dimensionado del sector 1A para la estrategia ED4

LINEA	DN	Dinterior (mm)	L (m)	v (m/s)	P-est (mca)	P-din (mca)	Material	Coste (Pta.)
1 1	800	800	88,6	0,38	27,95	27,82	Fibr. Clase B	1.807.087
	700	700	127,6	0,50			Fibr. Clase B	1.990.341
1_2	700	700	38,0	0,50	29,62	29,42	Fibr. Clase B	592.762
2	700	700	272,9	0,48	29,98	29,59	Fibr. Clase B	4.256.967
a	700	700	87,6	0,47	29,62	29,15	Fibr. Clase B	1.366.472
3	250	250	275,9	0,32	26,52	25,77	Fibr. Clase B	732.515
4	180	169,4	335,2	0,38	30,67	29,48	PVC Pn 0.6	528.275
5	700	700	232,1	0,44	32,58	31,97	Fibr. Clase B	3.620.528
6	700	700	115,0	0,42	33,92	33,23	Fibr. Clase B	1.793.885
7	700	700	281,0	0,40	35,39	34,57	Fibr. Clase B	4.383.319
b	700	700	4,0	0,39	35,39	34,54	Fibr. Clase B	62.396
8	250	250	193,9	0,32	34,69	33,64	Fibr. Clase B	514.805
9	180	169,4	198,0	0,38	34,32	33,00	PVC Pn 0.6	312.048
c	700	700	57,1	0,36	35,85	34,96	Fibr. Clase B	890.703
10	160	150,6	120,9	0,88	37,58	33,31	PVC Pn 0.6	157.133
	140	131,8	149,9	1,15			PVC Pn 0.6	150.368
11	125	117,6	269,6	0,78	39,62	32,99	PVC Pn 0.6	216.758
d	700	700	196,3	0,33	39,33	38,38	Fibr. Clase B	3.062.084
e	250	250	76,0	0,81	38,23	36,65	Fibr. Clase B	201.780
13	140	131,8	4,8	1,65	38,23	36,01	PVC Pn 0.6	4.814
14	140	131,8	220,3	1,15	43,29	33,00	PVC Pn 0.6	220.962
	125	117,6	160,9	1,45			PVC Pn 0.6	129.376
15	110	103,6	165,7	1,01	51,03	33,00	PVC Pn 0.6	102.731
	90	84,6	103,8	1,51			PVC Pn 0.6	44.322
16	200	200	545,2	0,71	39,91	34,65	Fibr. Clase B	1.175.996
17	160	150,6	163,8	0,88	40,91	33,00	PVC Pn 0.6	213.001
	140	131,8	81,9	1,15			PVC Pn 0.6	82.169
18	110	103,6	67,2	1,01	52,35	33,00	PVC Pn 0.6	41.668
	90	84,6	213,0	1,51			PVC Pn 0.6	90.941
12	600	600	71,7	0,31	37,81	36,74	Fibr. Clase B	966.928
	500	500	88,0	0,45			Fibr. Clase B	826.781
19	500	500	336,3	0,42	35,13	33,80	Fibr. Clase B	3.159.875
20	500	500	282,3	0,39	32,54	31,90	Fibr. Clase B	2.652.491
f	500	500	6,7	0,36	33,42	31,88	Fibr. Clase B	62.765
21	160	150,6	305,5	0,48	32,54	30,25	PVC Pn 0.6	397.150
22	500	500	324,3	0,33	33,79	32,10	Fibr. Clase B	3.047.123
g	450	450	7,8	0,37	33,79	32,06	Fibr. Clase B	59.007
23	200	200	244,7	0,50	34,75	32,17	Fibr. Clase B	527.818
24	140	131,8	180,4	0,62	37,61	33,00	PVC Pn 0.6	180.925
	125	117,6	132,7	0,78			PVC Pn 0.6	106.705
h	400	400	130,9	0,37	32,93	31,09	Fibr. Clase B	770.347
25	180	169,4	328,9	0,38	31,44	29,17	PVC Pn 0.6	518.346
26	400	400	375,1	0,32	34,3	32,26	Fibr. Clase B	2.207.640
i	350	350	8,5	0,35	34,3	32,23	Fibr. Clase B	41.803
27	250	250	253,7	0,32	30,34	28,00	Fibr. Clase B	673.574
28	180	169,4	164,0	0,38	30,64	28,07	PVC Pn 0.6	258.464
j	300	300	192,3	0,32	34	31,43	Fibr. Clase B	716.226
	250	250	162,4	0,46			Fibr. Clase B	431.192
29	180	169,4	40,8	0,38	35,64	33,00	PVC Pn 0.6	64.301
30	160	150,6	70,1	0,88	44,19	33,00	PVC Pn 0.6	91.164
	140	131,8	521,1	1,15			PVC Pn 0.6	522.640
31	110	103,6	120,9	1,01	57,39	33,,0	PVC Pn 0.6	74.948
	90	84,6	234,1	1,51			PVC Pn 0.6	99.957
TOTAL								47.204.375

4.4.6. Resultados del dimensionado con organización en dos turnos considerando todas las tomas abiertas en cada turno. Turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas de cada uno (ED5).

Caudales de línea

Los caudales de línea considerados en el dimensionado corresponden a los mostrados en la columna (Q_{tot}) de la tabla 4.4.5.1.

Dimensionado de la red estrategia 5:

En la tabla 4.4.6.1. se pueden ver los datos adoptados para el diseño de la red y en la 4.4.6.2. el resultado del dimensionado para la estrategia 5 de diseño.

Tabla 4.4.6.1. Datos de partida para el diseño del sector 1A para la estrategia ED5

LINEA	Nudo Inicial	Nudo Final	Z (m)	PMin (mca)	Ql (l/s)	L (m)	L equiv (m)
1_1	0	Filtros	294,05	0,0	263,5	216,0	287,79
1_2	Filtros	1	292,38	29,0	263,5	38,0	109,79
2	1	2	292,02	29,0	255,0	272,9	344,66
a	2	a	292,38	0,0	246,5	87,6	159,36
3	a	3	295,48	25,0	17,0	275,9	292,14
4	3	4	291,33	29,0	8,5	335,2	351,44
5	a	5	289,42	31,0	229,5	232,1	303,82
6	5	6	288,08	33,0	221,0	115,0	186,68
7	6	7	286,61	33,0	212,5	281,0	352,68
b	7	b	286,61	0,0	204,0	4,0	75,73
8	b	8	287,31	33,0	17,0	193,9	212,11
9	8	9	287,68	33,0	8,5	198,0	216,21
c	b	c	286,15	0,0	187,0	57,1	128,68
10	c	10	284,42	33,0	17,0	270,8	289,01
11	10	11	282,38	33,0	8,5	269,6	287,81
d	c	d	282,67	0,0	170,0	196,3	252,68
e	d	e	283,77	0,0	51,0	76,0	101,5
13	e	13	283,77	33,0	25,5	4,8	20,81
14	13	14	278,71	33,0	17,0	381,0	397,77
15	14	15	270,97	33,0	8,5	269,0	282,48
16	e	16	282,09	33,0	25,5	545,2	567,05
17	16	17	281,09	33,0	17,0	245,5	263,71
18	17	18	269,65	33,0	8,5	280,0	295,81
12	d	12	284,19	33,0	119,0	159,5	215,71
19	12	19	286,87	33,0	110,5	336,3	392,51
20	19	20	288,58	30,0	102,0	282,3	331,19
f	20	f	288,58	0,0	93,5	6,68	55,54
21	f	21	289,46	30,0	8,5	305,5	330,21
22	f	22	288,21	32,0	85,0	324,3	373,1
g	22	g	288,21	0,0	76,5	7,8	56,41
23	g	23	287,25	32,0	17,0	244,7	266,64
24	23	24	284,39	33,0	8,5	313,7	335,64
h	g	h	289,07	0,0	59,5	130,9	165,85
25	h	25	290,56	29,0	8,5	328,9	353,61
26	h	26	287,7	32,0	51,0	375,13	409,98
i	26	i	287,7	0,0	42,5	8,5	43,38
27	i	27	291,66	28,0	17,0	253,7	275,64
28	27	28	291,36	28,0	8,5	164,0	185,94
j	i	j	288,0	0,0	25,5	354,2	379,48
29	j	29	286,36	33,0	8,5	40,8	59,01
30	j	30	277,81	33,0	17,0	591,6	607,41
31	30	31	264,61	33,0	8,5	355,3	370,34

Tabla 4.4.6.2. Dimensionado del sector 1A para la estrategia ED5

LÍNEA	DN	Dinterior (mm)	L (m)	V (m/s)	P-est (mca)	P-din (mca)	Material	Coste (Pta.)	
1	1	800	800	216,0	0,52	27,95	27,79	Fibr. Clase B	4.407.264
1	2	800	800	38,0	0,52	29,62	29,40	Fibr. Clase B	775.352
2		800	800	272,9	0,51	29,98	29,59	Fibr. Clase B	5.568.252
a		800	800	87,6	0,49	29,62	29,15	Fibr. Clase B	1.787.390
3		250	250	275,9	0,35	26,52	25,72	Fibr. Clase B	732.515
4		180	169,4	335,2	0,38	30,67	29,44	PVC Pn 0.6	528.275
5		800	800	232,1	0,46	32,58	31,98	Fibr. Clase B	4.735.768
6		800	800	115,0	0,44	33,92	33,25	Fibr. Clase B	2.346.460
7		800	800	127,5	0,42	35,39	34,53	Fibr. Clase B	2.601.120
		700	700	153,8	0,55			Fibr. Clase B	2.398.718
b		700	700	4,0	0,53	35,39	34,47	Fibr. Clase B	62.396
8		250	250	193,9	0,35	34,69	33,54	Fibr. Clase B	514.805
9		180	169,4	198,0	0,38	34,32	32,90	PVC Pn 0.6	312.048
c		700	700	57,1	0,49	35,85	34,86	Fibr. Clase B	890.703
10		160	150,6	191,1	0,95	37,58	33,31	PVC Pn 0.6	248.490
		140	131,8	79,6	1,25			PVC Pn 0.6	79.883
11		125	117,6	269,6	0,78	39,62	33,00	PVC Pn 0.6	216.758
d		700	700	196,3	0,44	39,33	38,23	Fibr. Clase B	3.062.084
e		250	250	76,0	1,04	38,23	36,10	Fibr. Clase B	201.780
13		140	131,8	4,8	1,87	38,23	35,27	PVC Pn 0.6	4.814
14		140	131,8	358,2	1,25	43,29	33,00	PVC Pn 0.6	359.304
		125	117,6	23,0	1,57			PVC Pn 0.6	18.482
15		110	103,6	165,7	1,01	51,03	33,00	PVC Pn 0.6	102.731
		90	84,6	103,8	1,51			PVC Pn 0.6	44.322
16		200	200	545,2	0,81	39,91	33,00	Fibr. Clase B	1.175.996
17		200	200	245,5	0,54	40,91	33,00	Fibr. Clase B	529.544
18		110	103,6	67,2	1,01	52,35	33,00	PVC Pn 0.6	41.668
		90	84,6	213,0	1,51			PVC Pn 0.6	90.941
12		600	600	159,5	0,42	37,81	36,59	Fibr. Clase B	2.150.220
19		600	600	336,3	0,39	35,13	33,74	Fibr. Clase B	4.533.660
20		600	600	136,4	0,36	32,54	31,80	Fibr. Clase B	1.838.551
		500	500	145,8	0,52			Fibr. Clase B	1.369.534
f		500	500	6,7	0,48	33,42	31,75	Fibr. Clase B	62.765
21		160	150,6	305,5	0,48	32,54	30,13	PVC Pn 0.6	397.150
22		500	500	324,3	0,43	33,79	31,86	Fibr. Clase B	3.047.123
g		500	500	7,8	0,39	33,79	31,83	Fibr. Clase B	73.289
23		200	200	244,7	0,54	34,75	31,80	Fibr. Clase B	527.818
24		140	131,8	276,7	0,62	37,61	33,00	PVC Pn 0.6	277.481
		125	117,6	37,4	0,78			PVC Pn 0.6	30.058
h		450	450	130,9	0,37	32,93	30,87	Fibr. Clase B	990.259
25		180	169,4	328,9	0,38	31,44	28,95	PVC Pn 0.6	518.346
26		450	450	344,0	0,32	34,3	32,05	Fibr. Clase B	2.602.661
		400	400	31,1	0,41	0	0,00	Fibr. Clase B	183.082
i		400	400	8,5	0,34	34,3	32,03	Fibr. Clase B	50.023
27		250	250	253,7	0,35	30,34	27,76	Fibr. Clase B	673.574
28		180	169,4	164,0	0,38	30,64	27,83	PVC Pn 0.6	258.464
j		300	300	354,2	0,36	34	31,36	Fibr. Clase B	1.319.395
29		180	169,4	40,8	0,38	35,64	32,93	PVC Pn 0.6	64.301
30		160	150,6	234,7	0,95	44,19	33,00	PVC Pn 0.6	305.146
		140	131,8	356,5	1,25			PVC Pn 0.6	357.544
31		110	103,6	120,9	1,01	57,39	33,,0	PVC Pn 0.6	74.948
		90	84,6	234,1	1,51			PVC Pn 0.6	99.957
TOTAL								55.643.210	

4.4.7. Comparación entre los distintos dimensionados

4.4.7.1. Comparación entre los caudales de línea de las cinco estrategias

En la figura 4.4.7.1.1. siguiente se comparan los caudales de línea para las cinco estrategias analizadas.

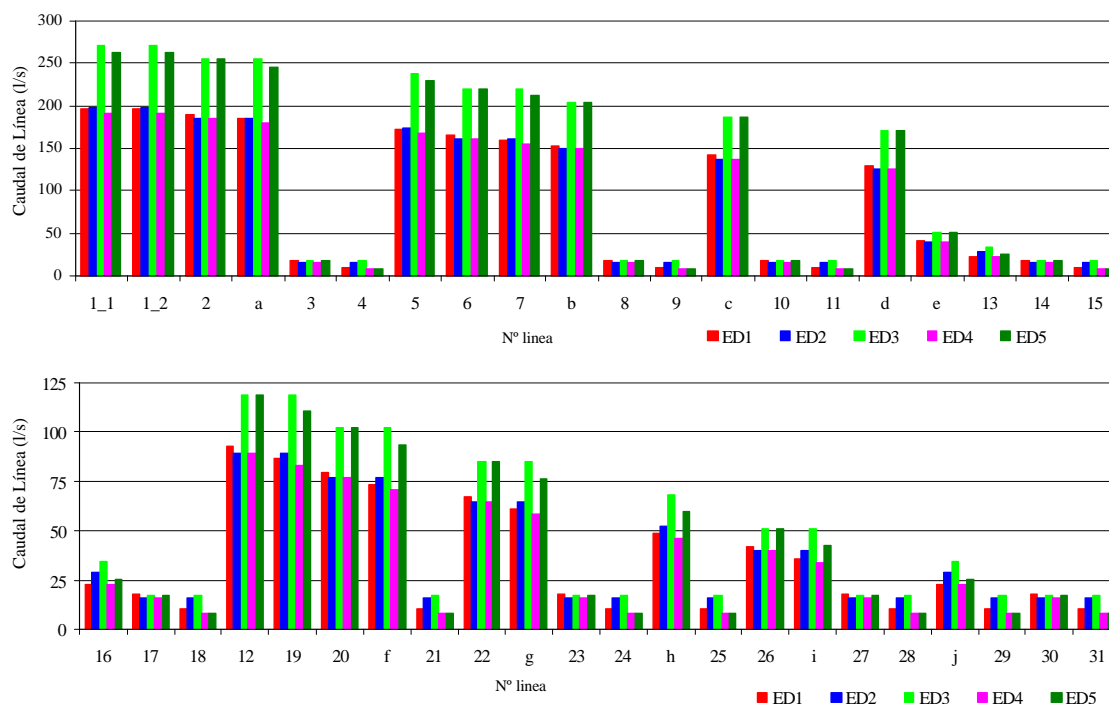


Figura 4.4.7.1.1. Caudales de línea para las cinco estrategias de diseño

Se observa que las estrategias 3 y 5 son las que conducen mayores caudales de línea, ya que consideran el caudal de cada línea como la suma de los caudales de los hidrantes abastecidos por dicha línea. De ambas estrategias, la 3ª es la que obtienen mayores caudales ya que el caudal de las líneas es siempre mayor o igual que en la estrategia 5.

Con respecto a los resultados obtenidos para las otras tres estrategias, se observa que en las estrategias 1 y 2 se obtienen mayores caudales que en la estrategia 4. En general, la estrategia 2 conduce mayor caudal que la estrategia 1, a pesar de tener la demanda restringida en dos turnos. Esto se debe a que la probabilidad de apertura de toma en la estrategia 2 es justo el doble que en la estrategia 1. Además, se observa que los caudales de línea son mayores en la estrategia 1, sólo cuando el número de tomas abastecidas es mayor o igual que el doble de las abastecidas para la estrategia 2. Si el número de tomas abastecidas para la estrategia 1 es menor del doble de las abastecidas para la estrategia 2 el caudal de línea es mayor en la estrategia 2 que en la 1. Este hecho se

puede comprobar en la línea nº 26, que abastece a 120 y 60 tomas individuales para las estrategias 1 y 2 respectivamente, siendo el caudal de línea de 42,12 y 39,89 l/s respectivamente. Por el contrario, la línea nº 19 abastece a 260 y 140 tomas individuales para las estrategias 1 y 2 respectivamente, siendo el caudal de línea mayor en la estrategia 2 (89,02 l/s) que en la 1 (86,20 l/s).

Se observa que los caudales obtenidos para todas las líneas de la estrategia 4, son siempre menores o iguales a los obtenidos para las estrategias 1 y 2. Se trata por tanto de la estrategia de distribución que conduce a menores caudales de línea.

En la figura 4.4.7.1.2. se representa el caudal de línea frente al número de tomas para las estrategias 1, 2 y 4. Se observa que los caudales son los mismos para las estrategias 2 y 4. Sin embargo, para el mismo número de tomas, el caudal de línea es siempre mayor en la estrategia 2 que en la 1, pero no llega a ser el doble.

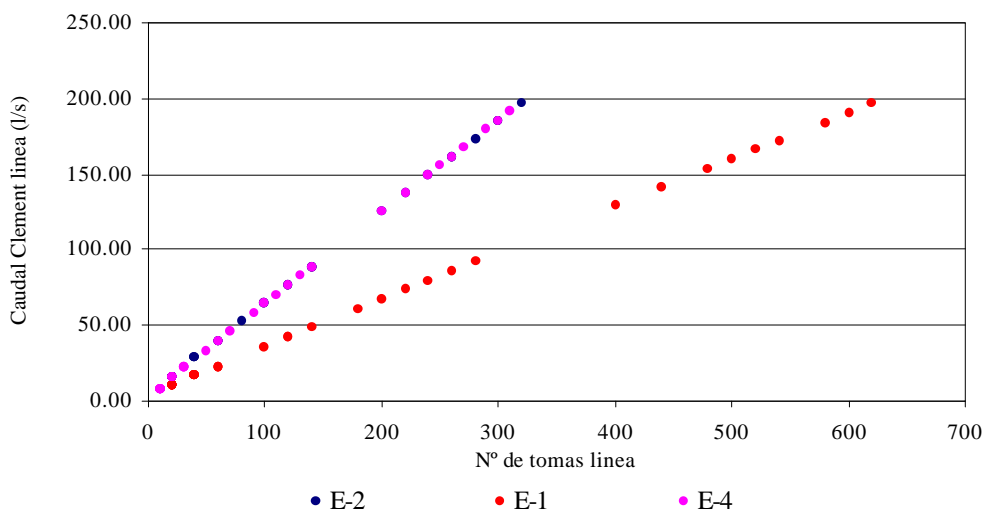


Figura 4.4.7.1.2. Caudales de línea de Clement en función del número de tomas

4.4.7.2. Comparación de los dimensionados de las cinco estrategias de diseño con la red ejecutada

En la figura 4.4.7.2.1. se muestran los diámetros interiores medios de cada línea de la red para las cinco estrategias de diseño y para la red ejecutada. Los diámetros medios mostrados corresponden al diámetro ponderado en función de la longitud, en aquellas líneas que están formadas por tramos de dos diámetros. Se observa que para las líneas principales de la red, los diámetros ejecutados son inferiores a los diámetros de las cinco estrategias consideradas, mientras que en algunas líneas finales de ramas que abastecen a pocas tomas, los diámetros ejecutados son más parecidos a los calculados en las cinco estrategias, siendo en algunas líneas incluso mayores los ejecutados a los

calculados (líneas nº 23 y 24). Se observa así mismo, que de las cinco estrategias consideradas, la que exige menores diámetros en todas las líneas, es la estrategia ED4. Comparando la estrategia ED1 (demanda) con la ED2 (demanda restringida) se observa que los diámetros de las líneas principales son muy parecidos, mientras que los diámetros de líneas extremas (líneas nº 4, 9, 11, 15, 18, 24, 25, 28, 29 y 31) el diámetro correspondiente a ED2 es mayor al correspondiente a ED1. Esto se debe a que con la estrategia ED1 las líneas finales abastecen a 20 tomas con una probabilidad de apertura de 0,34, mientras que con la estrategia ED2 las líneas finales abastecen a 20 tomas con una probabilidad de apertura 0,64, luego el caudal de diseño de estas líneas, y por tanto el diámetro, es inferior para ED1 que para ED2.

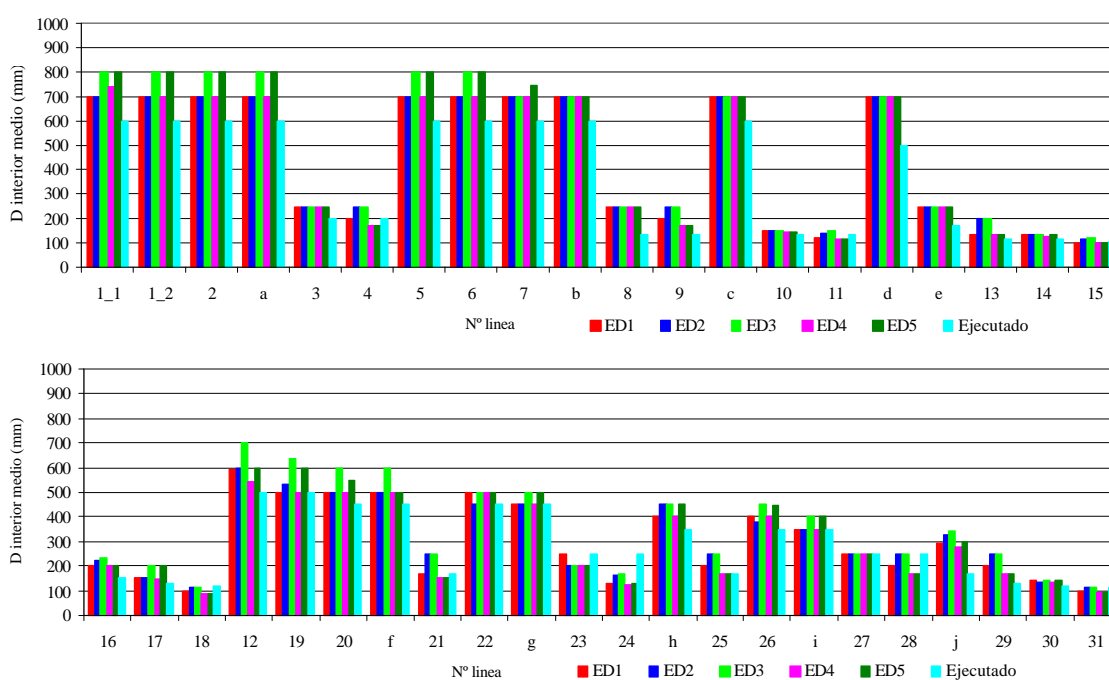


Figura 4.4.7.2.1. Diámetros interiores medios para las cinco estrategias de diseño y para la red ejecutada

En la figura 4.4.7.2.2. se muestran los costes de cada línea de la red para las cinco estrategias de diseño y para la red ejecutada, considerando en todos ellos los precios mostrados en la tabla 3.5.2.2. Se observa que de las cinco estrategias de diseño, la 4 es la que obtiene un coste mínimo para todas las tuberías, y la 3 el coste máximo. En todas las líneas, la red ejecutada tiene un menor coste que el resto de las estrategias. Esto se debe a que la red ejecutada, no cumple los requisitos de presión mínima en nudos considerados en el proyecto, como se ha puesto de manifiesto en el apartado 4.3.

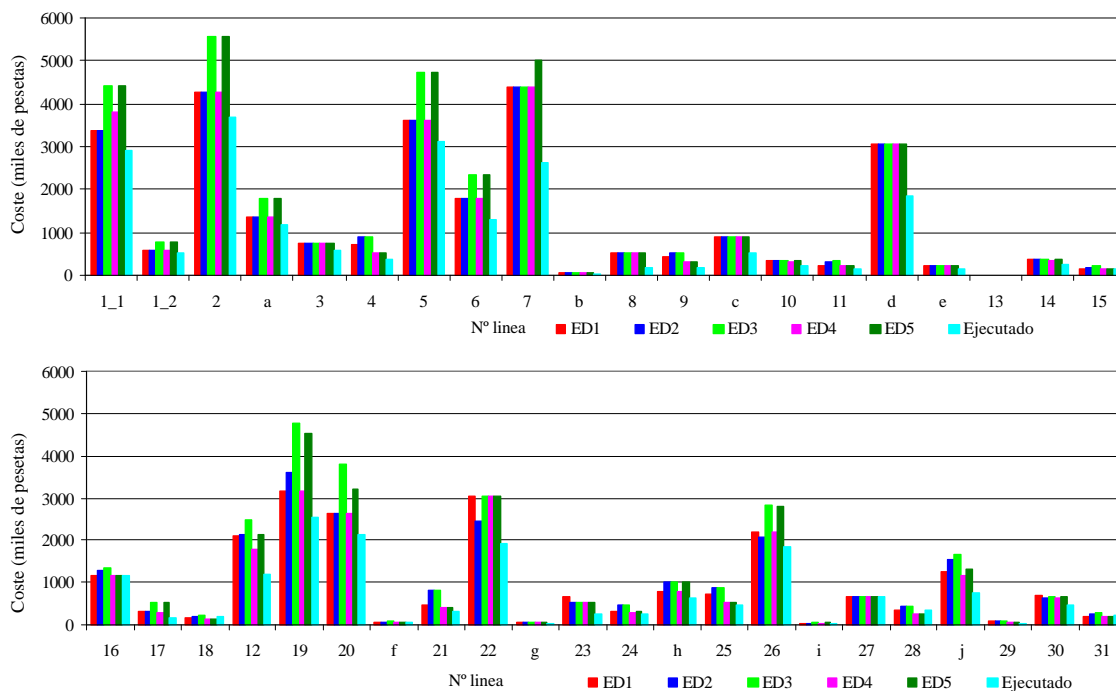


Figura 4.4.7.2.2. Costes de las líneas para las cinco estrategias de diseño y para la red ejecutada

En la figura 4.4.7.2.3. se comparan los costes totales de todas las líneas de la red para las cinco estrategias y la red ejecutada. En ella se comprueba que efectivamente la estrategia de diseño que conduce al mínimo coste es la estrategia 4. Así mismo, se observa que la red ejecutada es 6.750.000 de pesetas, más barata que el dimensionado de la estrategia 4, lo que supone a un 14 % del coste total del dimensionado de la estrategia 4. No obstante, este pequeño incremento en el coste, supone que la ejecutada no podrá suministrar por gravedad el caudal y la presión demandada por las parcelas en caso de que el 100 % de la superficie de riego proyectada se conecte a la red. Comparando el coste del dimensionado de la estrategia 4 con el de la estrategia 3, que corresponde a la estrategia considerada en el proyecto de la red, se comprueba que es casi 12 millones de pesetas más barato, lo que supone que el coste del dimensionado de la estrategia 3 es un 25% más caro que el coste del dimensionado de la estrategia 4.

En la figura 4.4.7.2.3. también se observa que la red diseñada a la demanda, estrategia 1, es más económica que la diseñada a la demanda modificada en turnos formados por hidrantes alternos. Esto se debe a que, como se ha comentado anteriormente, los diámetros de las líneas extremas de la red son mayores para la estrategia 2 que para la 1.

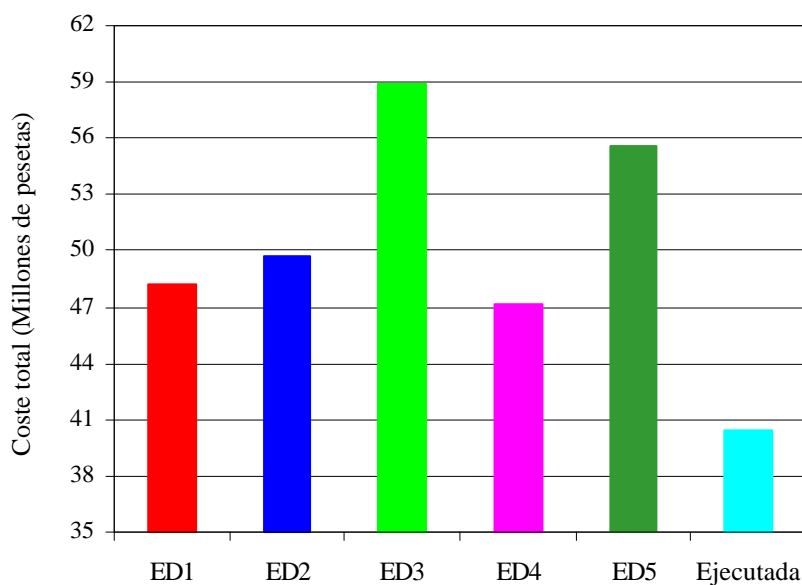


Figura 4.4.7.2.3. Costes totales de las líneas de la red para las cinco estrategias de diseño y para la red ejecutada

Al comparar los costes de E-2 con E-4 y E-3 con E-5, se pone claramente de manifiesto, que es mejor agrupar los turnos mediante la mitad de tomas de cada hidrante, que hacerlo por hidrantes de forma alterna a lo largo de la red, como actualmente se viene realizando en la gestión de los turnos de la red.

4.5. Comportamiento de la red para cada dimensionado realizado

4.5.1. Estados de carga más desfavorables medidos en la red

En las tablas 4.5.1.1. y 4.5.1.2. se muestra el estado de carga más desfavorable de la red para el turno impar y par respectivamente, durante el periodo junio de 2000 a mayo de 2001. En ellas se muestra, para un instante determinado, el caudal descargado por cada hidrante (d), el número de tomas abiertas (N_a) y la superficie regada (S_r), así como los coeficientes de simultaneidad (CS) de caudal, de número de tomas abiertas, y de superficie. Al pie de cada tabla se indica la pérdida de carga medida en la estación de filtrado en el momento de la medición.

En el turno impar (tabla 4.5.1.1.) se observa que el caudal total medido descargado por las tomas es de 142,2 l/s. Se puede constatar que el 91,1 % de la superficie asignada al turno estaba regando en el momento de la toma de datos, sin embargo sólo el 78,6 % de las tomas contribuían al riego de la superficie total, siendo el caudal máximo descargado del 72,1 % del total descargable por los hidrantes. El descenso del CS de tomas con respecto al CS de superficie se debe a que las parcelas que no suelen regar de forma sistemática y programada son las de poca superficie, en las que el cultivo tiene poca relevancia económica para sus propietarios. El descenso del CS de caudal con respecto al CS de superficie se debe a que normalmente se consume menos dotación de la asignada a las tomas, lo que se debe a que la dotación unitaria de cada toma (1,889 l/sha) es superior a la demanda real media de los cultivos (1,654 l/sha), (ver apartado 3.5.2.). Se observa que en los hidrantes con CS de superficie del 100 %, su CS de tomas también es del 100 %, lo que indica que todas las tomas del turno están abiertas al mismo tiempo. Llama la atención que en los hidrantes H8, H19 y H22, tengan una toma abierta y por tanto consuman caudal, siendo todos los coeficientes de simultaneidad nulos. Esto se debe a que el caudal lo producen tomas que están asignadas a otro turno, pero que en el momento de la toma de datos estaban abiertas.

Tabla 4.5.1.1. Estado de carga más desfavorable de la red medido en el turno impar el 10 de julio de 2000 a las 19 horas.

Hidrante	d (l/s)	N_a	S_r (m ²)	CS Caudal	CS Tomas	CS Superficie
H1	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H2	13,60	7	80217	78,1%	100,0%	100,0%
H3	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H4	11,70	14	75967	61,3%	82,4%	84,7%
H5	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H6	10,80	13	48410	60,7%	72,2%	69,2%
H7	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H8	0,80	1	4472	0,0%	0,0%	0,0%
H9	7,80	9	70155	49,3%	81,8%	88,7%
H10	12,60	6	63391	83,3%	85,7%	91,2%
H11	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H12	2,90	4	18166	60,4%	66,7%	73,0%
H13	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H14	7,50	4	43323	79,8%	80,0%	93,9%
H15	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H16	16,80	1	59254	84,0%	100,0%	100,0%
H17	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H18	6,00	3	43702	60,6%	50,0%	76,9%
H19	1,60	1	6988	0,0%	0,0%	0,0%
H20	6,00	8	37007	74,9%	72,7%	87,8%
H21	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H22	0,80	1	4472	0,0%	0,0%	0,0%
H23	6,60	5	49639	55,0%	45,5%	75,4%
H24	0,30	1	3634	33,3%	33,3%	56,5%
H25	6,00	5	51428	65,1%	83,3%	93,9%
H26	1,30	2	12018	52,0%	100,0%	100,0%
H27	11,10	7	82173	88,7%	100,0%	100,0%
H28	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H29	13,20	9	84185	79,8%	81,8%	96,2%
H30	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H31	4,80	2	55732	77,4%	100,0%	100,0%
TOTAL	142,20	103	894333	72,1%	78,6%	91,1%
Pérdida de carga medida en la estación de filtrado: 6 m.c.a.						

En la tabla 4.5.1.2. se puede ver que en el turno par el caudal máximo medido descargado por las tomas fue de 121,8 l/s. Al igual que en el turno impar, el CS de superficie (75,2 %) es mayor que el CS de tomas (60,9 %) y el CS de caudal (62,9 %), por el mismo motivo que el expuesto para el turno impar. También se puede comprobar que en los hidrantes con CS de superficie del 100 % su CS de tomas también es del 100 %. Los caudales en los hidrantes H9, H29 y H31 se deben a tomas que han abierto fuera de turno, ya que sus coeficientes de simultaneidad son nulos.

Tabla 4.5.1.2. Estado de carga más desfavorable de la red medido en el turno par el 14 de julio de 2000 a las 11,30 horas.

Hidrante	d (l/s)	N_a	S_r (m ²)	CS Caudal	CS Tomas	CS Superficie
H1	4,20	6	29627	26,8%	40,0%	41,0%
H2	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H3	6,10	6	50030	53,0%	60,0%	71,8%
H4	0,60	1	3354	30,0%	50,0%	46,2%
H5	7,50	4	44720	60,4%	50,0%	81,1%
H6	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H7	2,60	4	17050	20,8%	36,4%	36,6%
H8	8,40	7	46957	85,7%	87,5%	91,3%
H9	2,00	1	26832	0,0%	0,0%	0,0%
H10	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H11	3,60	6	28789	87,8%	100,0%	100,0%
H12	0,10	1	7826	1,4%	50,0%	82,4%
H13	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H14	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H15	5,40	4	33406	39,7%	44,4%	40,1%
H16	1,20	2	10900	54,5%	66,7%	73,6%
H17	2,70	2	17330	96,4%	100,0%	100,0%
H18	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H19	4,30	4	25436	58,8%	36,4%	49,6%
H20	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H21	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H22	6,30	8	31304	39,1%	61,5%	42,9%
H23	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H24	10,30	7	55911	83,6%	87,5%	89,0%
H25	8,10	2	43323	92,0%	100,0%	100,0%
H26	14,00	14	67638	87,5%	77,8%	83,7%
H27	8,90	2	35217	94,7%	100,0%	100,0%
H28	5,00	3	25435	70,4%	60,0%	77,8%
H29	5,40	1	22360	0,0%	0,0%	0,0%
H30	11,30	6	70893	57,3%	75,0%	66,1%
H31	3,80	1	34658	0,0%	0,0%	0,0%
TOTAL	121,80	92	728996	62,9%	60,9%	75,2%

Pérdida de carga medida en la estación de filtrado: 4 m.c.a.

Si comparamos cuantitativamente los valores de los CS de ambos turnos (tablas 4.5.1.1. y 4.5.1.2.) se observa que el turno impar, que tenía horario de tarde en el mes de julio de 2000, los valores de los tres coeficientes de simultaneidad son claramente superiores a los valores de los CS del turno par, que tenía horario de mañana. Esto se debe a la clara tendencia de los regantes de la zona a concentrar el riego por las tardes más que por las mañanas, (ver apartado 4.1.6.3.).

La simulación del estado de carga correspondiente a EG3 (turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno), de acuerdo con el apartado 3.6.1.1.2., se ha realizado partiendo del caudal máximo diario medido en la red, obtenido

como suma del caudal máximo medido en el turno de mañana y el caudal máximo diario medido en el turno de tarde. Ese caudal se produjo el día 15 de julio de 2000, siendo de 133 l/s y de 118,2 l/s en los turnos impar y par respectivamente, y su suma de 251,2 l/s. Este caudal es superior al de los días 10 y 14 de julio, días en los que el caudal máximo diario obtenido como suma del máximo de mañana y de tarde fue de 250,9 l/s (108,7 + 142,2) y de 242,9 l/s (121,8 + 121,1) respectivamente.

En las tablas 4.5.1.3. y 4.5.1.4. se muestra el estado de carga de todos los hidrantes, para los turnos impar y par, correspondiente al caudal máximo medido de ambos turnos del día 15 de julio de 2000.

Tabla 4.5.1.3. Estado de carga más desfavorable del turno impar del día 15 de julio de 2000 medido a las 18,15 horas.

Hidrante	Caudal (l/s)	Nº tomas abiertas	Superficie (m ²)	CS Caudal	CS Tomas	CS Superficie
H1	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H2	14,70	7	80217	84,4%	100,0%	100,0%
H3	0,60	1	29068	0,0%	0,0%	0,0%
H4	13,30	15	77084	69,6%	88,2%	86,0%
H5	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H6	11,60	13	54950	65,2%	72,2%	78,6%
H7	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H8	0,90	1	4472	0,0%	0,0%	0,0%
H9	6,30	8	31584	56,2%	80,0%	60,4%
H10	12,90	6	66745	85,3%	85,7%	96,0%
H11	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H12	2,90	4	13974	78,4%	80,0%	80,6%
H13	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H14	1,10	3	11460	11,7%	60,0%	24,8%
H15	1,70	1	5031	0,0%	0,0%	0,0%
H16	18,20	1	59254	91,0%	100,0%	100,0%
H17	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H18	7,50	4	45100	75,7%	66,7%	79,3%
H19	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H20	5,40	9	34883	67,4%	81,8%	82,8%
H21	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H22	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H23	5,60	7	56347	46,7%	63,6%	85,6%
H24	0,30	1	3634	33,3%	33,3%	56,5%
H25	6,60	5	51428	71,6%	83,3%	93,9%
H26	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H27	9,30	5	74347	74,3%	71,4%	90,5%
H28	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H29	14,10	10	86421	85,2%	90,9%	98,7%
H30	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H31	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
TOTAL	133,00	101	785999	69,4%	78,3%	82,9%

En la tabla 4.5.1.3. se puede observar que los datos medidos son ligeramente inferiores a los medidos el día 10 de julio a las 19 horas (Tabla 4.5.1.1.), mostrando la misma tendencia en cuanto a diferencias en los coeficientes de simultaneidad. En esta ocasión, los hidrantes que tenían tomas abiertas fuera de turno son el H3, H8 y el H15.

Tabla 4.5.1.4. Estado de carga más desfavorable del turno par del día 15 de julio de 2000 medido a las 12,00 horas.

Hidrante	Caudal (l/s)	Nº tomas abiertas	Superficie (m2)	CS Caudal	CS Tomas	CS Superficie
H1	6,20	10	38571	39,5%	66,7%	53,3%
H2	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H3	2,20	4	43937	19,1%	40,0%	63,1%
H4	0,60	1	3354	30,0%	50,0%	46,2%
H5	7,70	5	45950	62,0%	62,5%	83,3%
H6	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H7	6,20	4	21690	49,5%	36,4%	46,6%
H8	4,70	5	28789	47,9%	62,5%	56,0%
H9	2,50	1	26832	54,2%	100,0%	100,0%
H10	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H11	3,80	6	28789	92,7%	100,0%	100,0%
H12	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H13	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H14	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H15	5,50	4	46599	40,4%	44,4%	55,9%
H16	1,70	3	14813	77,3%	100,0%	100,0%
H17	2,80	2	17330	100,0%	100,0%	100,0%
H18	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H19	4,40	3	22920	60,2%	27,3%	44,7%
H20	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H21	1,40	3	14680	70,0%	50,0%	69,0%
H22	9,50	9	49416	59,0%	69,2%	67,8%
H23	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H24	9,10	7	50657	73,8%	87,5%	80,7%
H25	8,10	2	43323	92,0%	100,0%	100,0%
H26	12,80	15	68756	80,0%	83,3%	85,1%
H27	8,90	2	35217	94,7%	100,0%	100,0%
H28	3,50	2	16211	49,3%	40,0%	49,6%
H29	0,00	0	0	0,0%	0,0%	0,0%
H30	12,30	6	70893	62,4%	75,0%	66,1%
H31	4,30	1	34658	0,0%	0,0%	0,0%
TOTAL	118,20	95	723385	59,3%	62,1%	72,0%

En la tabla 4.5.1.4. se puede ver que los caudales medidos así como los coeficientes de simultaneidad, son inferiores a los medidos en el turno impar, confirmando así la tendencia mencionada de los agricultores de regar en mayor proporción por las tardes.

4.5.2. Estados de carga empleados en los análisis

4.5.2.1. Turnos formados por hidrantes alternos.

En la tabla 4.5.2.1.1. se muestra el caudal utilizado en los análisis correspondientes a EG2. Los caudales se han obtenido a partir de los mostrados en las tablas 4.5.1.1 y 4.5.1.2, mayorados con los coeficientes de mayoración mostrados en la tabla 3.6.1.2.

Tabla 4.5.2.1.1. Dotación utilizada para la realización de los análisis con organización del riego correspondiente a EG2.

Turno impar		Turno par	
Hidrante	Caudal Mayorado (l/s)	Hidrante	Caudal Mayorado (l/s)
H1	0,00	H1	5,23
H2	15,26	H2	0,00
H3	0,00	H3	7,88
H4	11,70	H4	0,60
H5	0,00	H5	12,23
H6	13,90	H6	0,00
H7	0,00	H7	5,03
H8	1,40	H8	14,70
H9	8,87	H9	2,28
H10	16,31	H10	0,00
H11	0,00	H11	11,25
H12	7,59	H12	0,26
H13	0,00	H13	0,00
H14	14,64	H14	0,00
H15	0,00	H15	5,83
H16	20,41	H16	1,46
H17	0,00	H17	14,02
H18	9,50	H18	0,00
H19	2,81	H19	7,54
H20	12,81	H20	0,00
H21	0,00	H21	0,00
H22	0,99	H22	7,78
H23	9,02	H23	0,00
H24	0,39	H24	13,39
H25	6,00	H25	8,10
H26	1,30	H26	14,00
H27	11,10	H27	8,90
H28	0,00	H28	13,76
H29	13,57	H29	5,55
H30	0,00	H30	11,30
H31	7,75	H31	6,14
TOTAL	185,32	TOTAL	177,23

4.5.2.2. Turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno.

En la tabla 4.5.2.2.1. se puede ver el estado de carga modificado a partir del mostrado en las tablas 4.5.1.3. y 4.5.1.4., adaptado a la organización de turnos correspondiente a EG3 (turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno), de acuerdo con la metodología descrita en 3.6.1.1.2. y la organización de turnos mostrada en la tabla 3.6.1.1.2.1.

Tabla 4.5.2.2.1. Estado de carga más desfavorable de los turnos impar y par del día 15 de julio de 2000 adaptado a la organización de turnos correspondiente a EG3.

Hidrante	Turno Impar			Turno Par		
	Caudal (l/s)	Nº tomas abiertas	Superficie (m2)	Caudal (l/s)	Nº tomas abiertas	Superficie (m2)
H1	2,7	5	19286	3,5	5	19285
H2	8,8	1	45838	5,9	6	34379
H3	1,9	4	43937	0,9	1	29068
H4	8,5	9	37507	5,4	7	42931
H5	5,2	1	31304	2,5	4	14646
H6	6,6	8	31584	5,0	5	23366
H7	0,4	1	2236	5,8	3	19454
H8	2,9	4	25435	2,7	2	7826
H9	5,5	5	42093	3,3	4	16323
H10	5,6	3	34323	7,3	3	32422
H11	1,8	3	14534	2,0	3	14255
H12	1,8	2	9782	1,1	2	4192
H13	0,0	0	0	0,0	0	0
H14	0,0	0	0	1,1	3	11460
H15	3,1	1	32702	4,1	4	18928
H16	18,2	1	59254	1,7	3	14813
H17	1,1	1	5870	1,7	1	11460
H18	3,9	2	19285	3,6	2	25815
H19	1,6	1	6988	2,8	2	15932
H20	1,7	4	14367	3,7	5	20516
H21	0,3	1	6708	1,1	2	7972
H22	4,5	3	27391	5,0	6	22025
H23	1,0	2	27950	4,6	5	28397
H24	3,8	4	22919	5,6	4	31372
H25	5,1	4	46677	9,6	3	48074
H26	7,0	8	36558	5,8	7	32198
H27	9,0	4	64285	9,2	3	45279
H28	1,2	1	7826	2,3	1	8385
H29	6,9	6	43937	7,2	4	42484
H30	4,3	2	28509	8,0	4	42384
H31	0,0	0	0	4,3	1	34658
TOTAL	124,4	91	789085	126,8	105	720299

En la tabla 4.5.2.2.1 se puede comprobar que la suma del caudal total, el número de total de tomas abiertas y la superficie total de ambos turnos, para cada hidrante y para el total de hidrantes, es igual que la obtenida en ambos turnos, para el día 15 de julio de 2000, mostrada en las tablas 4.5.1.3. y 4.5.1.4. Sin embargo, si comparamos los valores de caudal total transportado en ambos turnos vemos que está mucho más equilibrado que el mostrado en las dos tablas anteriores, ya que por todos los hidrantes se descarga agua en los dos turnos, siendo la diferencia de caudal total de ambos turnos de tan solo 2,4 l/s (126,8 – 124,4).

En la tabla 4.5.2.2.2. se puede ver el caudal utilizado en los análisis de los cinco dimensionados realizados y de la red ejecutada, para la organización del riego correspondiente a *EG3*. Los caudales se han obtenido a partir de los mostrados en la tabla 4.5.2.2.1, mayorados con los coeficientes de mayoración mostrados en la tabla 3.6.1.2.

Tabla 4.5.2.2.2. Dotación utilizada para la realización de los análisis con organización del riego correspondiente a EG3.

Turno impar		Turno par	
Hidrante	Caudal Mayorado (l/s)	Hidrante	Caudal Mayorado (l/s)
H1	3,36	H1	4,35
H2	9,87	H2	6,62
H3	2,46	H3	1,16
H4	8,50	H4	5,40
H5	8,48	H5	4,08
H6	8,49	H6	6,43
H7	0,77	H7	11,21
H8	5,07	H8	4,72
H9	6,26	H9	3,75
H10	7,25	H10	9,45
H11	5,63	H11	6,25
H12	4,71	H12	2,88
H13	0,00	H13	0,00
H14	0,00	H14	2,15
H15	3,35	H15	4,43
H16	22,12	H16	2,07
H17	5,71	H17	8,83
H18	6,18	H18	5,70
H19	2,81	H19	4,91
H20	3,63	H20	7,90
H21	1,27	H21	4,65
H22	5,56	H22	6,17
H23	1,37	H23	6,29
H24	4,94	H24	7,28
H25	5,10	H25	9,60
H26	7,00	H26	5,80
H27	9,00	H27	9,20
H28	3,30	H28	6,33
H29	7,09	H29	7,40
H30	4,30	H30	8,00
H31	0,00	H31	6,94
TOTAL	163,57	TOTAL	179,97

4.5.3. Resultados obtenidos en los análisis de la red

4.5.3.1. Análisis de las estrategias de diseño

Para analizar las estrategias de diseño se representa gráficamente la presión en cada hidrante obtenida en las simulaciones para los dos turnos, junto con la presión mínima de diseño en el hidrante. El estado de cargas de cada simulación corresponde con la estrategia de gestión considerada en el diseño de cada dimensionado. En la estrategia de diseño de la red a la demanda (*EDI*), se han considerado las estrategias de gestión (*EG2* y *EG3*) al carecer de datos reales de caudales descargados para la gestión a la demanda.

La presión mínima de diseño, es la que se ha tenido en cuenta en los cinco dimensionados realizados (tablas 4.4.2.2., 4.4.3.3., 4.4.4.1., 4.4.5.2. y 4.4.6.1.). A la presión mostrada en dichas tablas se le han restado 6 m.c.a correspondientes a la pérdida de carga de la estación de filtrado y a la pérdida de carga del tubo de acometida del hidrante (3 + 3), ya que estos dos elementos se han modelizado en los análisis pero no en el dimensionado (ver criterios de diseño apartado 3.5.2.).

Análisis de la red ejecutada (*Dejct*)

En la figura 4.5.3.1.1. se representan las presiones en los hidrantes obtenidas en las simulaciones para el dimensionado de la red ejecutada (*Dejct*) junto con la presión mínima de diseño, considerando el estado de cargas correspondiente a turnos formados por hidrantes alternos (*EG2*), que es el sistema de gestión actual de la red.

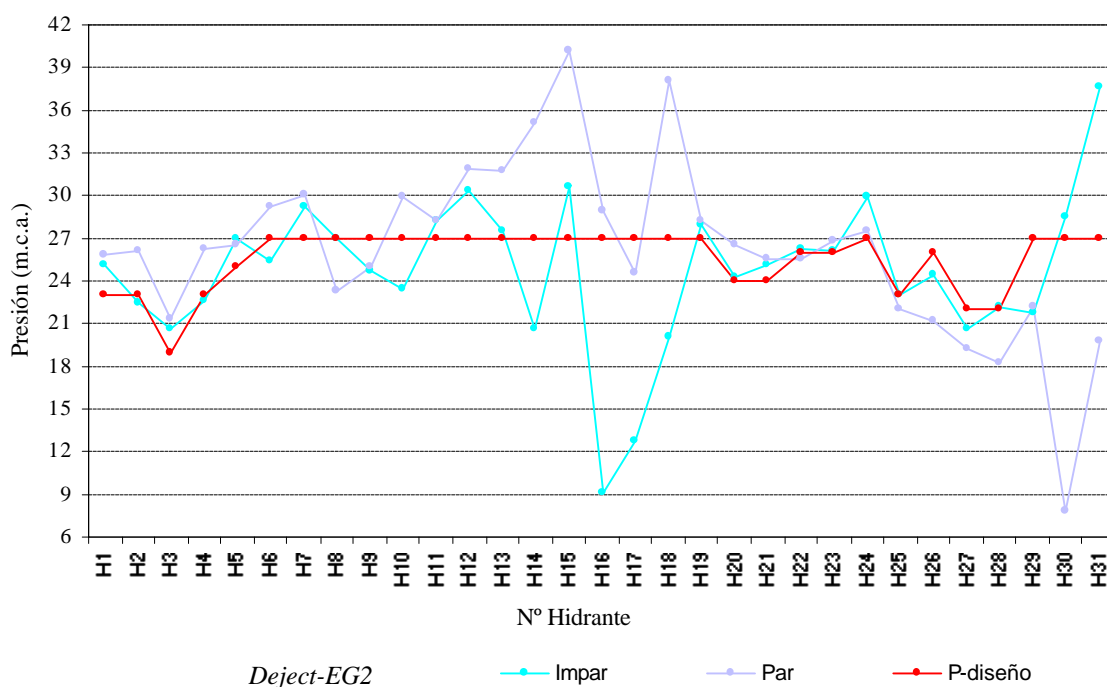


Figura 4.5.3.1.1. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la red ejecutada (Dejct) con el estado de carga correspondiente a turnos formados por hidrantes alternos (EG2). Turnos impar y par.

En la figura anterior se observa que el dimensionado actual no satisface la presión mínima en muchos de los hidrantes abiertos de cada turno. Si tenemos en cuenta la dotación utilizada en el análisis (mostrada en la tabla 4.5.2.1.1.), en el turno impar hay 20 hidrantes abiertos y los 11 restantes cerrados. De los 20 abiertos, en 11 de ellos la presión dinámica es inferior a la mínima de diseño. En el turno par hay 22 hidrantes abiertos y 9 cerrados. De los 22 abiertos, en 11 de ellos la presión es igual o superior a la mínima de diseño y en los 11 restantes la presión es claramente inferior. Para determinar cual es el motivo por el cual la presión dinámica es inferior a la presión mínima de diseño, vamos a analizar los caudales de línea.

Para analizar los caudales de línea, en las figuras 4.5.3.1.2. y 4.5.3.1.3. se representa para los turnos impar y par respectivamente, los caudales de línea simulados frente a los caudales totales de línea, que corresponden a los considerados en el proyecto de la red.

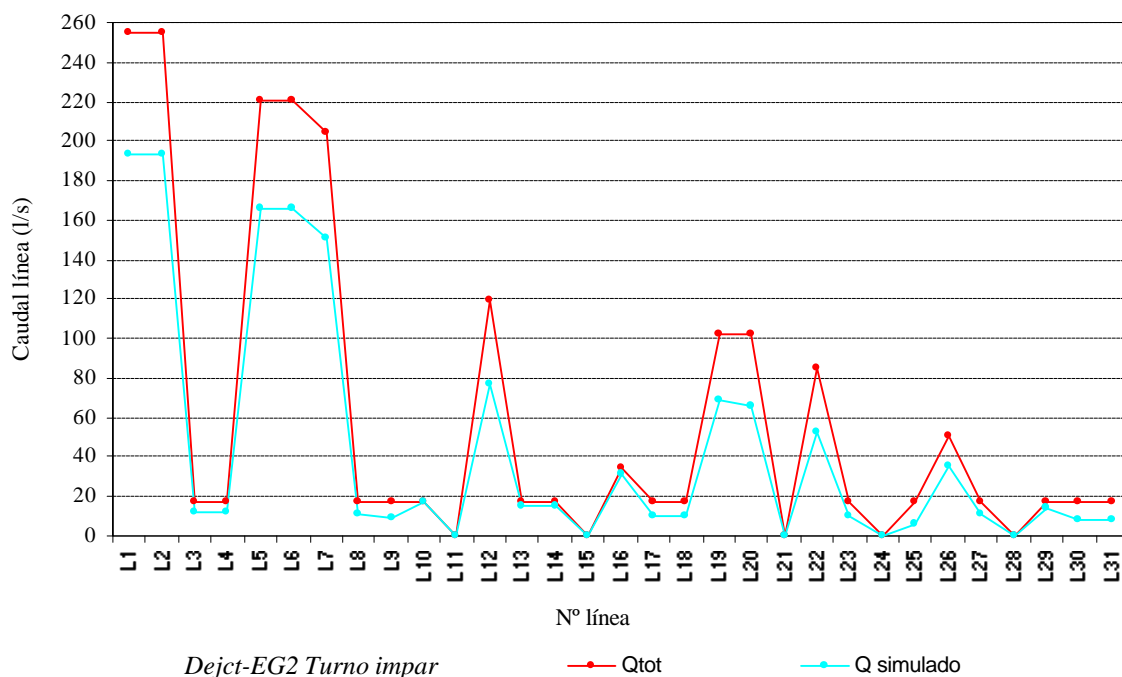


Figura 4.5.3.1.2. Caudales de línea simulados ($Q_{simulado}$) y caudales de línea considerados en el proyecto de la red ejecutada (Q_{tot}), para cada una de las líneas. Turno impar.

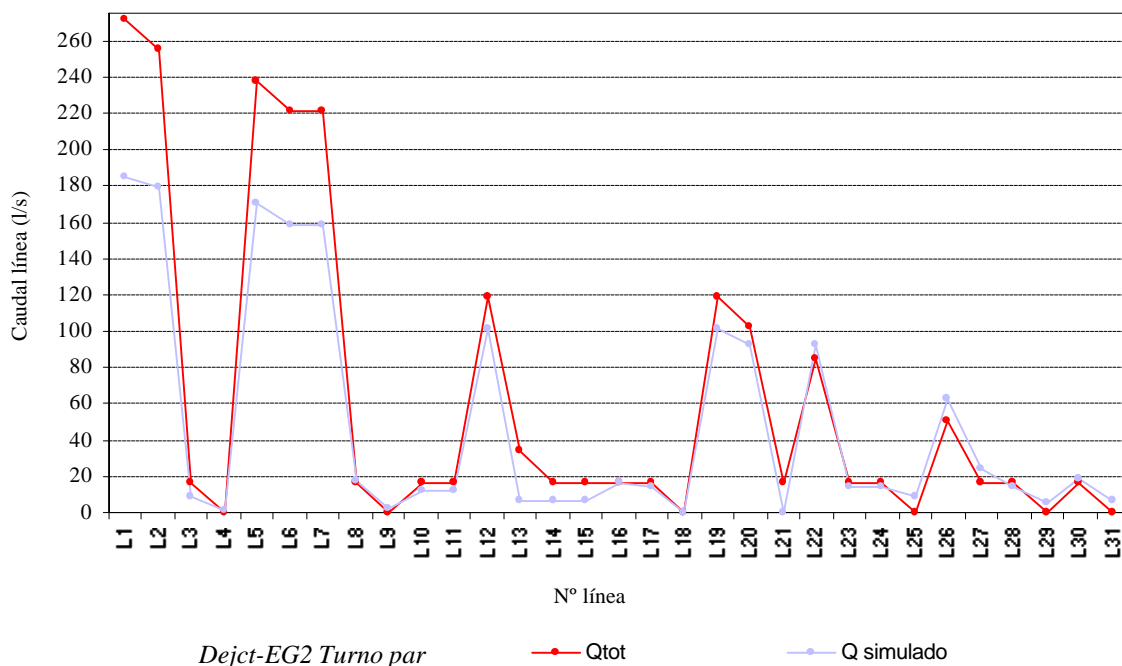


Figura 4.5.3.1.3. Caudales de línea simulados ($Q_{simulado}$) y caudales de línea considerados en el proyecto de la red ejecutada (Q_{tot}), para cada una de las líneas. Turno par.

En el turno impar, como se puede ver en la figura 4.5.3.1.2., todos los caudales de línea simulados son inferiores a los caudales considerados en el diseño de la red

ejecutada. Se observa que en líneas extremas de ramificación, como L3, L4, L8, L9, L10, etc. (ver topología en tabla 1.2.4.5.), el caudal simulado es muy parecido al caudal total de la línea, lo que ratifica el hecho de que a menor número de tomas abastecidas por una línea, mayor probabilidad de que todas abran al mismo tiempo. Por tanto para el turno impar, el motivo por el cual las presiones dinámicas en los hidrantes son inferiores a las presiones mínimas de diseño, se debe a que la red se ha infradimensionado.

En la figura 4.5.3.1.3. se puede ver que los caudales de línea simulados del turno par son inferiores a los caudales de diseño de la red ejecutada, excepto en las líneas L4, L8, L9, L22, L25, L26, L27, L29, L30 y L31, que son ligeramente superiores. Este exceso de caudal se debe a que en el diseño de la red, los hidrantes alimentados por estas líneas (H4, H9, H25, H27, H29 y H31) estaban asignados al otro turno, como se puede comprobar si comparamos la asignación de turnos de proyecto (tabla 1.2.4.3.) con la asignación real utilizada (tabla 3.6.1.1.1.1.). Por tanto para el turno par, el motivo por el cual las presiones dinámicas en los hidrantes son inferiores a las mínimas de diseño, se debe en parte a una incorrecta asignación de hidrantes y en parte a un mal diseño de la red, ya que en el hidrante H16 la presión es inferior a la mínima de diseño, mientras que el caudal de línea de proyecto es superior al simulado.

Las diferencias encontradas en las presiones simuladas entre ambos turnos, se debe a que el turno par en el mes de julio correspondía a un turno de mañana, mientras que el impar a un turno de tarde. Tal y como se ha puesto de manifiesto en el apartado 4.1.6.3., por la tarde se concentra más el consumo que por las mañanas, por tanto es lógico que las presiones dinámicas en la red sean más bajas por las tardes que por mañanas.

Análisis de la estrategia de diseño a la demanda. Turnos formados por hidrantes alternos (EDI)

En la figura 4.5.3.1.4. se representan las presiones en los hidrantes obtenidas en las simulaciones de la red para el dimensionado a la demanda (EDI) junto con la presión mínima de diseño, considerando el estado de cargas correspondiente a turnos formados por hidrantes alternos (EG2), que es el sistema de gestión actual de la red.

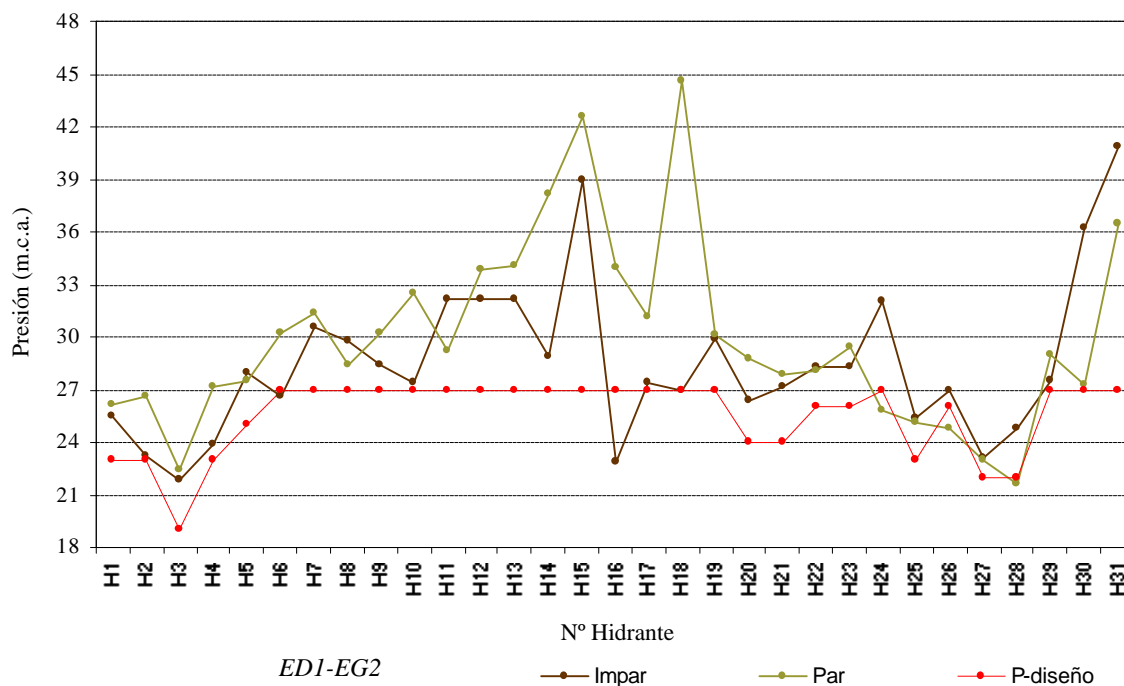


Figura 4.5.3.1.4. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la red a la demanda (ED1). Turnos formados por hidrante alternos. Estado de carga correspondiente a turnos formados por hidrantes alternos (EG2). Turnos impar y par.

Se observa que todos los hidrantes del turno impar menos los hidrantes H6 y H16, tienen una presión dinámica mayor o igual que la mínima de diseño. En el turno par, los hidrantes que no cumplen la presión mínima de diseño son los hidrantes H24, H26 y H28.

En las figuras 4.5.3.1.5. y 4.5.3.1.6. se representan los caudales de línea simulados frente a los caudales de diseño (Q_{cle}) de la estrategia (ED1), para los turnos impar y par respectivamente. Los caudales de diseño de esta estrategia son los caudales de Clement para el riego a la demanda de toda la red, mientras que los caudales simulados corresponden a la gestión actual de la red, que es en dos turnos.

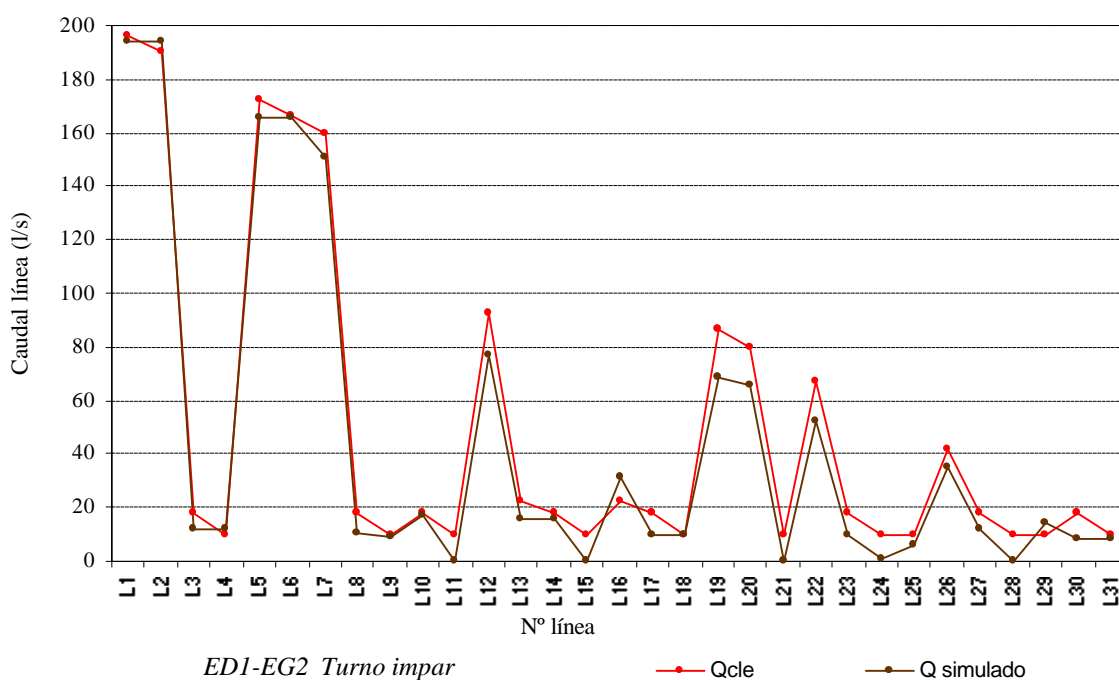


Figura 4.5.3.1.5. Caudales de línea simulados ($Q_{simulado}$) y caudales de línea de diseño (Q_{cle}) considerados en la estrategia de riego a la demanda (ED1), para cada una de las líneas. Turno impar.

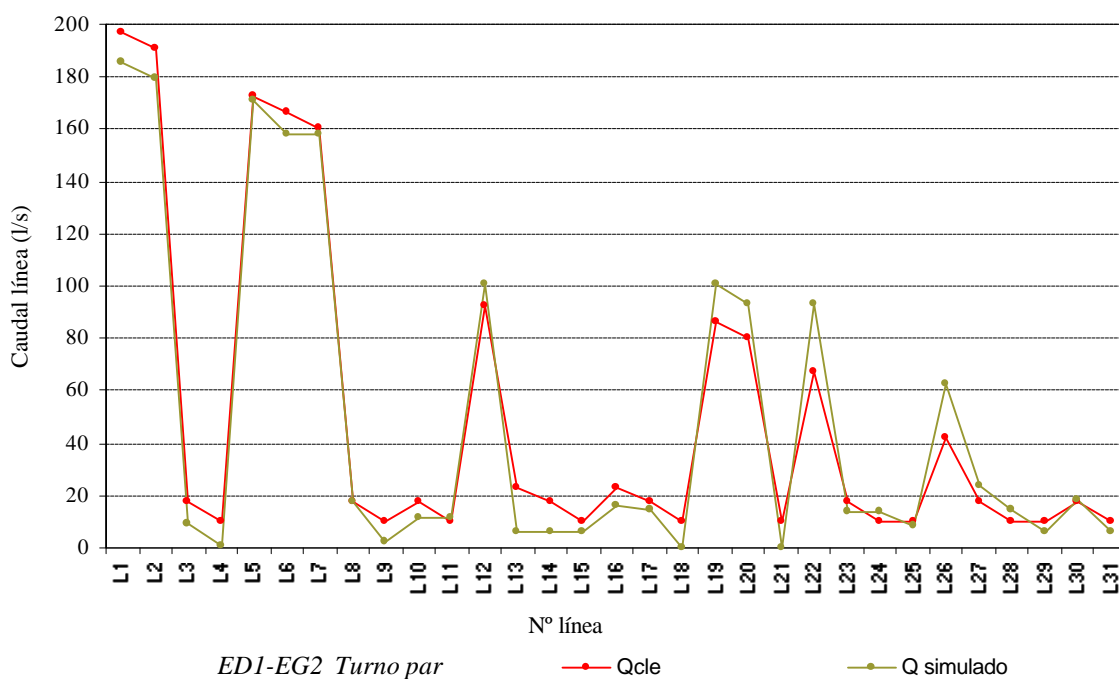


Figura 4.5.3.1.6. Caudales de línea simulados ($Q_{simulado}$) y caudales de línea de diseño (Q_{cle}) considerados en la estrategia de riego a la demanda (ED1), para cada una de las líneas. Turno par.

A pesar de que los caudales de diseño se han calculado para una estrategia de gestión de la red diferente a la simulada, en el turno impar, como se puede ver en la

figura 4.5.3.1.5., sólo las líneas L2, L4, L16 y L29 tienen un caudal ligeramente superior al caudal de diseño. Si observamos las dotaciones consideradas en el análisis (tabla 4.5.2.1.1.), en todos los hidrantes el caudal descargado es inferior a dotación nominal de 17 l/s considerada en el diseño, excepto en el hidrante H16 que tiene una descarga de 20,41 l/s. Por otro lado, la línea 16 abastece a los hidrantes H16, H17 y H18. A efectos de diseño, el número de tomas abastecidas por la línea L16 es de 60 (Tabla 4.4.2.1.), valor muy superior al real del turno impar que es una única toma (Tabla 3.6.1.1.1.). Por tanto, el exceso de caudal descargado por el hidrante H16 unido al exceso de tomas considerado a efectos de diseño, hacen que el caudal simulado de L16 sea superior a su caudal de diseño.

En la línea L2 sucede algo parecido: a efectos de diseño se han considerado 600 tomas abastecidas por esta línea, mientras que realmente la línea L2 en el turno impar, abastece a 129 tomas. Luego el exceso de caudal simulado de L2 se debe también al exceso de tomas considerado a efectos de diseño. Además, el caudal de L2 también está influido por todas las líneas aguas abajo que tienen exceso de caudal simulado.

El exceso de caudal de L4 está producido por dos motivos. Por un lado, a efectos de diseño se han considerado 20 tomas, cuando realmente L4 alimenta a 17 tomas. Por otro, la dotación máxima medida en H4 es de 19,1 l/s (Tabla 3.6.1.1.1.), superior a los 17 l/s considerados en el diseño. El exceso de caudal de L29 se debe también a una sobrestimación del número de tomas abastecido (20 tomas) frente al número de tomas real (11 tomas).

Todos los excesos de caudal también pueden estar producidos porque a efectos de diseño se ha considerado el riego a la demanda, con una probabilidad de apertura de tomas muy baja, lo que también puede influir en que el caudal de diseño para estas líneas sea inferior a caudal medido.

Por tanto, en el turno impar, las deficiencias de presión encontradas en H6 y H16 se deben a los excesos de caudal simulado frente al realmente considerado en el diseño.

Si analizamos los caudales de línea del turno par, en la figura 4.5.3.1.6. se observa que las líneas L11, L12, L19, L20, L22, L24, L26, L27, y L28, tienen un caudal de línea superior al caudal de diseño. El motivo es el mismo que en el caso anterior: el caudal de diseño de todas las líneas se realizó para un número de tomas muy superior al realmente existente en este turno. A pesar de este exceso de caudal en 8 líneas, sólo en tres hidrantes (H24, H26 y H28) la presión dinámica es ligeramente inferior a la mínima de diseño.

Luego para la estrategia de diseño (*EDI*), las deficiencias encontradas en las presiones de la red, se deben a dos motivos: por un lado las dotaciones empleadas en la simulación corresponden a una gestión diferente a la considerada en su dimensionado, y por otro, los caudales de línea superan a los de diseño en muchos casos.

Análisis de la estrategia de diseño a la demanda modificada. Turnos formados por hidrantes alternos (*ED2*)

En la figura 4.5.3.1.7. se representan las presiones en los hidrantes obtenidas en las simulaciones de la red para el dimensionado a la demanda modificada (*ED2*) junto con la presión mínima de diseño, considerando el estado de cargas correspondiente a turnos formados por hidrantes alternos (*EG2*), que es el sistema de gestión actual de la red.

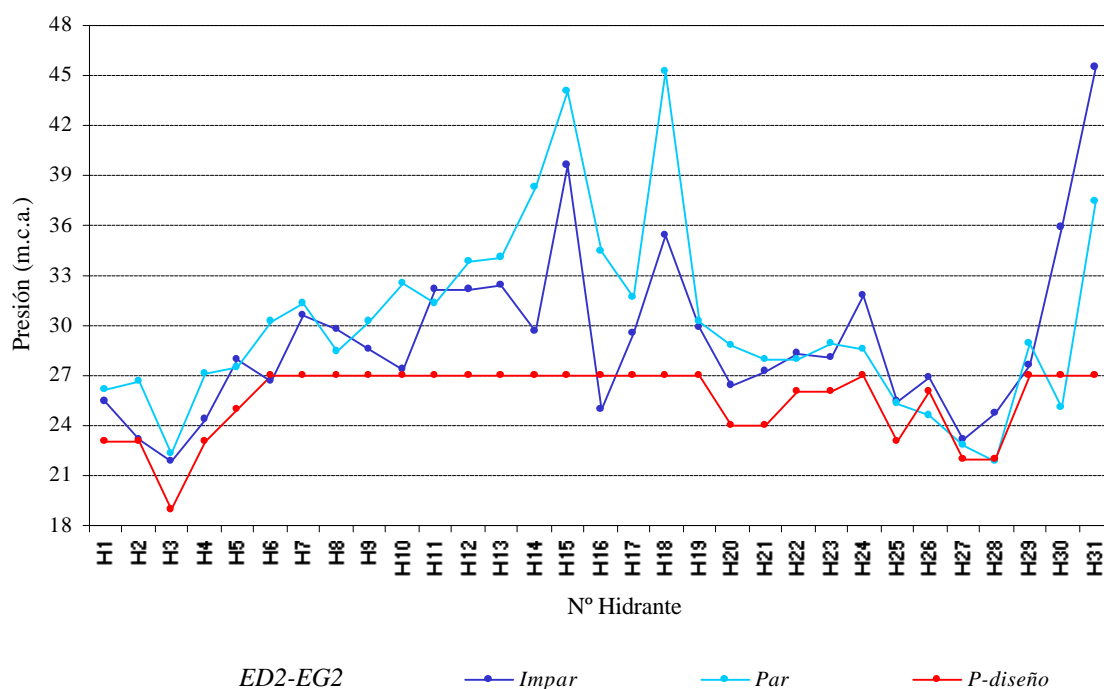


Figura 4.5.3.1.7. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la red a la demanda modificada en dos turnos. Turnos formados por hidrante alternos (*ED2-EG2*). Estado de carga correspondiente a turnos formados por hidrantes alternos (*EG2*). Turnos impar y par.

En la figura 4.5.3.1.7. se observa que el dimensionado de la red a la demanda modificada en dos turnos, considerando los turnos formados por hidrantes alternos (*ED2-EG2*), cumple con los criterios de presión mínima en todos los hidrantes de la red para ambos turnos, excepto en los hidrantes H6 y H16 del turno impar y los hidrantes H26, H28 y H30 del par. Para ver el motivo de esta deficiencia de presión, vamos a analizar los caudales de línea.

En las figuras 4.5.3.1.8 y 4.5.3.1.9. se representa para los turnos impar y par respectivamente, los caudales de línea simulados ($Q_{simulado}$) frente a los caudales de diseño (Q_{cle}) de la estrategia (ED2). Los caudales de diseño de esta estrategia son los caudales de Clement para el riego a la demanda modificada en dos turnos.

Para el turno impar, en la figura 4.5.3.1.8. se observa un exceso de caudal simulado frente al caudal de diseño, en las líneas L1, L2, L5, L6, L7, L10, y L16. Todas las líneas excepto L10, están situadas aguas arriba de la línea L16. Por tanto el exceso de caudal de todas ellas se debe por un lado, a que el número de tomas consideradas a efectos de diseño es muy inferior al simulado para este turno, y por otro al exceso de caudal descargado por H16 con respecto al de diseño. Por tanto, este exceso de caudal provoca que en los hidrantes H6 y H16, las presiones simuladas sean ligeramente inferiores a las de diseño.

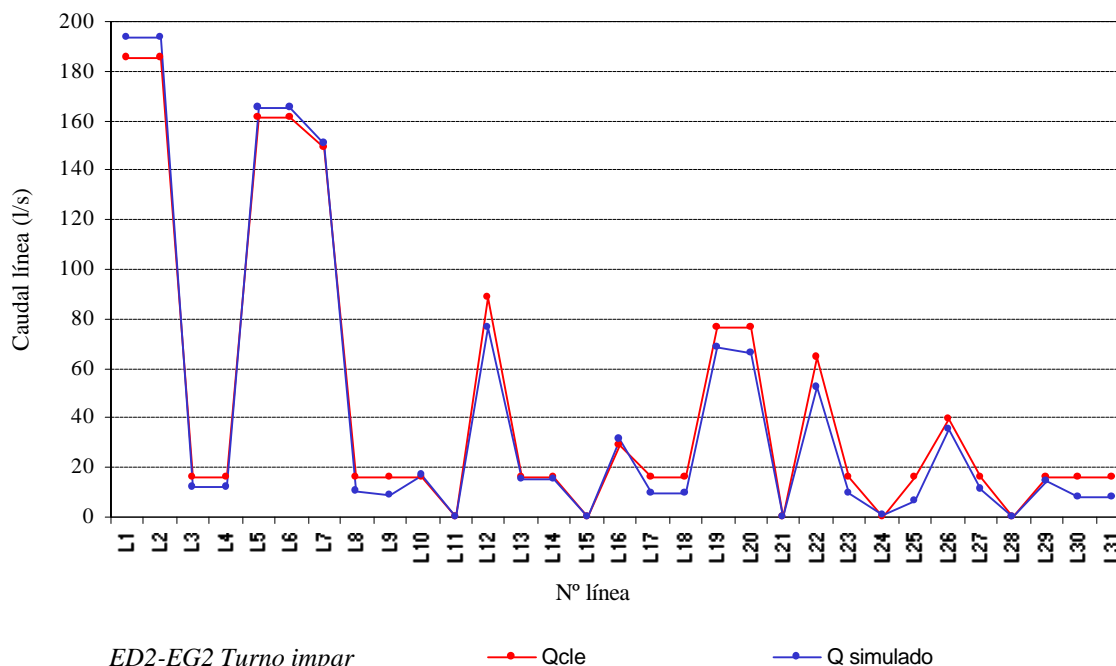
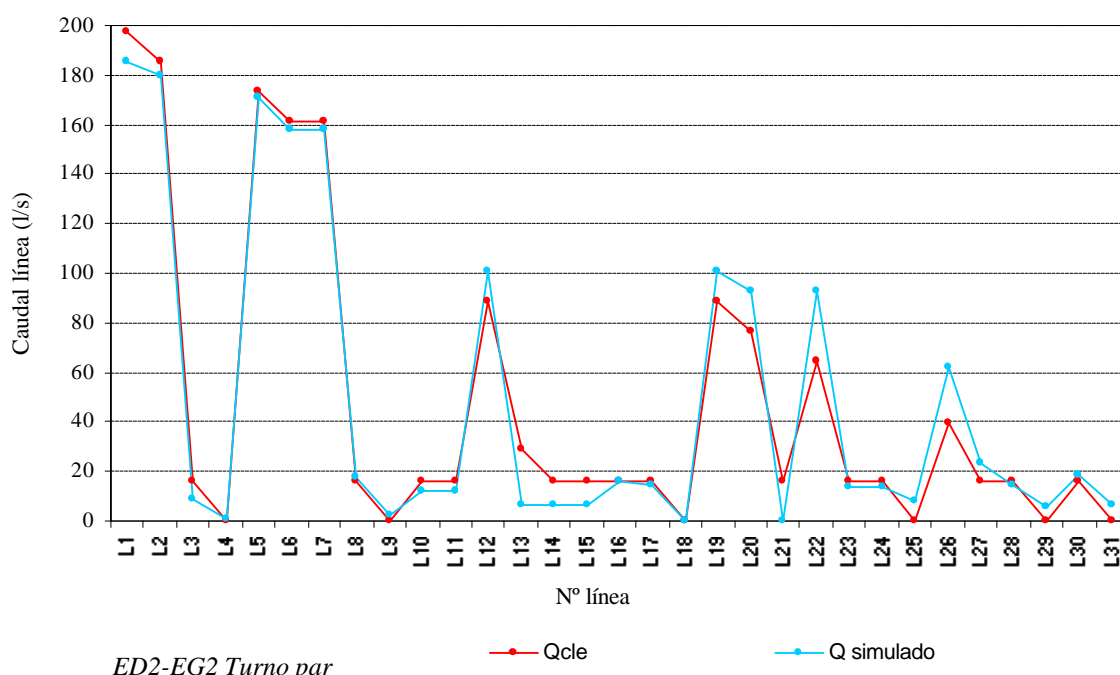


Figura 4.5.3.1.8. Caudales de línea simulados ($Q_{simulado}$) y caudales de línea de diseño (Q_{cle}) considerados en la estrategia de riego a la demanda modificada en dos turnos (ED2), para cada una de las líneas. Turno impar.

En cuanto al turno par, en la figura 4.5.3.1.9. se observa un exceso de caudal simulado frente al caudal de diseño, en las líneas L4, L8, L9, L12, L16, L19, L20, L22, L25, L26, L27, L29, L30, y L31. Este exceso de caudal se debe a que en el dimensionado de esta estrategia de diseño, los hidrantes alimentados por estas líneas (H4, H9, H25, H27, H29 y H31) estaban asignados al otro turno, como se puede comprobar si comparamos la asignación de turnos de proyecto (tabla 1.2.4.3.) con la asignación real utilizada (tabla 3.6.1.1.1.). No obstante, a pesar de haber tantas líneas con exceso de caudal, sólo en tres hidrantes (H26, H28 y H30) la presión dinámica en los hidrantes es inferior a la mínima de diseño.



ED2-EG2 Turno par

Figura 4.5.3.1.9. Caudales de línea simulados ($Q_{simulado}$) y caudales de línea de diseño (Q_{cle}) considerados en la estrategia de riego a la demanda modificada en dos turnos (ED2), para cada una de las líneas. Turno par.

Por tanto, para la estrategia de diseño (ED2) las deficiencias encontradas en las presiones dinámicas de algunos hidrantes, se deben por un lado, a que la configuración de los turnos considerada a efectos de diseño no coincide con los turnos empleados en las simulaciones, y por otro a que el número de tomas abastecidas por las líneas es inferior al considerado en el diseño.

Análisis de la estrategia de diseño en dos turnos considerando todas las tomas abiertas en cada turno. Turnos formados por hidrantes alternos (ED3)

En la figura 4.5.3.1.10. se representan las presiones en los hidrantes obtenidas en las simulaciones de la red para la estrategia de dimensionado (ED3) junto con la presión mínima de diseño, considerando el estado de cargas correspondiente a turnos formados por hidrantes alternos (EG2), que es el sistema de gestión actual de la red. Esta estrategia de diseño y gestión, corresponde a la considerada en el diseño de la red actual.

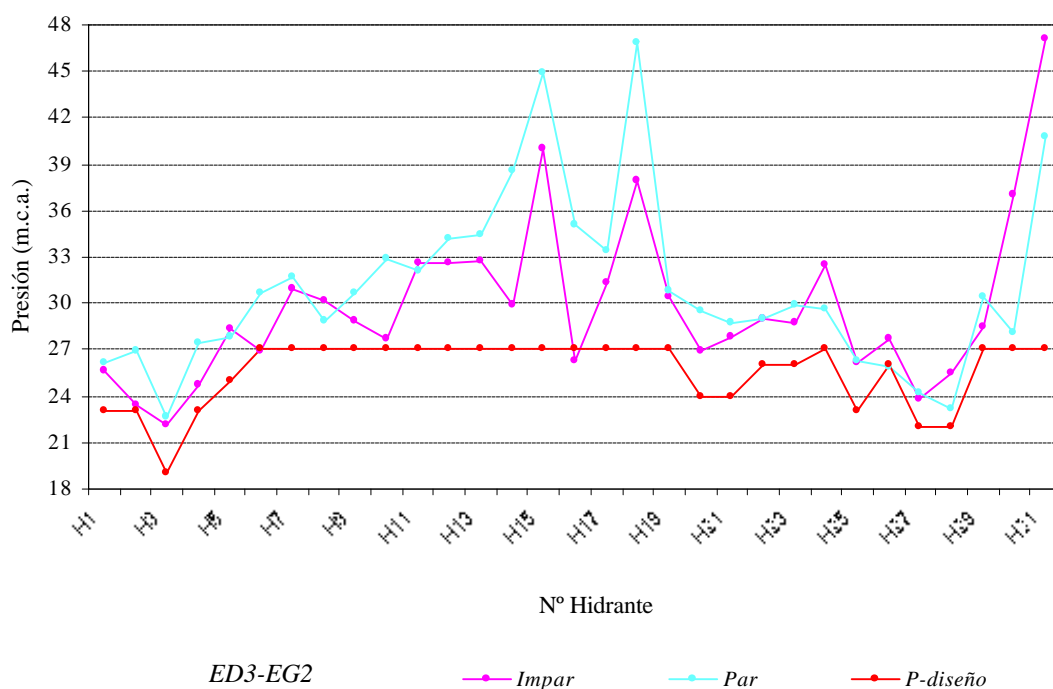


Figura 4.5.3.1.10. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la red en turnos considerando todas las tomas abiertas en cada turno. Turnos formados por hidrantes alternos (ED3). Estado de carga correspondiente a turnos formados por hidrantes alternos (EG2). Turnos impar y par.

En la figura anterior se observa que todos los hidrantes tienen una presión superior a la de diseño para ambos turnos, excepto el hidrante H16 del turno impar que es ligeramente inferior. Los caudales de línea para esta estrategia son los mostrados en las figuras 4.5.3.1.2. y 4.5.3.1.3., correspondientes al análisis de la red ejecutada.

En el turno impar, como se ha puesto de manifiesto al analizar la red ejecutada al inicio de este apartado, los caudales de línea simulados para este turno son inferiores a los caudales de diseño, por tanto el déficit de presión dinámica del hidrante H16 se debe a que el exceso de descarga del hidrante provoca una pérdida de carga excesiva en el tubo de acometida del hidrante, provocando que la presión simulada (26,28 m.c.a.) sea ligeramente inferior a la mínima de diseño (27 m.c.a.).

En cuanto al turno par, los déficit de caudal de diseño de algunas líneas se compensan con los excesos de caudal de diseño de otras (figura 4.5.3.1.3.), de forma que en todos los hidrantes la presión dinámica es igual o superior a la mínima de diseño.

Análisis de la estrategia de diseño a la demanda modificada. Turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno (ED4)

En la figura 4.5.3.1.11. se puede observar que en el turno impar, los hidrantes H16 y H17 tienen una presión ligeramente inferior a la de diseño, mientras que en el par, todos los hidrantes cumplen el criterio de presión mínima de diseño.

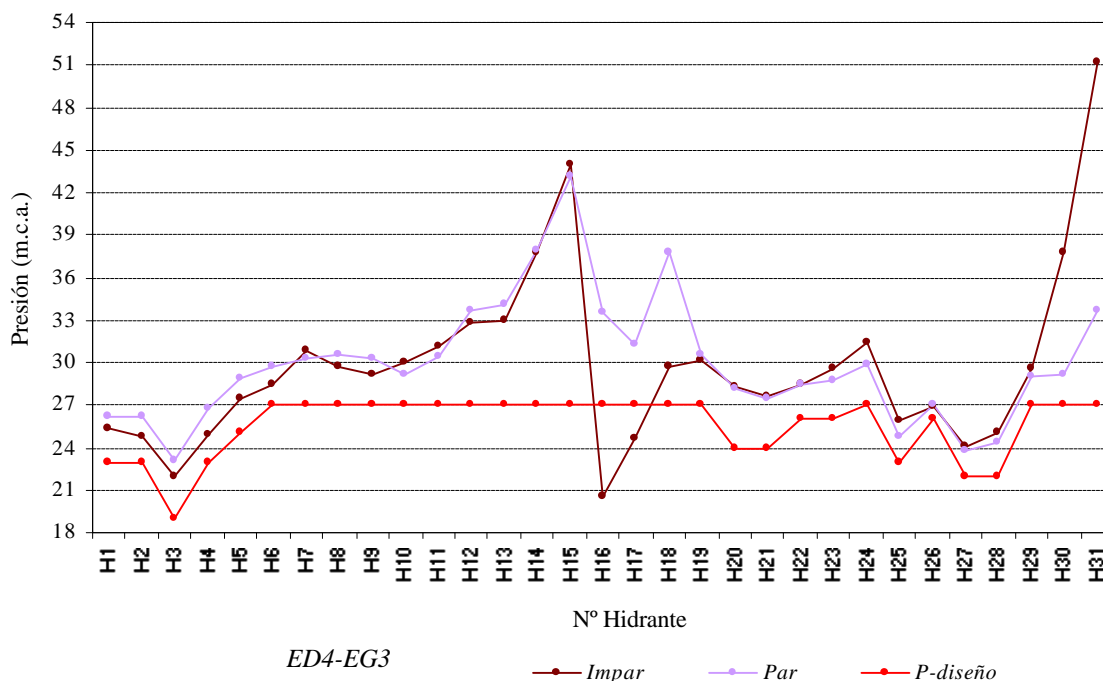


Figura 4.5.3.1.11. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la red a la demanda modificada en dos turnos. Turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno (ED4). Estado de carga correspondiente a turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno (EG3). Turnos impar y par.

En las figuras 4.5.3.1.12. y 4.5.3.1.13. se muestran los caudales de línea de diseño frente a los simulados, para los turnos par e impar respectivamente. En el turno impar todos los caudales de línea simulados, excepto el de la línea L16, son inferiores a los caudales de diseño. El caudal de diseño de L16 es 22,46 l/s, mientras que el simulado es 35,54 l/s. Este exceso de caudal de 13,08 l/s genera un exceso de pérdida de carga en L16 que afecta a las presiones de H16 y H17, ya que H17 está situado aguas abajo de H16.

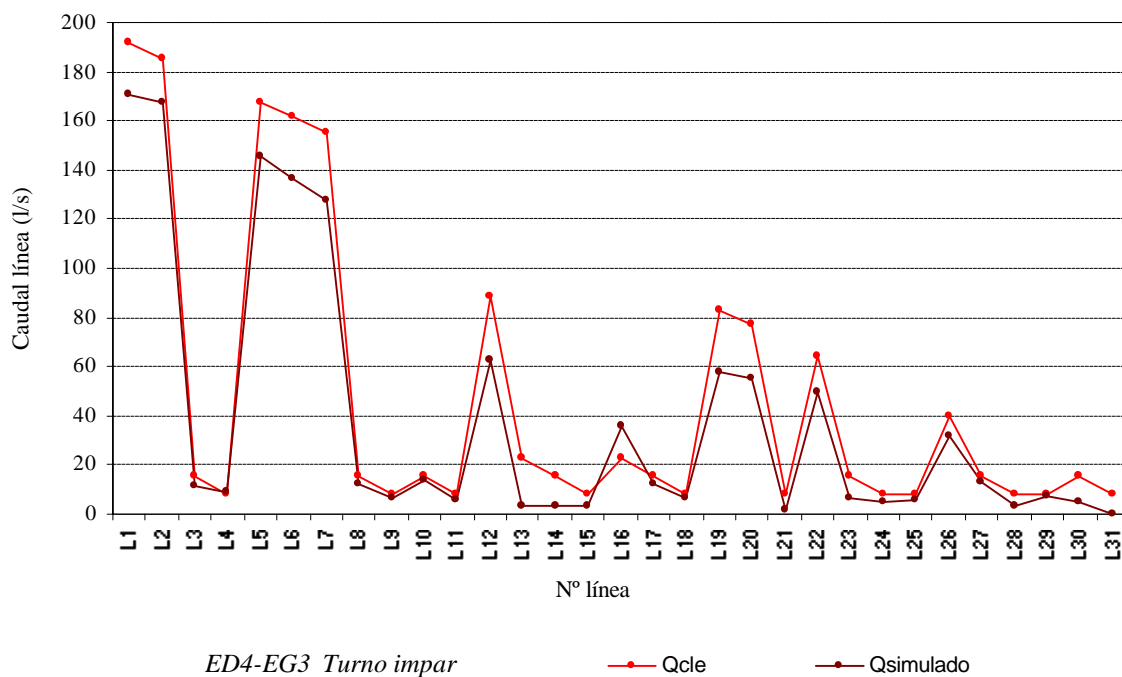


Figura 4.5.3.1.12. Caudales de línea simulados ($Q_{simulado}$) y caudales de línea de diseño (Q_{cle}) considerados en la estrategia de riego a la demanda modificada en dos turnos (ED4), para cada una de las líneas. Turno impar.

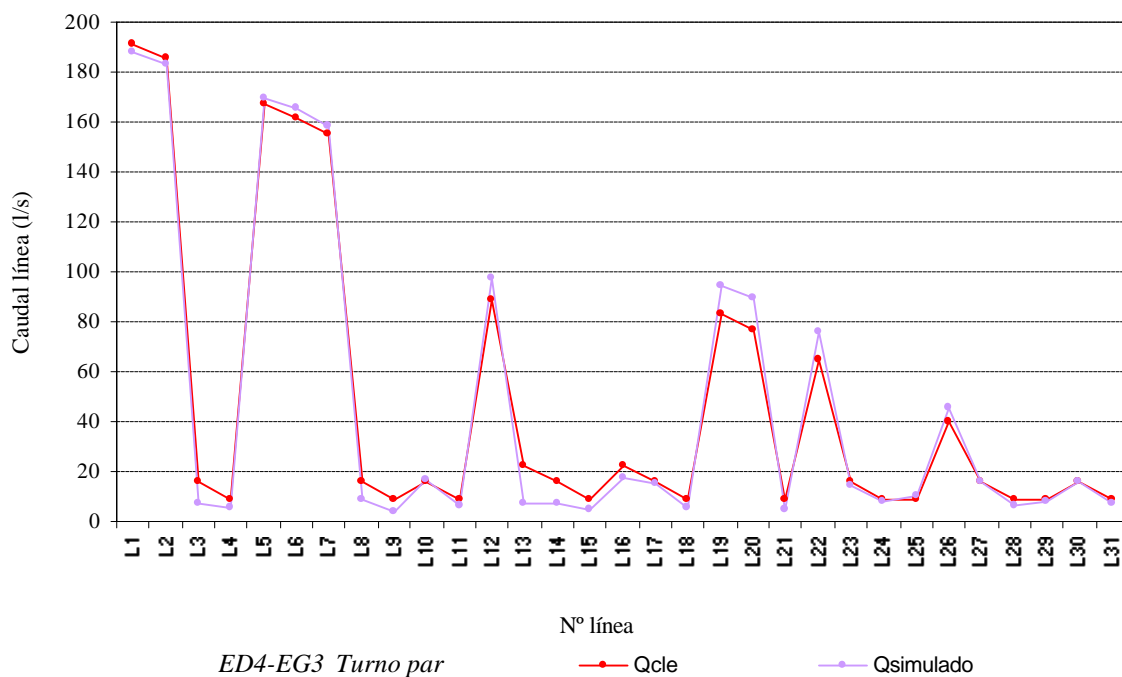


Figura 4.5.3.1.13. Caudales de línea simulados ($Q_{simulado}$) y caudales de línea de diseño (Q_{cle}) considerados en la estrategia de riego a la demanda modificada en dos turnos (ED4), para cada una de las líneas. Turno par.

En cuanto al turno par, en la figura 4.5.3.1.13. se puede ver que el caudal simulado es ligeramente superior al de diseño, en las líneas L5, L6, L7, L12, L19, L20, L22, L25 y L26. Esto se debe a que el número de tomas consideradas a efectos de diseño en todas las líneas, es muy superior al número de tomas simulado. A pesar de ello, las presiones dinámicas simuladas en los hidrantes son superiores a la mínima de diseño.

Análisis de la estrategia de diseño en dos turnos considerando todas las tomas abiertas en cada turno. Turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno (ED5)

En la figura 4.5.3.1.14. se puede ver que sólo los hidrantes H16 y H17 del turno impar tienen una presión dinámica simulada inferior a la mínima de diseño, como ocurría en la estrategia de diseño ED4.

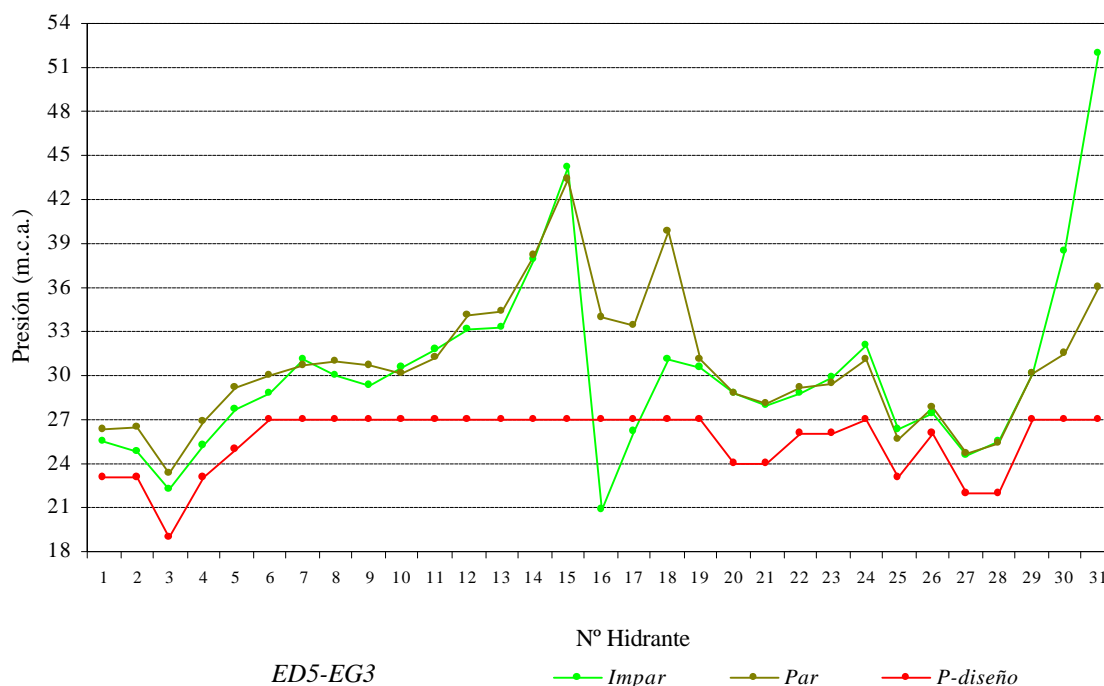


Figura 4.5.3.1.14. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la red en turnos considerando todas las tomas abiertas en cada turno. Turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno (ED5). Estado de carga correspondiente a turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno (EG3). Turnos impar y par.

Analizando los caudales de línea, en las figuras 4.5.3.1.15. y 4.5.3.1.16. se puede comprobar que únicamente la línea L16 del turno impar, tiene un caudal de línea simulado superior al de diseño, siendo este el motivo del déficit de presión en los hidrantes H16 y H17 de este turno. En el resto de líneas se cumple que el caudal de diseño es inferior al simulado.

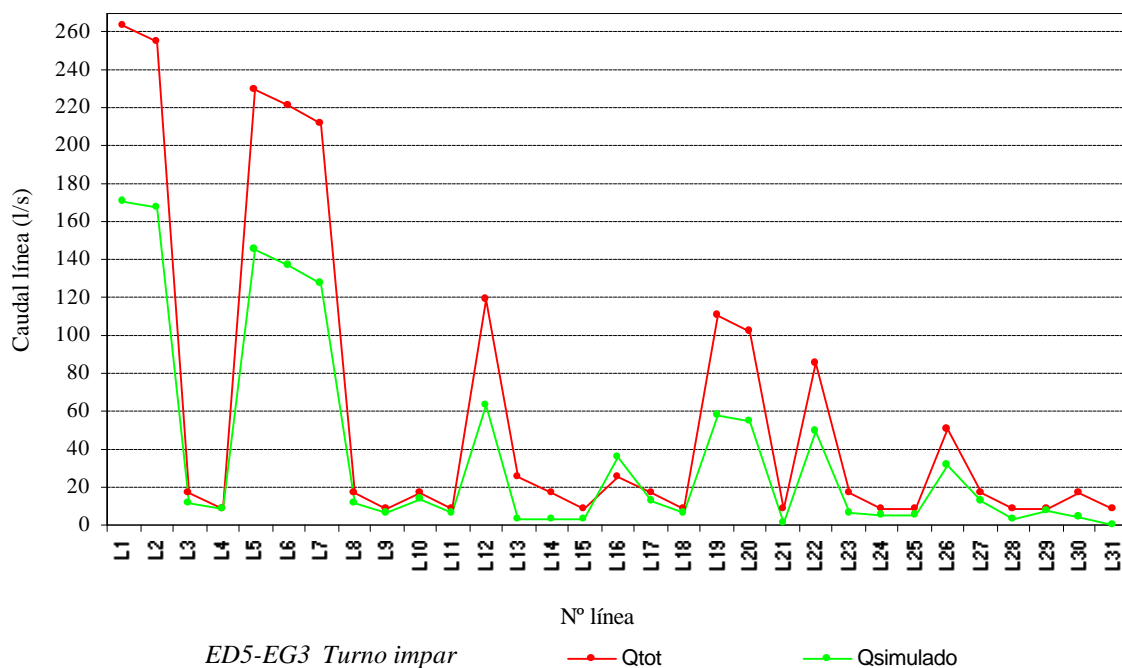


Figura 4.5.3.1.15. Caudales de línea simulados ($Q_{simulado}$) y caudales de línea de diseño (Q_{cle}) considerados en la estrategia de riego a la demanda modificada en dos turnos (ED4), para cada una de las líneas. Turno impar.

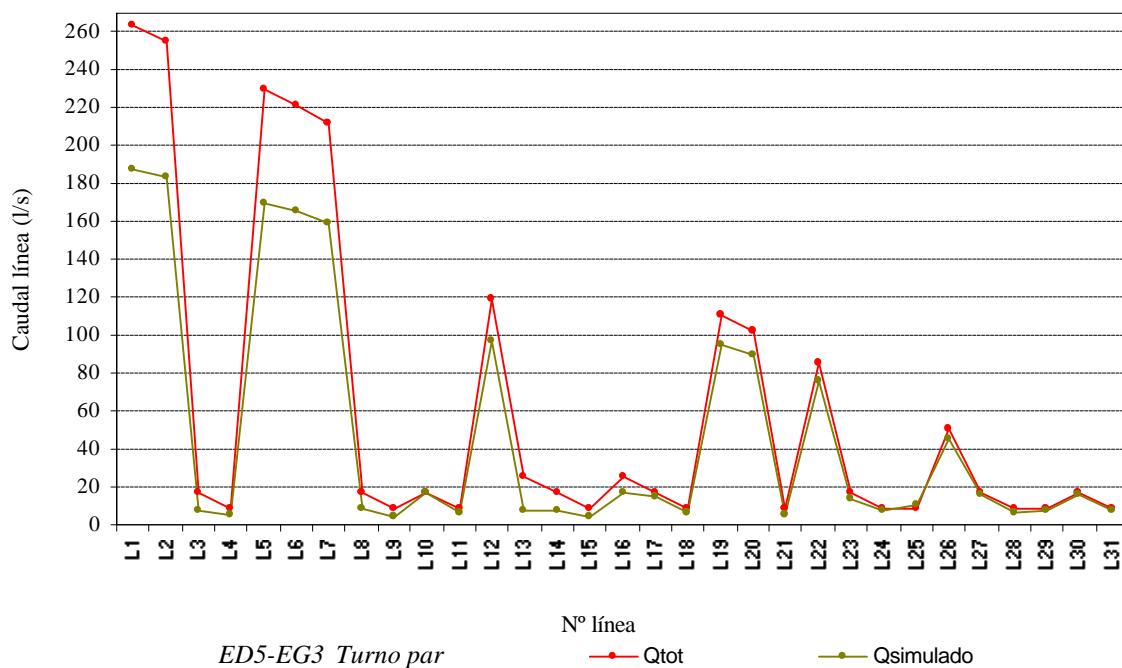


Figura 4.5.3.1.16. Caudales de línea simulados ($Q_{simulado}$) y caudales de línea de diseño (Q_{cle}) considerados en la estrategia de riego a la demanda modificada en dos turnos (ED4), para cada una de las líneas. Turno par

Comparación de resultados según estrategia de diseño

A la vista de los resultados anteriores, se puede concluir que la falta de presión dinámica en los hidrantes se debe a las siguientes causas:

- Dimensionado de la red actualmente ejecutada (*Dejct*):
 - Exceso de caudal en líneas producido por:
 - Una gestión de turnos diferente a la prevista en el diseño.
 - Exceso de descarga en hidrantes producido por un mal funcionamiento de los limitadores de caudal de algunas tomas.
 - Gestión diferente a lo inicialmente proyectado
 - Mal dimensionado de las tuberías para funcionamiento por gravedad.

- Dimensionado de la red con estrategias de diseño *ED1*, *ED2* y *ED3*:
 - Exceso de caudal en líneas producido por:
 - Exceso de descarga en hidrantes producido por un mal funcionamiento de los limitadores de caudal de algunas tomas.
 - En la estrategia *ED1*, la probabilidad de apertura de tomas considerada a efectos de diseño es inferior a la real, ya que la organización del reparto de agua prevista en el diseño (demanda), es diferente a la real (demanda modificada).
 - En las estrategias *ED1* y *ED2*, el exceso de caudal también se debe, en parte, a que el número de tomas realmente abastecido es mucho menor que el considerado en el diseño.

- Dimensionado de la red con estrategias de diseño *ED4* y *ED5*:
 - Exceso de caudal en líneas producido por:
 - Exceso de descarga en hidrantes producido por un mal funcionamiento de los limitadores de caudal de algunas tomas.
 - En la estrategia *ED4*, el exceso de caudal también se debe, en parte, a que el número de tomas realmente abastecido es mucho menor que el considerado en el diseño.

4.5.3.2. Análisis de las estrategias de gestión

Para analizar las estrategias de gestión se representa gráficamente para cada turno, la presión en cada hidrante obtenida en las simulaciones de cada dimensionado con las dos estrategias de gestión consideradas (*EG2* y *EG3*).

Análisis de la red ejecutada (*Dejct*) con *EG2* y *EG3*

En las figuras 4.5.3.2.1. y 4.5.3.2.2. se muestran las presiones en los hidrantes para los turnos impar y par respectivamente comparando, para el dimensionado de la red ejecutada (*Dejct*), las dos estrategias de gestión consideradas (*EG2* y *EG3*).

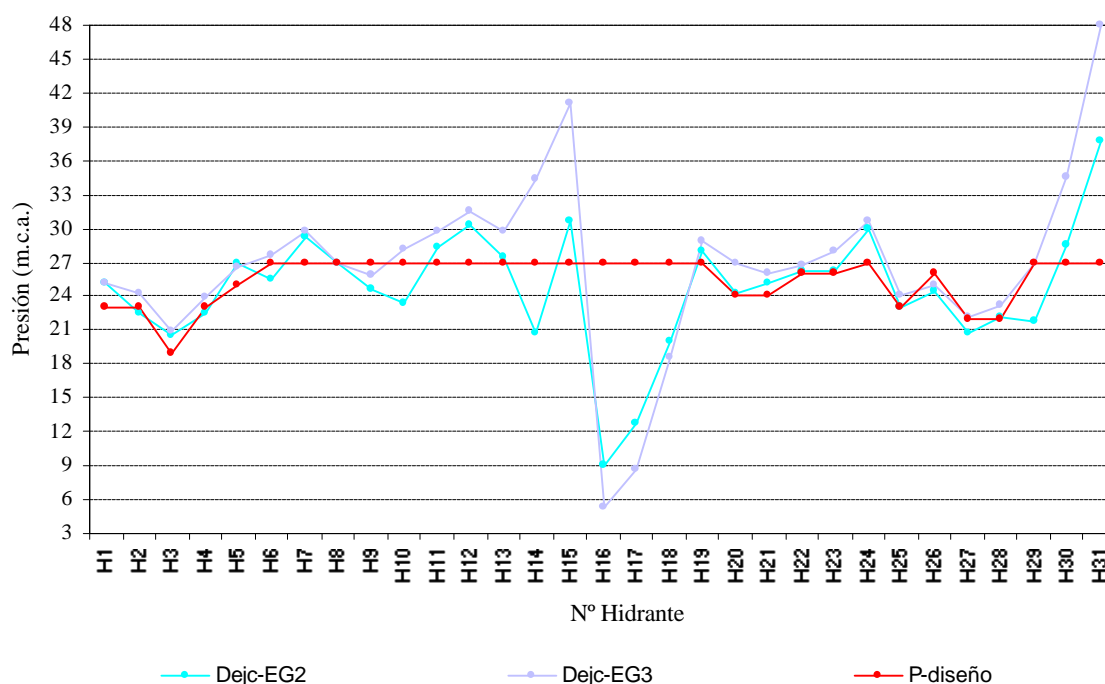


Figura 4.5.3.2.1. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la red ejecutada (*Dejct*) con estados de carga correspondientes a *EG2* y *EG3*. Turno impar.

En la figura 4.5.3.2.1. se observa que para el turno impar la presión obtenida en los hidrantes para la estrategia de gestión *EG3* es igual o superior a la presión obtenida con la estrategia de gestión actual (*EG2*) en 26 hidrantes. Además se puede comprobar que de los once hidrantes abiertos (tabla 4.5.2.1.1.) con presión dinámica inferior a la de diseño para la estrategia *EG2* (H2, H4, H6, H9, H10, H14, H16, H18, H26, H27 y H29), siete tienen presión dinámica superior a la de diseño con la estrategia *EG3* (H2, H4, H6, H10, H14, H27 y H29).

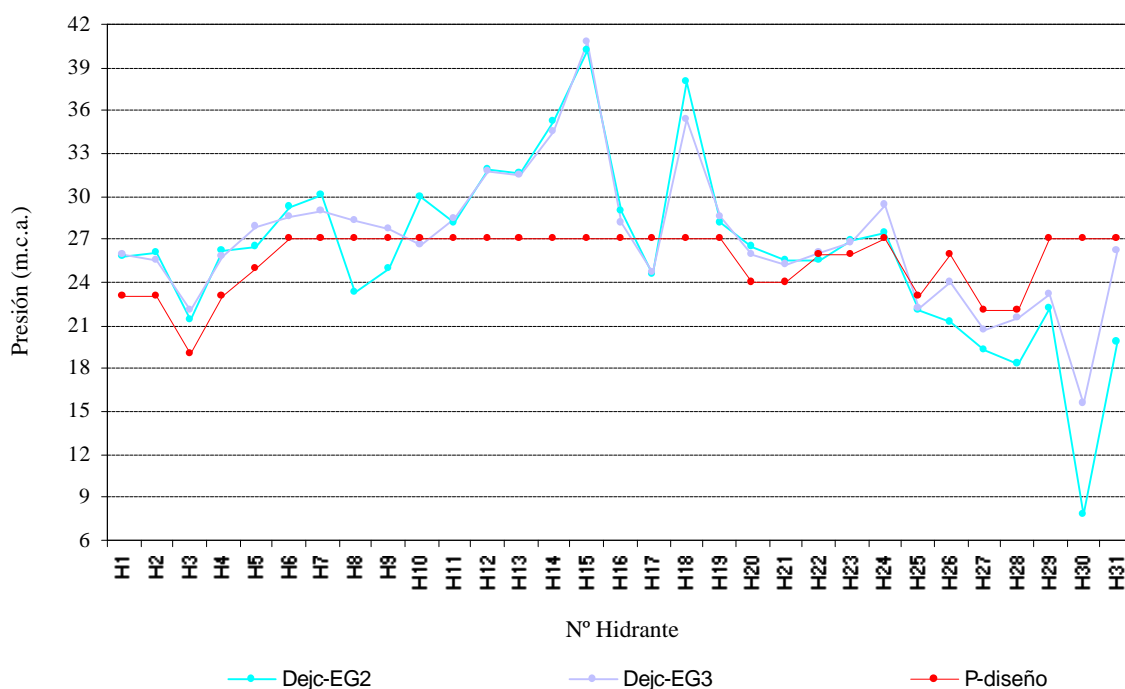


Figura 4.5.3.2.2. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la red ejecutada (Dejct) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno par.

Para el turno par, en la figura 4.5.3.2.2. se puede comprobar que de los once hidrantes abiertos (tabla 4.5.2.1.1.) con presión dinámica inferior a la de diseño en la estrategia EG2 (H8, H9, H17, H22, H25, H26, H27, H28, H29, H30, y H31), la presión obtenida en la estrategia EG3 es superior en los once hidrantes, siendo en tres de ellos superior a la presión mínima de diseño (H9, H10 y H22). En el resto de hidrantes, para la estrategia EG3 la presión sigue siendo superior a la de diseño. Se observa que en algunos hidrantes la presión es ligeramente inferior para EG3 que para EG2. Estos hidrantes son aquellos que para EG2 estaban cerrados mientras que para EG3 están abiertos.

Análisis del dimensionado a la demanda (ED1) con EG2 y EG3

En la figura 4.5.3.2.3. se observa que para el turno impar, las presiones dinámicas obtenidas para la estrategia EG3, en todos los hidrantes excepto en H16 y H17, están claramente por encima de las obtenidas para la estrategia EG2. Esto se debe que el caudal descargado por H16 y H17 es ligeramente superior para la estrategia EG3 que para EG2 (tablas 4.5.2.1.1. y 4.5.2.2.2.).

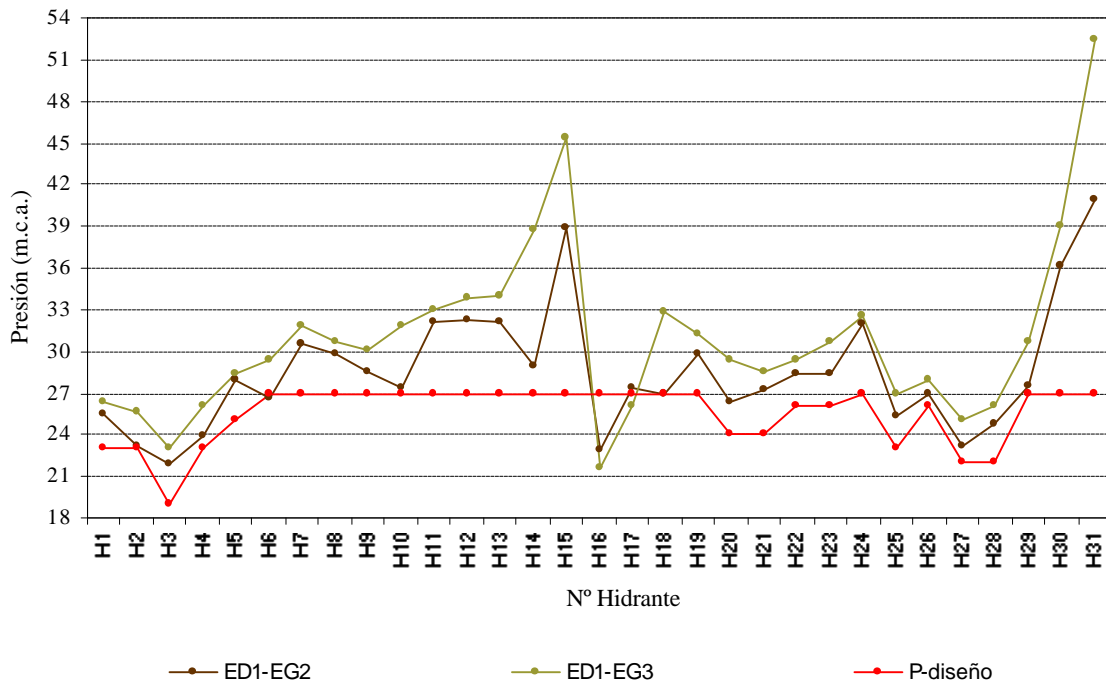


Figura 4.5.3.2.3. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la estrategia de diseño a la demanda (ED1) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno impar.

Para el turno par, en la figura 4.5.3.2.4. se observa que los tres hidrantes cuya presión es inferior a la mínima de diseño para EG2 (H24, H26, y H28), todos tienen una presión dinámica superior a la mínima de diseño para EG3.

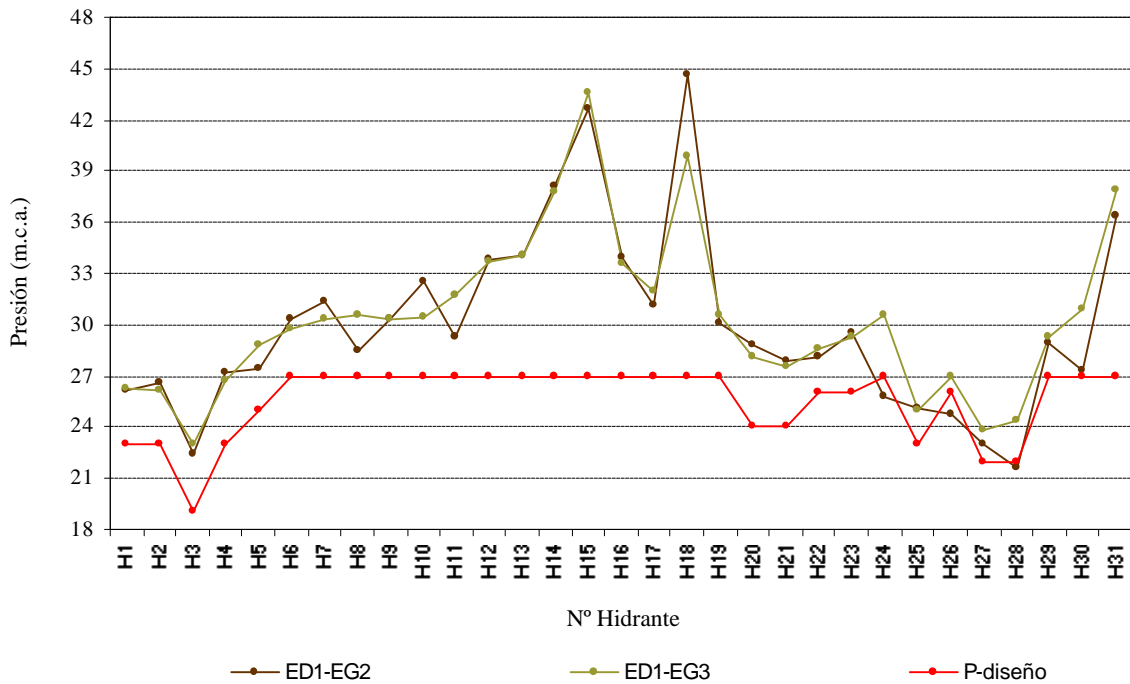


Figura 4.5.3.2.4. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la estrategia de diseño a la demanda (ED1) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno par.

Análisis del dimensionado a la demanda modificada (ED2) con EG2 y EG3

En la figura 4.5.3.2.5. se observa que para el turno impar, el comportamiento de la red es el mismo que en el caso del dimensionado de la estrategia ED1: en todos los hidrantes excepto en H16 y H17, las presiones dinámicas obtenidas para la estrategia EG3 están claramente por encima de las obtenidas para la estrategia EG2.

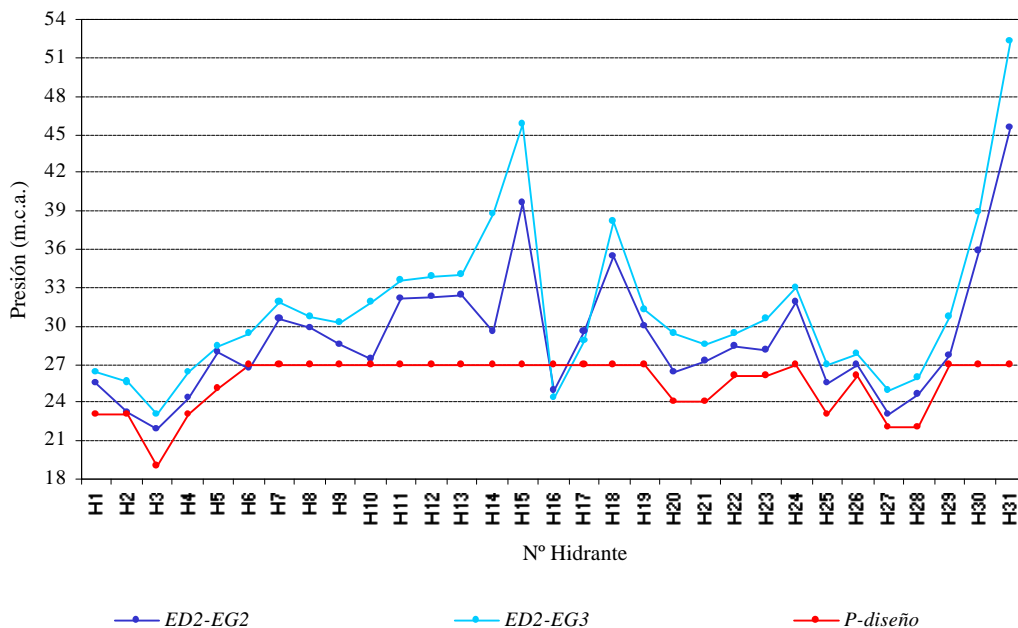


Figura 4.5.3.2.5. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la estrategia de diseño a la demanda modificada (ED2) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno impar.

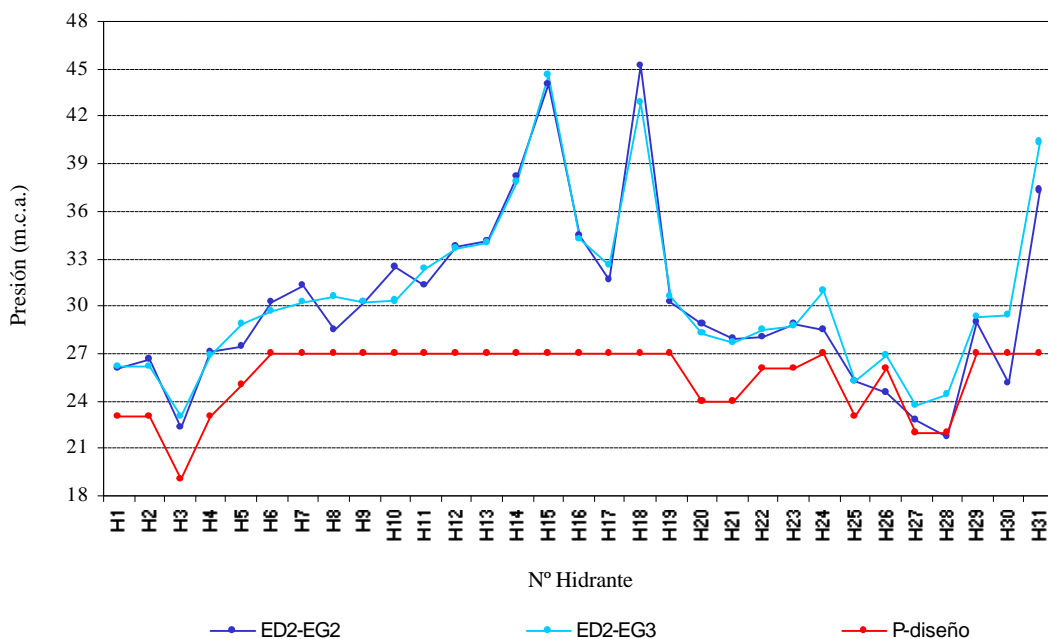


Figura 4.5.3.2.6. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la estrategia de diseño a la demanda modificada (ED2) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno par.

Para el turno par, como se observa en la figura 4.5.3.2.6., sucede lo mismo que en el caso de la estrategia de diseño a la demanda *ED1*: los hidrantes cuya presión es inferior a la mínima de diseño para *EG2* (H26, y H28), tienen una presión dinámica superior a la mínima de diseño para *EG3*.

Análisis del dimensionado en dos turnos considerando todas las tomas abiertas en cada turno (ED3) con EG2 y EG3

En la figura 4.5.3.2.7. se observa que para el turno impar, las presiones dinámicas obtenidas en todos los hidrantes para la estrategia *EG3* están claramente por encima de las obtenidas para la estrategia *EG2*, excepto en H16 y H17 que son prácticamente iguales.

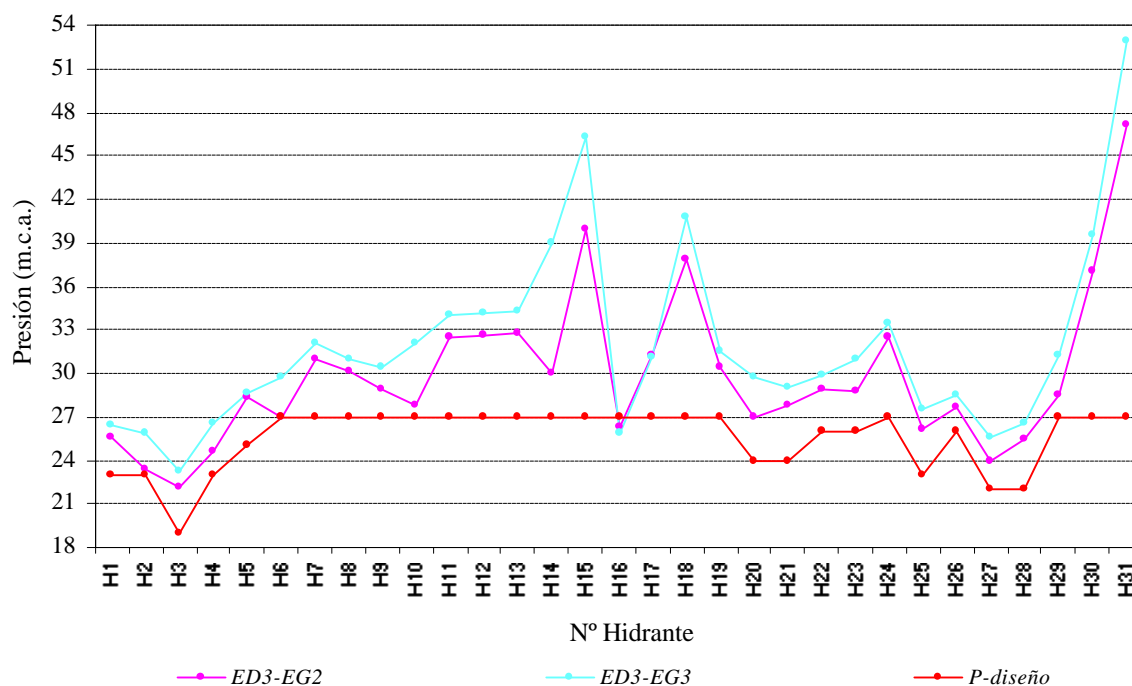


Figura 4.5.3.2.7. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la estrategia de diseño en dos turnos considerando todas las tomas abiertas en cada turno (ED3) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno impar.

Para el turno par, como se observa en la figura 4.5.3.2.8., en todos los hidrantes y para las dos estrategias de gestión, la presión dinámica es superior a la mínima de diseño. Se puede comprobar que los hidrantes que en la estrategia *EG2* estaban abiertos (tabla 4.5.2.1.1.), su presión dinámica es superior en la estrategia *EG3*. Por el contrario, en los hidrantes que en la estrategia *EG2* estaban cerrados y en *EG3* están abiertos (tabla 4.5.2.2.2.), la presión dinámica es ligeramente inferior para la estrategia *EG3*, pero siempre superior a la mínima de diseño.

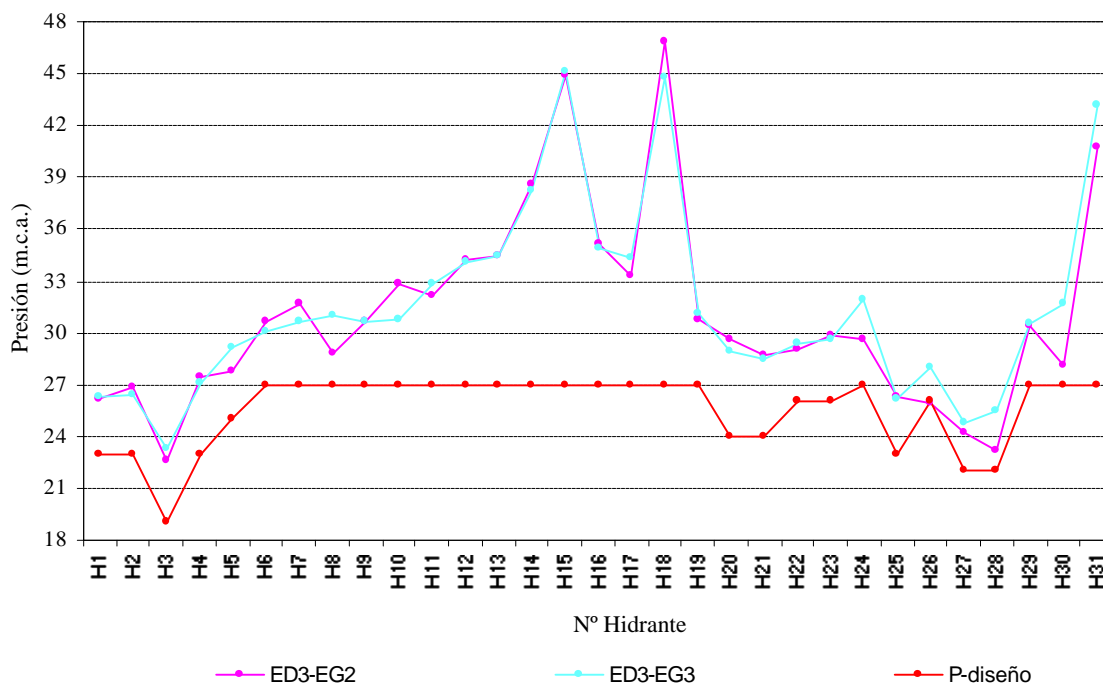


Figura 4.5.3.2.8. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la estrategia de diseño en dos turno considerando todas las tomas abiertas en cada turno (ED3) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno par.

Análisis del dimensionado a la demanda modificada (ED4) con EG2 y EG3

En la figura 4.5.3.2.9. se observa que para el turno impar, las presiones dinámicas obtenidas en los hidrantes para la estrategia EG2, que están abiertos en dicha estrategia (tabla 4.5.2.1.1.), son inferiores a las obtenidas en esos mismos hidrantes en la estrategia EG3, excepto en el hidrante H16. Por el contrario, solo en los hidrantes que en EG2, están cerrados o tienen un consumo muy bajo, la presión dinámica es ligeramente superior a la obtenida para EG3.

Para el turno par, en la figura 4.5.3.2.10. se observa también que la estrategia EG3 es más favorable que la EG2, ya que para EG3, todos los hidrantes tienen una presión superior a la mínima de diseño, mientras que para EG2, los hidrantes H24, H26, H28 y H30, tienen una presión inferior a la de diseño.

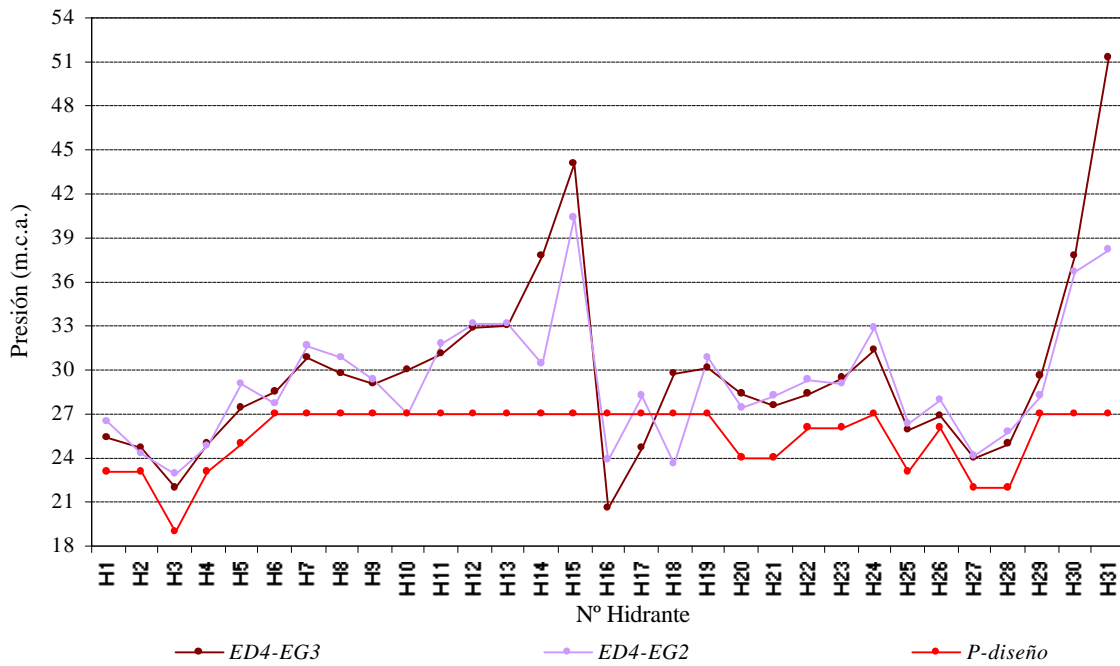


Figura 4.5.3.2.9. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la estrategia de diseño a la demanda modificada (ED4) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno impar.

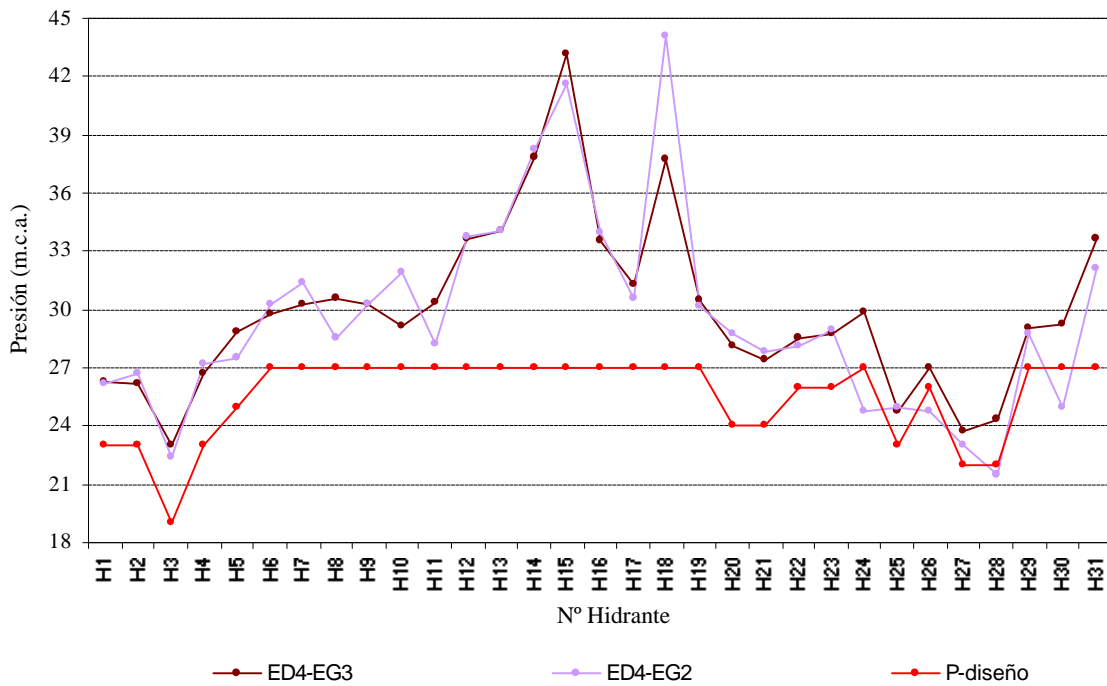


Figura 4.5.3.2.10. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la estrategia de diseño a la demanda modificada (ED4) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno par.

Análisis del dimensionado en dos turnos considerando todas las tomas abiertas en cada turno (ED5) con EG2 y EG3

En la figura 4.5.3.2.11. se observa que para el turno impar, el comportamiento de la red es el mismo que en el caso del dimensionado de la estrategia ED4: las presiones obtenidas en los hidrantes que están abiertos en la estrategia EG2, son inferiores a las obtenidas en la estrategia EG3, excepto en el hidrante H16. Por el contrario, los hidrantes que en EG2 están cerrados o tienen un consumo muy bajo, su presión es ligeramente superior a la obtenida para EG3.

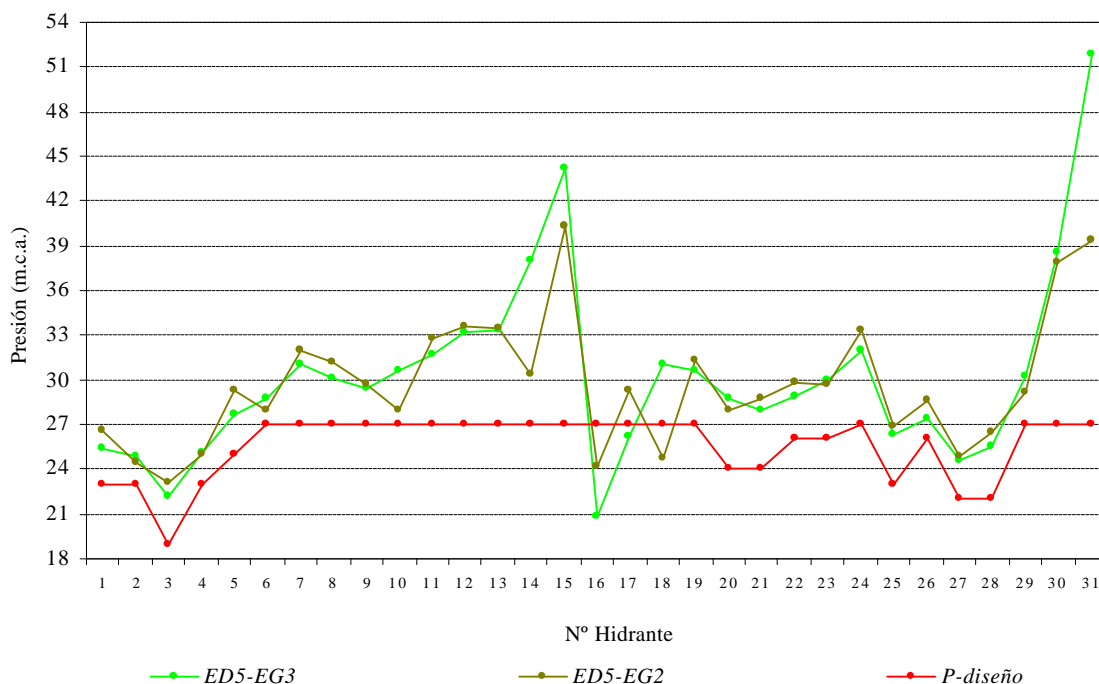


Figura 4.5.3.2.11. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la estrategia de diseño en dos turno considerando todas las tomas abiertas en cada turno (ED5) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno impar.

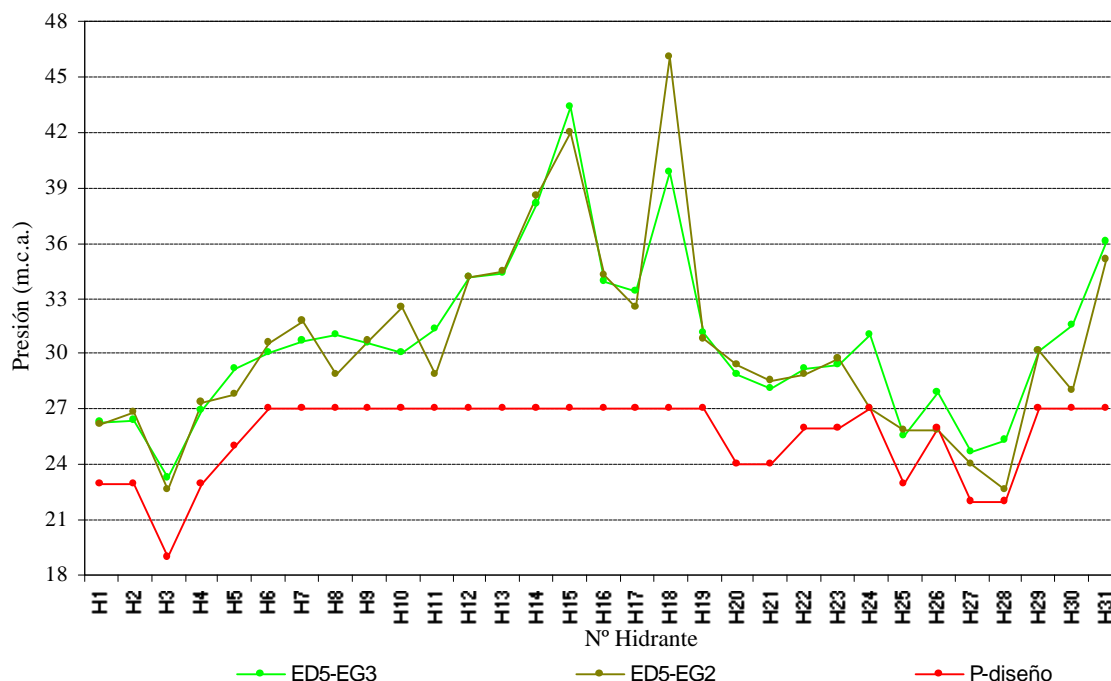


Figura 4.5.3.2.12. Presiones en hidrantes para el dimensionado de la estrategia de diseño en dos turno considerando todas las tomas abiertas en cada turno (ED5) con estados de carga correspondientes a EG2 y EG3. Turno par.

En el turno par, al igual que para la estrategia ED4, en la figura 4.5.3.2.12. se observa que la estrategia EG3 es más favorable que EG2, ya que las presiones obtenidas con EG3 son superiores a las obtenidas con EG2, en los hidrantes que están abiertos en ambas estrategias.

Comparación de resultados según estrategia de gestión

A la vista de los resultados anteriores, se puede concluir que la estrategia de gestión en turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno (EG3), produce unas mayores presiones en los hidrantes que la estrategia de gestión en turnos formados por hidrantes alternos (EG2), para todas las estrategias de diseño consideradas.

Además, los resultados obtenidos en la red actualmente ejecutada son considerablemente más favorables para la estrategia de gestión EG3 que para la gestión actual de la red (EG2).

4.6. Recomendaciones sobre el diseño y gestión óptima de redes

De acuerdo con las estrategias de diseño y gestión planteadas en el presente trabajo, se propone a continuación la metodología de diseño y gestión basada en la organización del reparto de agua que conduce a la solución óptima. A efectos de diseño, se considera la solución óptima, a la organización del reparto de agua por la que se obtiene el diseño de mínimo coste total y satisface todas las condiciones de servicio impuestas. A efectos de gestión, la solución óptima es la organización del reparto de agua que minimiza los caudales circulantes por las líneas de la red, haciendo mínima la pérdida de carga y máxima la presión dinámica en los puntos de consumo.

La metodología general de diseño de redes ha sido expuesta en el anejo nº1. En este apartado se expone dicha metodología aplicada a redes colectivas de distribución de agua que abastecen a sistemas de riego por goteo de cultivos leñosos, teniendo las siguientes características:

- Riego en parcela:
 - Número de sectores de riego por parcela como máximo igual al número de turnos adoptado en la organización de la red
 - Intervalo de riego diario
 - Tiempos de riego medios de 5 horas
 - Dotaciones en tomas razonablemente constantes

- Red de distribución:
 - Red ramificada con un único punto de alimentación
 - Alimentación desde balsa o depósito elevado
 - Organización a la demanda restringida en 2 ó 3 turnos
 - Hidrantes multiusuario

De las estrategias de diseño y gestión propuestas así como de los análisis realizados, se desprende que la organización del reparto de agua que conduce a la solución óptima del diseño y gestión de redes que abastecen a sistemas de riego por goteo de cultivos leñosos, es la siguiente:

- *Diseño óptimo*: el diseño óptimo de la red se consigue mediante la organización del riego a la demanda modificada en turnos, calculando el caudal de línea mediante la fórmula de Clement. Los turnos se deben organizar consiguiendo que, en cada línea de la red, la diferencia entre los caudales totales circulantes en cada turno sea mínima. Esto se consigue asignando proporcionalmente las tomas al número de turnos considerado.

- *Gestión óptima*: la gestión óptima se consigue organizando el riego a la demanda modificada en turnos, de igual forma que la propuesta a efectos de diseño.

La organización a la demanda restringida se debe realizar en dos o a lo sumo tres turnos. La duración de los turnos no debe ser inferior a 8 horas, ya que así se puede dar un cierto grado de libertad a los regantes para realizar sus riegos dentro del turno, además algunos cultivos pueden tener tiempos de riego próximos a 8 horas (véase tabla 3.5.2.1.). Por tanto, la adopción de tres turnos conllevaría un turno nocturno. Dada la tendencia encontrada en la zona de estudio a realizar los riegos con luz del día, a pesar de contar con la posibilidad de programar automáticamente y de forma individual los riegos de cada parcela, se aconseja no adoptar más de dos turnos de riego para evitar así el riego nocturno, ya que en riego por goteo, el riego nocturno no aporta ventajas con respecto al riego diurno, como sucede en riego por aspersión. Para equilibrar las horas de luz disponibles en los dos turnos durante los meses de verano, se proponen tres posibles alternativas de organización de los turnos que mejorarían el comportamiento de la red:

- 1ª. Mantener la duración de los turnos en 8 horas, comenzando el turno de mañana a las 6 de la mañana y el de tarde a las 2 de la tarde.
- 2ª. Aumentar la duración de los turnos a 9 horas, comenzando el turno de mañana a las 6 de la mañana y el de tarde a las 3 de la tarde.
- 3ª. Aumentar la duración de los turnos a 12 horas, organizando el turno de mañana de 2 de la mañana a 3 de la tarde, y el turno de tarde de 3 de la tarde a 2 de la mañana del día siguiente.

Des estas tres alternativas, la segunda es la que tiene menor diferencia respecto a la organización actual y por la que se conseguiría un mejor equilibrio entre los dos turnos así como una disminución de los caudales punta de cada turno.

Consideraciones sobre el diseño

En el cálculo de la dotación de agua a cada parcela (d_i) se debe realizar a partir de una dotación unitaria (u^*), de la superficie de cada parcela (S_i) y del número de sectores considerados en cada parcela (N_{si}), mediante la siguiente ecuación:

$$d_i = \frac{u^* \cdot S_i}{N_{si}} \quad (84)$$

El número de sectores por parcela debe ser, como máximo, igual al número de turnos adoptados en la organización de la red, en función de la superficie de la parcela

(tabla 1.4. del anejo nº1). De esta forma, cada sector se puede asignar a un turno distinto. La dotación unitaria debe ser la misma para toda la red, de forma que la dotación de cada parcela dependa únicamente de su superficie. Para el cálculo de la dotación unitaria se debe emplear la siguiente ecuación:

$$u = \frac{q \cdot 24 \cdot I_r}{t_r} \quad (85)$$

En donde I_r representa el intervalo de riego, que debe ser de un día por tratarse de riego por goteo, y t_r el tiempo de riego. Se debe calcular la dotación unitaria de cada cultivo a partir del caudal ficticio continuo de dicho cultivo y su tiempo de riego, adoptando un intervalo de riegos diario. Para el cálculo de la dotación de cada parcela se debe adoptar la dotación unitaria más desfavorable de las calculadas para cada cultivo (u^*).

Los caudales circulantes por las líneas de la red se pueden calcular mediante el método de Clement. Para ello la probabilidad de apertura de tomas se debe calcular a partir del tiempo de riego más desfavorable de los cultivos abastecidos por la red y de la duración del turno, adoptando la misma probabilidad para todas las parcelas. Por tanto la fórmula de Clement quedaría de la siguiente forma:

$$Q_j = \sum_{i=1}^N p d_i + U(P_q) \sqrt{\sum_{i=1}^N p (1-p) d_i^2} \quad (86)$$

En donde p es la probabilidad de apertura de toma más desfavorable, d_i la dotación de agua a las parcelas calculada mediante la fórmula (84), N el número de parcelas abastecidas por la línea, y $U(P_q)$ el coeficiente que depende de la garantía de suministro adoptada (Tabla 5.1. del anejo nº 1). La garantía de suministro debe ser del 100% para líneas que abastezcan a 10 o menos tomas, del 99% para líneas que abastezcan de 10 a 50 tomas, y del 95 % a líneas que abastezcan a más de 50 tomas.

Finalmente, el cálculo del diámetro de las tuberías se debe realizar mediante un método de dimensionado económico, adoptando una tasa de interés anual acorde con el valor actual del dinero, y una vida útil de la instalación entre 20 y 50 años. El precio de las tuberías debe ser el precio real de ejecución, debiendo huir de los precios según tarifas comerciales. El método de cálculo más apropiado es el método de programación lineal, evitando adoptar tuberías telescópicas con tramos de poca longitud. Los criterios de diseño a considerar son los siguientes:

- La presión mínima requerida en las tomas de riego debe ser un valor comprendido entre 25 y 30 m.c.a., como se ha demostrado en el apartado 6 del anejo nº1. Estos valores se deben incrementar en 6 m.c.a., para tener en cuenta la

pérdida de carga en el tubo de acometida del hidrante multiusuario (3 m.c.a.) y las pérdidas de carga en la estación de filtrado (3 m.c.a). Por tanto, la presión mínima de diseño a considerar debe oscilar entre 31 y 36 m.c.a.

- Velocidades de circulación del agua entre 0,3 y 2,5 m/s
- Rugosidad absoluta de las tuberías no inferior a 0,1 mm, para el PVC, a 0,5 mm para el fibrocemento y a 5 mm para tubería de acero soldado instalada en las acometidas y colectores de los hidrantes multiusuario.

Como última fase del diseño, es recomendable realizar la simulación de la red bajo diferentes condiciones de operación, para determinar si el dimensionado realizado cumple las condiciones de caudal y presión en nudos, en diferentes situaciones de funcionamiento futuro.

Consideraciones sobre la gestión

Para conseguir que la organización de los turnos de riego maximice las presiones dinámicas en los nudos de la red, se debe garantizar un buen funcionamiento de los limitadores de caudal instalados en las tomas, ya que así el caudal de cada toma será proporcional a la superficie de la parcela que abastece, y por tanto se podrá predecir el comportamiento de los caudales en la red.

Los limitadores de caudal normalmente instalados en las tomas de las redes de riego, están formados por pilotos que determinan la pérdida de carga diferencial que se produce en una placa orificio instalada aguas arriba de la válvula hidráulica. Cuando el consumo es superior a un valor prefijado, la pérdida de carga en la placa aumenta y transmite la presión diferencial al piloto que a su vez provoca el cierre de la válvula, hasta dejarla en una posición que sólo permita el paso del caudal de regulación. Estos pilotos miden la presión mediante microtubos conectados aguas arriba y abajo de la placa orificio y, dado que la velocidad del agua es casi nula en dichos microtubos, se suelen obturar como consecuencia de la sedimentación de las arcillas y limos que el agua de riego lleva en suspensión. Finalmente esa sedimentación termina por cerrar totalmente el paso de agua a través del microtubo, eliminando así la acción del limitador de caudal, como se ha comprobado en algunas tomas de la red estudiada. Por tanto es fundamental una limpieza periódica los limitadores de caudal para asegurar así su correcto funcionamiento.

La organización del riego a la demanda modificada se debe hacer para el periodo de máximas necesidades de agua, entendiendo por tal el periodo comprendido entre abril y septiembre. El resto del año, la organización del riego puede hacerse a la demanda, ya que la suma de los caudales circulantes durante dicho periodo en ambos turnos, va a ser

menor al caudal medio máximo circulante durante el mes de máximas necesidades, como se ha puesto de manifiesto en la red objeto de estudio (tabla 4.1.6.3.1.). Por tanto, la respuesta de la red sería adecuada incluso en el supuesto de que todos los regantes decidiesen dar sus riegos durante la misma franja horaria, situación esta poco probable.

5. CONCLUSIONES

5.1. Conclusiones respecto a las necesidades de agua y manejo del riego

- El análisis de las necesidades de agua para la alternativa de cultivos existente en la zona de estudio indica que, para el período 1995 – 2001, las necesidades anuales del año seco de dicho periodo llegan a ser de hasta un 15,2% mayores que las del año medio del mismo periodo. Por el contrario, comparando estas variaciones con las encontradas en el consumo de agua aplicada a los cultivos durante el citado periodo, se observa que para el año más seco sólo se incrementó el consumo de agua un 4,7% con respecto al año medio. Además el año de máximas necesidades no coincidió con el de máximo consumo de agua. Esto pone de manifiesto la tendencia de los regantes a aplicar todos los años la misma cantidad de agua en cada época del año, con independencia de la demanda real existente, lo que justifica la utilización de los servicios de asesoramiento al regante como el SIAM, que orientan sobre la evolución del consumo de agua en tiempo real.
- Cuantitativamente, tanto para el año medio del periodo 1995 – 2001 como para el periodo de junio de 2000 a mayo de 2001, donde se realizaron los controles de campo en la red, las necesidades totales de la alternativa de cultivos, fueron superiores a los consumos de agua en los mismos periodos. Estas necesidades han sido calculadas mediante la ecuación FAO de Penman–Monteith, utilizando los coeficientes Kc recomendados por el SIAM. Mensualmente, durante el periodo de junio de 2000 a mayo de 2001 se encontró que las necesidades totales de la alternativa de cultivos fueron mayores a los consumos de agua durante todos los meses del año, excepto

durante los meses de enero y agosto en los que estos consumos fueron ligeramente superiores a las necesidades, y durante los meses de noviembre y diciembre en los que los consumos fueron claramente superiores a las necesidades. Para estos meses, durante el periodo de junio de 2000 a mayo de 2001, el índice de rendimiento estacional (SIPI), cociente entre las necesidades netas estacionales y el volumen de agua facturado, fue inferior a la eficiencia de aplicación potencial del sistema de riego, lo que indica que efectivamente se facturó más agua que la teóricamente necesaria para el desarrollo de los cultivos. Por el contrario, durante el resto del año, el SIPI fue superior a la eficiencia del riego, lo que indica que se facturó menos agua que la teóricamente necesaria para dicho periodo.

- Por cultivos, el que tuvo mayores necesidades de agua, tanto en el año medio (1995-2001) como en el periodo junio 2000 a mayo de 2001, fue el naranjo, seguido del limonero, melocotonero, mixto (albaricoquero con naranjo) y albaricoquero. Por el contrario, analizando los consumos, el cultivo que mayor consumo de agua tuvo en ambos periodos fue el melocotonero, seguido del albaricoquero, naranjo, limonero y mixto. El SIPI medio anual de albaricoquero y melocotonero durante el periodo de junio 2000 a mayo de 2001, fue inferior a la eficiencia de aplicación potencial del sistema de riego, lo que indica que se facturó más agua que la teóricamente necesaria para estos dos cultivos. Por el contrario, el SIPI medio anual de naranjo, cultivo mixto (albaricoquero con naranjo) y limonero, para el mismo periodo, fue muy superior a la eficiencia de aplicación potencial del sistema de riego e incluso superior al 10%, lo que indica que estos cultivos han estado sometidos a estrés hídrico durante el periodo considerado.
- Los cultivos que tienen un mayor desfase entre necesidades teóricas y consumo de agua aplicada son el albaricoquero y el melocotonero, debido a que las necesidades de agua en los meses de invierno son nulas, no siendo nulo el consumo de agua en dichos meses. Además en ambos cultivos se observa que, para el periodo comprendido entre la brotación y la recolección, las necesidades teóricas son mayores que el consumo, mientras que en el resto del año el consumo excede a las necesidades. Los desfases encontrados entre necesidades teóricas y consumo de agua aplicada durante los meses de invierno, indican que se deberían revisar los coeficientes de cultivo empleados por el SIAM para estos cultivos, ya que no parece lógico eliminar la aplicación de agua en estos meses porque se interrumpiría la actividad radicular y además se desecarían en exceso las ramas y yemas del árbol, lo que provocaría una mala brotación posterior. Además en trabajos realizados por el Departamento de Riego y Salinidad del CEBAS-CSIC en zonas próximas, se obtienen, para albaricoquero Búlida, coeficientes de cultivo no nulos durante dichos meses. Por el contrario, para el resto del año se debería revisar la programación del

riego, ya que se ha encontrado una clara tendencia aplicar menos agua de la necesaria desde la brotación a la recolección y más de la necesaria desde la recolección a la caída de hojas.

- En limonero y naranjo las necesidades teóricas son muy similares al consumo durante la parada invernal de noviembre a febrero, mientras que para el resto del año las necesidades son muy superiores al consumo. Por tanto se debería revisar la programación del riego para incrementar el consumo de agua durante el período de actividad vegetativa, para evitar el déficit de agua aplicada. Para todos los años del periodo 1995–2001 se ha observado un desfase entre el mes de máximas necesidades (julio) y el de máximo consumo (agosto), por lo que se debe prestar especial atención a la programación del riego de estos meses.

5.2. Conclusiones respecto a los parámetros de funcionamiento de la red.

- Las dotaciones medias medidas en la red son menores o iguales a las dotaciones teóricas en el 61% de las tomas, por lo que en cerca del 40% de las tomas el limitador de caudal deja pasar más agua que la asignada. No obstante el exceso de caudal medido en las tomas respecto al teórico asignado es superior a 1 l/s únicamente en el 4,3% de las tomas y superior a 4 l/s únicamente en el 0,6%, que corresponden a 2 tomas de la red (tomas 16.1 y 12.13). Por el contrario, solamente hay un 6% de tomas en las que la dotación media medida es menor de 1 l/s con respecto a su dotación teórica asignada.
- El máximo caudal circulante por las tuberías de la red se produce por las tardes independientemente del caudal total demandado por el turno. La mayor concentración de caudal por las tardes se debe principalmente a la menor disponibilidad de horas de luz durante este periodo y a la tendencia mayoritaria de realizar los riegos con luz del día. Estas diferencias de caudal transportado entre mañana y tarde son más acusadas en los meses de invierno como consecuencia de la menor duración de las horas de luz de las tardes en dichos meses.
- La mayor simultaneidad del riego encontrada durante el periodo de junio de 2000 a mayo de 2001 fue en el mes de julio por la tarde, en el que el coeficiente de simultaneidad de caudal circulante por las tuberías, llegó a alcanzar valores máximos de 74% en cabecera de la red.

5.3. Conclusiones respecto a la calibración del modelo de simulación de la red.

- En el proceso de calibración del modelo de simulación de la red, para el periodo punta de consumo, se han conseguido reducir los errores cometidos en el modelo sin calibrar, desde valores medios del 8% hasta valores medios del 3%, quedando finalmente la diferencia media entre presiones simuladas y medidas, por debajo del error de medición.
- Se ha encontrado una mayor sensibilidad a los parámetros de calibración con los datos correspondientes al período punta que con los del período valle. Además se ha comprobado que las líneas que más alejadas están de la cabecera de la red se muestran mucho más sensibles a los parámetros de calibración.
- De todos los parámetros de calibración utilizados, la rugosidad absoluta de las tuberías es el parámetro que se ha mostrado más sensible a la calibración, mientras que el coeficiente de pérdidas de carga singulares y, en mayor medida, el porcentaje de reducción del diámetro interior de las tuberías, se han mostrado muy poco sensibles.

5.4. Conclusiones respecto a la influencia de las modificaciones introducidas en la ejecución de la red.

- Se ha comprobado que la red ejecutada no sería capaz de suministrar por gravedad la presión y el caudal previstos en proyecto, si estuviese en servicio el 100% de la superficie para la que ha sido proyectada. Gracias a que solo se está regando el 70% de la superficie proyectada, no es necesario suministrar presión adicional.
- Se ha comprobado que en el diseño de la red se deben tener en cuenta las pérdidas singulares, la pérdida de carga en las estaciones de filtrado, la pérdida de carga en el tubo de acometida de los hidrantes y una rugosidad de tuberías superior a la correspondiente a tuberías nuevas. De todos estos parámetros, la rugosidad de las tuberías, las pérdidas de carga en la estación de filtrado y el tubo de acometida del hidrante, son los que tienen una mayor influencia en las presiones finales de los nudos de la red.
- Se ha comprobado que, en el diseño de la red estudiada, realizado a partir de planos escala 1/5000 con curvas de nivel cada 5 metros, los errores cometidos en la determinación de las cotas de los nudos, tienen muy poca influencia en las presiones

resultantes en los nudos de la red, siendo menor aún la influencia de pequeñas variaciones del trazado proyectado sobre las presiones finales obtenidas.

5.5. Conclusiones respecto a la aplicación del método de Clement para el cálculo de caudales de línea

- Se ha comprobado que en una red con funcionamiento a la demanda restringida en dos turnos que alimenta a riego por goteo de cultivos leñosos, tanto el número de tomas simultáneamente abiertas así como los caudales circulantes se ajustan a una distribución normal, en líneas con más de 10 tomas abastecidas.
- Así mismo, se ha comprobado que la descarga de agua de las tomas es razonablemente constante, ya que casi un 40% de las tomas tienen coeficientes de variación de caudal, medido durante el mes de máxima demanda (julio), inferior al 10%, y sólo un 5% de las tomas tienen un coeficiente de variación superior al 50%.
- En la red estudiada, se ha comprobado que durante el mes de máximas necesidades, la probabilidad de riego es la misma durante todos los días de la semana, no existiendo preferencia alguna a concentrar los riegos determinados días. Por el contrario, no se cumple la hipótesis de Clement que hace referencia a que la probabilidad de apertura de una toma es la misma a lo largo de la jornada o turno de riego, ya que existe una marcada tendencia por parte de los regantes a concentrar los riegos a ciertas horas del día.
- Los caudales de línea obtenidos en la situación actual de funcionamiento de la red, aplicando el método de Clement, son ligeramente superiores a los caudales medidos en la red para la misma probabilidad de ocurrencia, si en el cálculo se utiliza la dotación teórica asignada a las tomas. En caso de considerar la dotación media medida en la red, los caudales de línea obtenidos son ligeramente inferiores a los medidos en la red para la misma probabilidad de ocurrencia.

5.6. Conclusiones respecto al diseño y gestión de la red

- El método de Clement para el cálculo de los caudales de línea, ha resultado adecuado para el dimensionado de tuberías en redes que alimentan a sistemas de riego por goteo, con funcionamiento a la demanda restringida en dos turnos. Para ello, la aplicación del método se debe realizar utilizando la probabilidad de apertura de tomas más desfavorable de los cultivos regados por la red.

- La estrategia de diseño de redes de riego con hidrantes multiusuario, basada en la organización del reparto de agua, que conduce a un dimensionado más económico, es la organización a la demanda modificada en dos turnos, con la mitad de tomas de cada hidrante asignada a cada turno (estrategia ED4). Mediante esta organización del reparto de agua se ha obtenido un dimensionado de la red que ha resultado ser un 25% más barato que la estrategia considerada en el proyecto de la red (ED3), que ha resultado ser la más cara de las cinco estrategias contempladas.
- La estrategia de gestión del reparto de agua por la que se obtienen presiones más favorables en todos los hidrantes de la red, es la organización del reparto en dos turnos formados por todos los hidrantes con la mitad de tomas en cada turno (estrategia EG3). Se ha demostrado que con este tipo de gestión las presiones en los hidrantes son superiores a las obtenidas con la gestión actual.
- Para evitar problemas de falta de presión en las tomas de riego motivado por un exceso de caudal en las líneas de la red, las descargas reales de las tomas no deben ser superiores a sus dotaciones teóricas. Por tanto se deben revisar periódicamente el funcionamiento de los limitadores de caudal.

5.7. Conclusiones respecto a la mejora de la gestión de la red estudiada

- Para conseguir una respuesta de la red equilibrada y acorde con la organización de los turnos que se plantee en cada momento, se debe garantizar el buen funcionamiento de los limitadores de caudal instalados en las tomas individuales de cada parcela. Para ello se deberían limpiar todos los microtubos de los limitadores de todas las tomas de la red, siendo aconsejable instalar un pequeño filtro en cada toma de presión del piloto limitador, para evitar que se obturen por completo y, al mismo tiempo, facilitar el mantenimiento de los mismos. Además, se deben calibrar los limitadores de algunas tomas, como los correspondientes a las tomas 12.13 y 16.1. ya que el exceso de descarga provoca caídas de presión importantes cuando estas dos tomas están abiertas.
- Con la red actualmente ejecutada y un porcentaje de superficie regada del 70% del total proyectado, se dispone de capacidad suficiente para organizar el reparto de agua a la demanda durante la mitad del año (de octubre a marzo) y a la demanda modificada en dos turnos la otra mitad del año (de abril a septiembre).

- La organización de turnos con la que se consigue hacer mínima la pérdida de carga en las tuberías y máximas las presiones dinámicas en los puntos de consumo, es la propuesta como estrategia de gestión EG3.
- Para disminuir los caudales máximos circulantes por las tuberías y compensar las diferencias de caudal máximo encontradas entre los turnos de mañana y tarde, se propone aumentar la duración de cada turno a 9 horas, en lugar de las 8 actuales, quedando de 6 de la mañana a 3 de la tarde el turno de mañana, y de 3 de la tarde a 12 de la noche el de tarde.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Abadía, R.; Ruiz, A.; Puerto, H.; Andreu, J.; Pastor, J.J.; García, F.; Del Amor, M.A. 2001. Aplicación del método de Clement al cálculo de los caudales de línea en redes colectivas de distribución de agua a presión con servicio a la demanda modificada, para sistemas de riego por goteo. I Congreso Nacional de Ingeniería para la agricultura y el medio rural. 19 – 21 septiembre. Universidad Politécnica de Valencia.

Abrisqueta J.M.; Ruiz A.; Franco J.A. 2001. Water balance of apricot trees (*Prunus armeniaca* L. cv. Bulida) under drip irrigation. *Agricultural water management* 50 (3): 211-227

Acevedo y Alvarez. 1976. Manual de Hidráulica. Ed. Harla. México.

Alías, L.; Aguilar, J. 1986. Mapa de suelos Proyecto LUCDEME. Mula-912. Ministerio de Agricultura Pesca y Alimentación.

Aliod, R.; Eizaguerri, A.; Estrada, C.; Perna, E. 1997. Dimensionado y análisis hidráulico de redes de distribución a presión en riego a la demanda: aplicación del programa GESTAR. *Riegos y Drenajes XXI*, Nº 92, Enero 1997, pp. 22-38.

- Aliod, R.; Eizaguerri, A.; Estrada, C.; Perna, E. 1997. Dimensionado y análisis hidráulico de redes de distribución a presión en riego a la demanda: aplicación del programa GESTAR. Riegos y Drenajes XXI, N° 92, Enero 1997, pp. 22-38.
- Allen, R. 1987. Network Analysis. The Real Story. III International Conference of Computer Applications for Water Supply and Distribution. United Kingdom. Leicester Polytechnic.
- Arviza, J. 1993. Curso de redes hidráulicas de riego a presión. Colegio Oficial de Ingenieros Agrónomos de Aragón, La Rioja, Navarra y País Vasco.
- Arviza, J. 1996. Riego Localizado. Servicio de publicaciones de la Universidad Politécnica de Valencia 96-173. Valencia.
- Arviza, J. 1999. Diseño hidráulico de instalaciones de riego localizado II: Diseño de la red de transporte. En curso "La Modernización del Regadío: el riego localizado y las redes colectivas de distribución a presión." Dpto. de Ingeniería Agroforestal, Gráfica y Cartográfica. E.P.S.O. Universidad Miguel Hernández, 16 al 26 de febrero de 1999. Orihuela, Alicante, España.
- Arviza, J. 2001. Dispositivos para fertilización en sistemas de riego localizado. Vida Rural. Febrero de 2001. 34 – 40.
- Awumah, K.; Bhatt, S. K.; Goulter, I.C. 1989. An integer programming model for layout design of water distribution networks. Eng. Optimiz. 15: 57 – 70.
- Bhave, P.R. 1991. Analysis of flow in water distribution networks. Ed Technomic Publishing Company. Lancaster. Pennsylvania. EEUU.
- Bhave, P.R. y Lam, C. F. 1983. Optimal layout for branching distribution networks. Journal of Transport Engineering ASCE 109: 534 – 547.
- Bos, M.G. 1979. Standards for irrigation efficiencies of I.C.I.D. Journal of Irrigation and Drainage Division. ASCE 105 (IR1): 37 – 43.
- Burt, C.M.; Clemmens, A.J.; Strelkoff, T.S.; Solomon, K.H.; Bliesner, R.D.; Ardí, L.A.; Howell, T.A.; Eisenhauer, D. E.; 1997. Irrigation performance measures: efficiency and uniformity. Journal of irrigation and drainage engineering. ASCE. 123 (6) , 423-442.

- Burt CM, Clemmens AJ, Solomon KH, Howell TA, Strelkoff TS. 1999. Irrigation performance measures: efficiency and uniformity - Closure. *Journal of irrigation and drainage engineering*. ASCE. 125 (2) , 98-100.
- Bush, C.A.; Uber, J.G. 1998. Sampling Design Methods for Water Distribution Model Calibration. *Journal of Water Resources Planning and Management-ASCE*. 124 (6): 334-344 NOV-DEC 1998
- Cabrera, E.; Izquierdo, J.; Andreu, M. 1996. Introducción al análisis dinámico de redes. En *Ingeniería hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de agua (II)*. Unidad docente de mecánica de fluidos. Universidad Politécnica de Valencia. Valencia.
- Cesario, L. 1995. *Modeling, Analysis and Design of Water Distribution Systems*. American Water Works Association. Denver.
- Chandrashekar, M. 1980. Extended set of components in pipe networks. *Journal of Hydraulic Division*. ASCE. Vol. 106, HY1, pp 133-149.
- Chandrashekar, M.; Steward, K.H. 1975. Sparsity oriented analysis of large pipe network. *Journal of Hydraulic Division*. ASCE. April, pp 341-355.
- Clemmens, A.J.; Burt, C.M. 1997. Accuracy of irrigation efficiency estimates. *Journal of irrigation and drainage engineering*. ASCE. 123 (6) , 443-453.
- Clement, R. 1966. Calcul des débits dans les réseaux d'irrigation fonctionnant à la demande. *La Houille Blanche* 5:553-575.
- Clement, R.; Galand, A. 1986. *El riego por aspersión y las redes colectivas de distribución a presión*. Editores técnicos asociados.
- Comunidad Autónoma de la Región de Murcia. 1994. *Plan director para el ahorro de agua y modernización de regadíos de la Región de Murcia*. Dirección General de Regadíos y Desarrollo Rural. Consejería de Agricultura, Agua y Medio Ambiente. Murcia.
- Croos, H. 1936. Analysis of flow in networks of conduits or Conductors, *Bulletin N° 286*, Engrg. Experiment Station, University of Illinois, Urbana. EEUU.

- Del Amor García, F.; Gómez Gómez, J; Sánchez Toribio, M.I. 1997. Modernización de los regadíos tradicionales de Mula. Ed. CajaMurcia. Murcia.
- DGEE. 2001. Anuario estadístico de la Región de Murcia. Dirección General de Economía y Estadística. Centro Regional de Estadística de Murcia. Comunidad Autónoma de la Región de Murcia. Murcia.
- DGRDR. 1994. Plan director para el ahorro de agua y modernización de regadíos de la Región de Murcia. Dirección General de Regadíos y Desarrollo Rural. Comunidad Autónoma de la Región de Murcia. Murcia.
- Donchie, R.P. 1974. Digital program for water networks analysis. Journal of Hydraulic Division. ASCE. Vol. 100, HY3, pp 576-580.
- Doorenbos, J and Pruitt, W.O. 1977. Crop water requirements. Irrigation and drainage paper 24. FAO. Rome.
- Epp, R. y Fowler, A.G. 1973. Efficient code for steady-state flows in networks. Journal of Hydraulic Division. ASCE. Vol. 99, HY7, pp 1157-1067.
- Faci, J.M.; Bensaci, A.; Slatni, A.; Playán, E. 2000. A case study for irrigation modernisation I Characterisation of the district and analysis of water delivery records. Agricultural Water Management 42, 313 – 334.
- Fereres, E. 1987. Necesidades hídricas de los cultivos, eficiencia de los métodos de aplicación y consumos totales de agua a nivel parcela. Simposio sobre Necesidades hídricas de los cultivos y su abastecimiento. Asociación Española de Riegos y Drenajes. Madrid, 3–4 noviembre.
- Fernández López, J. 1989. Proyecto de redes de riego localizado y sistema de control informatizado en la huerta de Mula (Murcia). Dirección General de Desarrollo Agrario. Consejería de Agricultura, Ganadería y Pesca. Comunidad Autónoma de la Región de Murcia. Murcia.
- Ferrán, 2001. SPSS par Windows. Análisis estadístico. Ed. McGraw-Hill.
- Ferreri, G.B.; Gangitano, L. 2000. Criteri di semplificazione dello schema di una rete di distribuzione idrica. L'Acqua. 2000: 57-70.

- Ferreri, G.B.; Gangitano, L. 2001. Effetto del tipo e del numero di misuratori sull'efficacia della calibrazione delle scabrezze di reti distributrici in pressione. *L'Acqua*. N°3/2001: 37-48.
- García-Serra, J. 1988. Estudio y mejora de las técnicas de calibración de modelos en redes hidráulicas. Tesis Doctoral. ETSII. Universidad Politécnica de Valencia.
- García-Serra, J.; Cobacho Jordán, R.; Mut Noguera, A. 1998. Casos prácticos de elaboración y explotación de modelos de Redes. En Curso: Análisis, Diseño, Operación y Mantenimiento de Redes Hidráulicas a Presión. Grupo Mecánica de Fluidos. U.P.V. Valencia.
- García-Serra, J.; Pérez, R.; Ayza, M. 1996. Redes de distribución. Trazados y criterios prácticos de diseño. En Ingeniería hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de agua (II). Unidad docente de mecánica de fluidos. Universidad Politécnica de Valencia. Valencia.
- González Castaño, J.; Llamas Ruiz, P. 1991. El agua en la Ciudad de Mula, siglos XVI-XX. Ed. La Muleña. Mula.
- González Castaño, J.; Llamas Ruiz, P. 1991. El agua en la Ciudad de Mula, siglos XVI-XX. Ed. La Muleña. Mula.
- Granados, A. 1990. Infraestructura de regadíos. Redes colectivas de riego a presión, 2ª edición. ETSICCP, Madrid.
- Greco, M.; Del Giudice, G. 1999. New Approach to Water Distribution Network Calibration. *Journal Of Hydraulic Engineering-ASCE*. 125 (8): 849-854 AUG 1999
- Grupo de Mecánica de Fluidos 1997. SARA Manual del usuario. Universidad Politécnica de Valencia. Valencia.
- Hargreaves, G.H. and Samani, Z. A. 1985. Reference crop evapotranspiration from temperature.. *Appl. Eng. Agric.* 1(2), 96-99.
- Hernández Laguna, E. 1996. Aproximación teórico-práctica al desarrollo sostenible. Estudio de n caso práctico en la Región de Murcia. La unidad hidrogeológica de Ponce. Tesis Doctoral. CEBAS-CSIC, Universidad de Murcia.

- Hernández Laguna, E.; López Bermúdez, F.; Sánchez Toribio, M.I.; Ramírez Díaz, L. 1997. Desarrollo sostenible. Estudio de un caso práctico en la Región de Murcia. Cuadernos de ecología y medioambiente. Universidad de Murcia.
- INE. 2001. Instituto Nacional de Estadística. Madrid. <http://www.ine.es>
- IRYDA. 1985. Normas para la redacción de proyectos de riego por aspersión. Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación.
- Isaacs, L.T. y Mills, K.G. 1980. Linear theory methods for pipe networks analysis. Journal of Hydraulic Division. ASCE. Vol. 106, HY7, pp 1191-1201.
- ITGE. 1994. Estudio de los recursos hídricos subterráneos del subbético de Murcia. ITGE. Madrid.
- Jeppson, R.W.; Davis, A.L. 1975. Pressure reducing valves in pipe network analysis. Journal of Hydraulic Division. ASCE. Vol. 103, HY11, p 1362.
- Jeppson, R.W.; Travallae, A. 1975. Pumps and reservoirs in networks by linear theory. Journal of Hydraulic Division. ASCE. Vol. 101, HY3, pp. 576 - 580.
- Keller, J.; Bliesner, R.D. 1990. Sprinkle and trickle irrigation. Van Nostrand Reinhold. New York.
- Kruse G.E. 1978. Describing irrigation efficiency and uniformity. Journal of irrigation and drainage division ASCE 104 :35-41.
- Labye, Y., Olson, M.A., Galand, A. and Tsiourtis, N. 1988. Design and optimisation of irrigation distribution networks. FAO Irrigation and Drainage paper nº 44. Roma
- Lamaddalena, N. 1996. Sulla ottimizzazione dei diametri in una rete irrigua con esercizio alla domanda. Rivista di Ingegneria Agraria, 1, 12 – 19.
- Lamaddalena, N. 1997. Integrated simulation modeling for design and performance analysis of on-demand pressurized irrigation systems. Ph.D. Dissertation. Universidade Técnica de Lisboa. Instituto Superior de Agronomía. Lisboa.
- Lamaddalena, N.; Sagardoy J.A. 2000. Performance analysis of on-demand pressurized irrigation systems. FAO Irrigation and drainage paper nº 59. Roma.

- Lansley, K.E.; El-Shorbagy, W.; Ahmed, I.; Araujo, J.; Haan, C.T. 2001. Calibration Assessment and Data Collection for Water Distribution Networks. *Journal of Hydraulic Engineering-ASCE*. 127 (4): 270-279
- López, R.; Camacho, E.; Rondán, J.; Alcaide, M.1992. Metodología para la optimización de la red de distribución de agua para riego en los términos municipales de Villafranca y El Carpio (Cordoba). *Riegos y Drenajes XXI*, 65, 18 – 22.
- López Patiño, G.; Fuertes Miquel, V.; Ayza Prats, M. 1996. Modelización matemática de una red en funcionamiento. En *Ingeniería hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de agua*. Vol. II. U.D. Mecánica de Fluidos. Universidad Politécnica de Valencia. Valencia.
- Mantovani, E.C. 1993. Desarrollo y evaluación de modelos para el manejo del riego: estimación de la evapotranspiración y efectos de la uniformidad de aplicación del riego sobre la producción de cultivos. Tesis Doctoral. Universidad de Cordoba. Cordoba.
- Merriam, J.L.; Keller, J. 1978. Farm irrigation system evaluation: a guide for management. UTAH State Universty. Logan, Utah, USA.
- Martin, D.W. y Peters, G. The application of Newton's method to network analysis. *Digital Computer, J. Inst. of Water Engrs.*, N° 17 pp. 115-129.
- Martínez, F. 1982. Desarrollo de un modelo matemático para el análisis de redes hidráulicas por miniordenador con posibilidades de explotación en el campo de la gestión y control. Tesis Doctoral. ETSII. Universidad Politécnica de Valencia.
- Martínez, F.; Sanz, F.; García-Serra, J.; Cerrillo, J.L. 1987. Dimensionado óptimo de redes ramificadas de distribución de agua por técnicas de P.L. *Tecnología del Agua*. Vol. 40. pp. 73 - 90
- Martinez, J.; Gil, A.; Roldán, J. 1993. Estudio del trazado de redes ramificadas de riego. XI Jornadas técnicas sobre riego. Valladolid 2 a 4 de junio de 1993. 195 – 202.
- Martínez, J.; Reca, J.; Zapata, A.; Arriola, C.; Callejón, J.L. 1999. Manejo del agua de riego en cultivos intensivos de invernadero del sudeste español. XVII Congreso Nacional de Riegos y Drenajes. Murcia.

- Mayol Mallorqui, J.M. 1997. Tuberías tomo I. Materiales, cálculos hidráulicos, cálculos mecánicos. Editorial Bellisco. Madrid.
- MAPA. 1996. Plan Nacional de Regadíos. Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación. Madrid.
- MAPA. 1999. El Plan Nacional de Regadíos. Ingeniería del Agua. Vol. 6, N° 1, 13-26.
- MMA. 1998. Libro Blanco del Agua en España. Ministerio de Medio Ambiente. Madrid
- Montserrat, J.; Barragan, J.; Cots, Ll. 1997. Cálculo de caudales en parcela en el diseño de redes de distribución a presión a la demanda. XV Congreso Nacional de Riegos y Drenajes, Lleida. Junio de 1997.
- Montalvo, T. 2002. Riego localizado: Diseño de instalaciones. Inter-Técnica D.L. Valencia.
- Mora, F.; Montserrat, J.; Cots, J.J.; Colomer, M.A. 2000. Contrastación de la metodología de Clement en una red de distribución a presión la demanda en Alcarrás, Lleida. XVIII Congreso Nacional de Riegos. Huelva.
- Neuman, P.M. 1982 Plant-water relationships. En “Handboock of Irrigation Technology” Ed. H.J. Finkel. CRC Press. Florida. Vol. I: 49-77.
- Ormsbee, L.E.; Lingireddy, S. 1997. Calibrating hydraulic network models. Journal of American Water Works Association. 89 (2): 42-50
- Pérez, R.; Andreu, M.; Gallardo, A. 1996. Análisis de redes de distribución en régimen permanente. En Ingeniería hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de agua (II). Unidad docente de mecánica de fluidos. Universidad Politécnica de Valencia. Valencia.
- Pérez, R.; Vidal, R. 1993. Dimansionado de la red principal (I). Generalidades. Curso de Diseño Hidráulico de Redes de Riego, Capitulo 5. U.D. de Mecánica de Fluidos. Universidad Politécnica de Valencia. 20 – 22 de diciembre de 1993.
- Pizarro, F. 1990. Riegos localizados de alta frecuencia. Ed. Mundi prensa. Madrid.

- Planells, P. y Tarjuelo, J.M. 2001. Trazado de redes ramificadas de tuberías. XVIII Congreso Nacional de Riegos y Drenajes. Huelva.
- Planells, P.; Ortega, J.F.; Valiente, M.; Montero, J.; Tarjuelo, J.M. 1999. Criterios para el diseño de redes colectivas de riego. Ingeniería del Agua vol. 6-1: 27-36
- Planells, P.; Tarjuelo, J.M.; Ortega, J.F.; Casanova, M.I. 2001. Design of water distribution networks for on-demand irrigation. Irrigation Science 20: 189 – 201.
- Poch Masegú, R.; Monserrat Viscarri, J.; Colomer Cugat, M.A. 2001. Estudio de la demanda de caudales en cabecera en la red de riego a presión ramificada y a la demanda del Sector IV de Monegros II, en el término municipal de Bujaraloz (Zaragoza). XIX Congreso Nacional de Riegos y Drenajes. Zaragoza.
- Portero Faus, M. 2000. Contribución al estudio de las necesidades hídricas del regadío de la Región de Murcia. E.P.S. de Orihuela. Universidad Miguel Hernández.
- Roldán, J.; Alcaide, M.; Juana, L.; Losada, A. 1997. Riego a la demanda. Optimización de redes a presión ramificadas. Curso de Análisis de los sistemas hidráulicos aplicados a los Riegos y Drenajes. Grupo de Mecánica de Fluidos. Universidad Politécnica de Valencia. Valencia 27 de octubre a 7 de noviembre de 1997.
- Rossman, L.A. 2000. EPANET 2 Users manual. Water Supply and Water Resources Division National Risk Management Research Laboratory. U.S. Environmental Protection Agency. Cincinnati.
- Reca Cerdeña, J.; Martínez López, J.; Zapata Sierra, A.; López Setura, J.G.; Callejón Baena, J.L. 1999. Estimación de caudales circulantes en redes de distribución de agua a presión, ramificadas y a la demanda para sistemas de cultivos intensivos. XVII Congreso Nacional de Riegos y Drenajes. Murcia.
- Ruiz Canales, A. 2000. Balance hídrico y respuesta del albaricoquero (*Prunus armeniaca* L cv. Búlida) a dos dosis de riego por goteo. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cartagena – CEBAS CSIC. Murcia.
- Salgado, R.; Todini, E.; y O'Connell, P.E. 1988. Extending the gradient method to include pressure regulating valves in pipe networks. Proc. International

- Symposium on Computer Modelling of Water Distribution Systems. PP.157 – 180. Water Resource Research Insitute, University of Kentucky. EEUU.
- Sánchez Toribio, M.I.; Gómz Gómez, J.; León Martínez-Campos, A.; Portero Faus, M. 2002. Estudio de la demanda hídrica del regadío Murciano. XX Congreso Naconal de Riegos y Drenajes. Ciudad Real 12 – 14 junio de 2002.
- Smith, M. 1993. Cropwat: A computer program for irrigation planning and management. Food and Agricultural Organisation (FAO), Irrigation and Drainage Paper 46. Roma. 126 pp.
- Tarjuelo, JM. 1999. Diseño y cálculo de redes colectivas de riego a presión. En curso “La Modernización del Regadío: el riego localizado y las redes colectivas de distribución a presión.” Dpto. de Ingeniería Agroforestal, Gráfica y Cartográfica. E.P.S.O. Universidad Miguel Hernández, 16 al 26 de febrero de 1999. Orihuela, Alicante, España.
- Todini, E. y Palati, S. 1987. A gradient method for the analysis of pipe networks. International Conference on Computer Applications for Water Supply and Distribution. Leicester Polytechnic. U.K. September 8-10.
- Torres Sotelo, J.E. 1992. Hidráulica. S.P.U.P.V. 92.137. Universidad Poltécnica de Valencia. Valencia.
- Vidal Luna, 1995. Estudio Nematológico en cítricos de la huerta de Mula. Escuela Politecnica Superior de Orihuela. Universidad Miguel Hernández.
- Walski, T.M. 1983. Technique for Calibrating Network Models. Journal of Water Resources Planning and Management-ASCE. 109 (4): 360-372
- Walski, T.M. 1984. Analysis of water distribution systems. ED. Van Nostrand Reinhold. New York. EEUU.
- Walski, T.M. 1985. Assuring Accurate Model Calibration. Journal of the American Water Works Association. Pp. 38-41. December 1985
- Walski, T.M. 1986. Case-Study - Pipe Network Model Calibration Issues. Journal of Water Resources Planning and Management-ASCE . 112 (2): 238-249

Walski, T.M. 2000. Model Calibration Data: the Good, the Bad, and the Useless.
Journal American Water Works Association. 92 (1): 94-99

Wood, D.J. y Charles, C.O.A. 1972. Hidraulic network analysis using linear theory.
Journal of Hidraulic División. ASCE. Vol. 98 HY7, pp. 1157 – 1170.

ANEJO N°1

DISEÑO DE REDES COLECTIVAS RAMIFICADAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA DE RIEGO

INDICE

1. Datos necesarios para el diseño	1
2. Descripción del proceso de diseño.	3
3. Disposición de hidrantes y trazado de la red	5
4. Calculo del caudal de descarga de los hidrantes.	7
5. Cálculo de los caudales de diseño por línea	11
6. Cálculo del diámetro de las tuberías	13
6.1.Métodos de dimensionado funcional	14
6.2.Métodos de dimensionado económico	16
6.2.1. Método de la serie económica	18
6.2.2. Método discontinuo de Labye	24
6.2.3. Método de programación lineal	27
7. Análisis del funcionamiento bajo diferentes condiciones de operación . .	30
7.1.Ecuaciones en modelos de análisis en régimen permanente	32
7.1.1.1. Ecuaciones fundamentales de equilibrio	32
7.1.1.2. Ecuaciones características de los elementos de la red . . .	36
7.2.Formulación de las ecuaciones de equilibrio	43

DISEÑO DE REDES COLECTIVAS RAMIFICADAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA DE RIEGO

1. Datos necesarios para el diseño

En el diseño de redes colectivas de distribución de agua de riego intervienen tanto parámetros ligados al medio físico y parámetros de decisión (Lamaddalena y Sagardoy, 2000). Los parámetros ligados al medio físico son fijos y no pueden ser modificados, por lo que han de tenerse en cuenta como datos fijos en el diseño de la red. Los parámetros de decisión son parámetros que dependen del proyectista y por tanto pueden ser modificados según los criterios de proyecto adoptados. Todos estos parámetros van a intervenir y condicionar el diseño final de la red de distribución que se proyecte. Entre los parámetros ligados al medio físico destacan los siguientes:

- Condiciones climáticas
- Condiciones edáficas
- Características topográficas y régimen de tenencia
- Características y ubicación de los recursos hídricos
- Alternativa de cultivos de la zona

Los parámetros de decisión más importantes son los siguientes:

- Sistema de riego en parcela
- Tipo y densidad de hidrantes a instalar
- Organización del reparto de agua

Las condiciones climáticas de la zona van a condicionar las necesidades de agua de los cultivos, por tanto es una información necesaria para poder calcular la evapotranspiración y finalmente la cantidad de agua a aportar con el riego.

En cuanto a las condiciones edáficas se debe conocer las características del suelo (profundidad, textura y estructura) y su comportamiento hidrodinámico en lo que a parámetros relacionados con el riego se refiere (conductividad hidráulica, permeabilidad, capacidad de campo, punto de marchitamiento, nivel de agotamiento permisible, etc.). Estos parámetros son necesarios para poder decidir el sistema de riego más adecuado a instalar en parcela.

Las características topográficas de la zona son también parámetros fijos que no se pueden modificar. Se debe disponer de planos topográficos a escalas comprendidas entre 1:5000 y 1:1000, en función de la superficie de la zona, en los que aparezcan las curvas

de nivel así como la delimitación catastral de las parcelas de riego identificadas con sus números de polígono y parcela y su propietario, ya que en ocasiones parcelas próximas entre sí son del mismo propietario y por tanto solo requieren la instalación de un único hidrante. Lo habitual es que el plano topográfico sea independiente del plano catastral, siendo aconsejable integrar ambos planos en uno sólo, para facilitar todo el proceso de diseño posterior.

Los recursos hídricos representan un factor limitante en el diseño de la red de riego, principalmente por tres motivos: el volumen disponible, la calidad del agua y la ubicación del punto de suministro de dichos recursos. El volumen disponible en ocasiones puede llegar a ser menor que la demanda de agua, sobre todo en los periodos de máximo consumo, bien por infradotación de las concesiones o bien por falta de capacidad de almacenamiento. La calidad de agua condiciona la determinación de las dosis brutas de riego para asegurar un lavado adecuado de sales, así como la elección del sistema de riego en parcela. Por otro lado, la ubicación del punto de suministro con respecto a la zona regable puede encarecer la instalación de tuberías de conducción, ya que cuanto más alejado esté, mayores diámetros deben tener para evitar que produzcan elevada pérdida de carga.

Otro de los parámetros que se puede considerar fijo en el diseño de las redes, es la alternativa de cultivos a considerar, siempre y cuando se trate de zonas de regadío en la que la red de distribución suponga un cambio en el sistema de riego. En este caso, la alternativa de cultivo existente suele mantenerse a pesar de que se modifique el sistema de riego. Por el contrario, en el caso de regadíos de nueva implantación, la alternativa de cultivos sería un parámetro de decisión de acuerdo con los parámetros ligados al medio físico de la zona, ya que los agricultores de la zona no tienen experiencia con los cultivos de regadío, por lo que se deben elegir alternativas acordes con las condiciones climáticas, calidad del agua, características del suelo, condiciones de mercado y nivel técnico de los agricultores.

El sistema de riego en parcela es un parámetro de decisión que va a condicionar el dimensionado final de la red colectiva de distribución. En muchos casos, esta decisión suele venir condicionada por los planes de desarrollo rural para la zona en cuestión establecidos por los organismos competentes. Un ejemplo es el ya mencionado Plan Director para el Ahorro de Agua y Modernización de Regadíos de la Región de Murcia (1994), que concluye que el riego por goteo es el sistema hacia el que se tiene que orientar la modernización del regadío, por tanto la modernización de la infraestructura hidráulica y redes de abastecimiento en la Región de Murcia, estarán condicionadas por los requerimientos de este sistema de riego.

Un parámetro de decisión que suele depender del criterio del proyectista, es tipo y la densidad de hidrantes a instalar. Normalmente, es un compromiso entre prestaciones de la red y precio de la misma. Indudablemente, desde el punto de vista de las prestaciones, son preferibles redes que tienen un hidrante por parcela, pero al mismo tiempo es la solución más cara, sobre todo si el tamaño de las parcelas es muy pequeño. Por el contrario, para zonas con parcelas de elevada superficie si que constituye la mejor solución. Otra solución más barata consiste en abastecer varias parcelas desde un único hidrante, compartiendo el máximo número de elementos comunes. Este tipo de hidrante es el que se llama hidrante multiusuario. El problema está en establecer el compromiso entre número de parcelas individuales abastecidas por el hidrante y el tamaño de las parcelas. Un elevado número de parcelas abastecidas abarata la construcción de arquetas, pero por otro lado dificulta las labores de reparación de posibles roturas o de nuevas conexiones al hidrante, ya que desde un mismo punto han de salir un elevado número de tuberías, siendo muy difícil realizar nuevas ampliaciones sin dañar las tuberías ya existentes.

La organización del reparto de agua, es otro de los criterios de decisión fijados por el proyectista. La influencia de este parámetro en el diseño de la red ya ha sido comentada en el apartado 3.4.

2. Descripción del proceso de diseño

Los trabajos previos al proceso de diseño empiezan por la recopilación de los parámetros ligados al medio físico y la definición de los parámetros de decisión por parte del proyectista. A continuación el proceso de diseño se puede dividir en tres grandes fases: una de trabajos planimétricos, otra de cálculos agronómicos e hidráulicos y otra de análisis del funcionamiento, como se muestra en el diagrama de la figura 2.1.

Los trabajos planimétricos incluyen todas las tareas relacionadas con la ubicación de los diferentes elementos de la red que condicionan su diseño. Se debe delimitar en los planos el perímetro regable, que en muchos casos no tienen por qué estar formado por una única superficie, sino que en ocasiones puede estar formada por parcelas diseminadas que son las que tienen derecho a los recursos hídricos de los que se va a abastecer la red. A continuación se deben ubicar los hidrantes, el embalse y/o la estación de bombeo, para posteriormente realizar el trazado de las tuberías de la red. Finalmente se situará la estación de filtrado.

En el caso de redes que se alimentan desde una estación de bombeo alimentada desde un depósito regulador, puede ser recomendable ubicar la estación de bombeo y el

depósito en alguno de los hidrantes abastecidos por la red, para posteriormente realizar el cálculo de la misma. Probando nuevas ubicaciones en distintos hidrantes, habrá una ubicación del bombeo que proporcione el diseño más económico de la red (Roldán y col. 1997). En el caso de redes que se alimentan directamente de un embalse de cabecera, su ubicación viene condicionada por la topografía de la zona, ya que esta se restringe a aquellas zonas con cota suficiente para poder suministrar, por gravedad, la presión mínima a todos los hidrantes de la red.

El cálculo de la red comienza por los cálculos agronómicos del sistema de riego previsto en parcela, para poder calcular la dotación de agua en las tomas de riego. Además, una vez conocidas las necesidades de agua de los cultivos, se debe realizar la programación anual del riego para determinar las necesidades de almacenamiento y regulación de agua. Posteriormente, a partir de la dotación de agua en las tomas, se debe determinar el caudal circulante por las líneas de la red para finalmente calcular los diámetros de las tuberías. En caso de realizar el cálculo del diámetro mediante un método económico, en redes que se alimenten de una estación de bombeo, se debe calcular previamente las horas anuales de funcionamiento y el precio del kilowatio hora (Planells y col 2001).

Finalizado el cálculo, el último paso del diseño es el análisis del funcionamiento de la red bajo diferentes condiciones de operación. Para ello, se realizan múltiples simulaciones del funcionamiento de la red, comprobando que las presiones obtenidas en las tomas de riego satisfacen la presión mínima de diseño.

A continuación se analiza cada una de las fases del proceso de diseño.

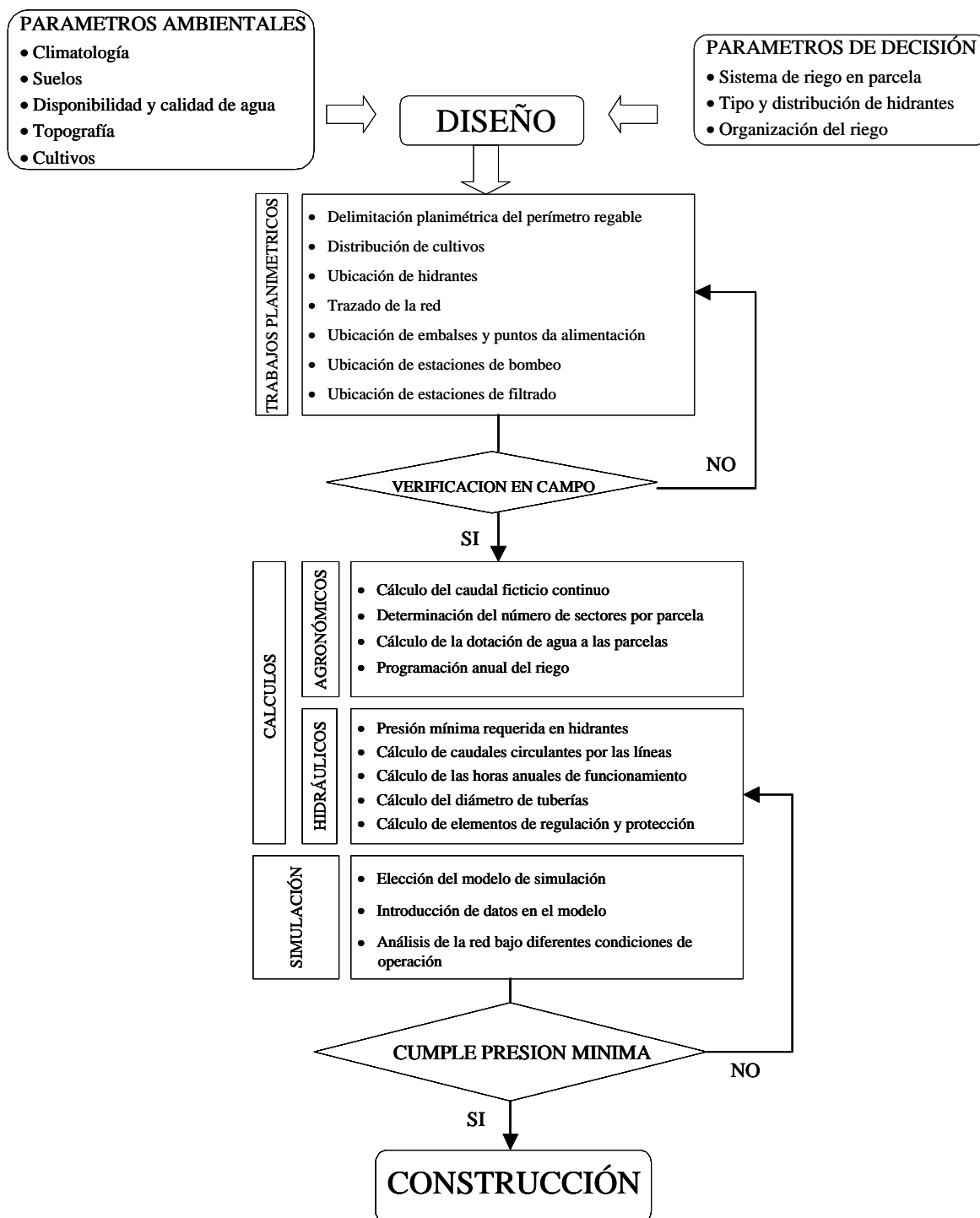


Figura 2.1. Diagrama del proceso de diseño de una red

3. Disposición de hidrantes y trazado de la red

Una vez definido el tipo de hidrante a instalar (individual o multiusuario), se debe proceder a la ubicación de los hidrantes en torno a la o las parcelas de riego que abastezcan. Para ello, se deben situar en las zonas altas de las parcelas y junto a un

camino de acceso (Roldán y col 1997). De esta forma se aprovecha la presión del agua a la hora de distribuirla dentro de la parcela y por otro lado se facilitan las operaciones de mantenimiento del hidrante.

Cuando se ha realizado la distribución de hidrantes se procede a realizar el trazado de la red, que consiste básicamente en ir uniendo los hidrantes entre si y enlazarlos con el origen de la red (embalse o estación de bombeo), de la forma más económica posible. Para ello, la topología habitual adoptada en redes de riego es ramificada, ya que resulta más económica que las redes malladas. Únicamente tiene sentido realizar una malla en redes ya construidas como medida de refuerzo o como medida de seguridad.

Los métodos de optimización del trazado de las redes de riego han sido ampliamente revisados por diversos autores (Clement y Galand, 1979; Bhave y Lam, 1983; Awumah y col., 1989; Granados 1990; Roldán y col. 1997; Lamaddalena y Sagardoy, 2000; Planells y Tarjuelo, 2001). Se distinguen principalmente tres métodos:

- Trazado por proximidad
- Trazado de mínima longitud formando ángulos de 120 °
- Trazado de mínimo coste

El trazado por proximidad se realiza mediante la aplicación del algoritmo de Kruskal, de forma que todos los nudos de la red coincidan con los hidrantes, conectando cada hidrante con el más cercano. En el trazado de mínima longitud aparecen nudos intermedios de conexión, obligando que todas las alineaciones rectas formen ángulos de 120 ° o superiores. Con el trazado de mínimo coste, se pondera el coste de las diferentes alineaciones con el caudal o timbraje que tengan dichas alineaciones.

Estos métodos no consideran la configuración del parcelario, por tanto se debe adaptar el trazado obtenido a los caminos y linderos del plano parcelario (Granados, 1990; López y col., 1992; Arviza, 1993; Roldán y col, 1997). Es necesario imponer esta condición de cara a respetar la estructura de la propiedad, así como las facilidades constructivas y las ventajas que implica tanto para la instalación de las tuberías como para las operaciones de mantenimiento y posibles reparaciones futuras. Esta restricción, en ocasiones tiene un mayor peso en el trazado de la red que el aspecto puramente económico. No obstante, el partir de un trazado optimizado y adaptarlo a los caminos y linderos puede suponer un ahorro importante en el trazado final, con respecto a un trazado no optimizado.

Otra metodología de optimización del trazado es la unión de tomas radialmente (Martínez y col. 1993). El método consiste en ordenar las tomas en orden creciente de distancia al punto de inicio y unir las entre sí en orden creciente, de forma que ningún ramal retroceda hacia el origen de la red. El trazado así obtenido debe adaptarse igualmente a los caminos y linderos del parcelario.

Con la optimización del trazado de la red se pueden conseguir importantes ahorros en el coste total de la red. En un estudio llevado a cabo en una red de 1000 ha, se obtuvo un ahorro del 9 % con respecto al coste de la red no optimizada (Clement y Galand, 1986). El ahorro en el trazado se produce sobre todo en las líneas principales, con diámetros iguales o superiores a 400 mm.

Otra metodología para la optimización del trazado de una red, consiste en realizar el trazado y el dimensionado económico (ver apartado 7.) conjuntamente (Granados, 1990; Planells y Tarjuelo, 2001). Para ello se parte de la red mallada que contempla todas las posibles alternativas de trazado, a la que se aplica un proceso de optimización, basado en la minimización de los costes, unido a una serie de restricciones (continuidad en los nudos). El proceso va eliminando tuberías hasta llegar a una red ramificada, que es la más económica, verificándose los criterios de la serie económica y los caudales de diseño de las líneas calculados por el método de Clement.

4. Cálculo del caudal de descarga de los hidrantes

El caudal nominal de descarga de los hidrantes, depende de las necesidades de agua de los cultivos regados, del sistema de riego utilizado en parcela así como de la superficie de la parcela. La metodología seguida para el cálculo del caudal nominal es la propuesta por Planells y col. (2001).

El primer paso es definir el caudal ficticio continuo (q) demandado por los cultivos. El caudal ficticio continuo representa los litros por segundo y hectárea de caudal continuo que habría que suministrar a los cultivos para satisfacer sus necesidades totales de riego. Se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$q = \frac{10000}{86400} \cdot N_t = 0,116 \cdot N_t \quad (1)$$

En donde:

- q = Caudal ficticio continuo (l/s·ha)
- N_t = Necesidades totales de agua (mm/día)

- 10000 (m²/ha)
- 86400 (s/día)

En caso de zonas regables con más de un cultivo, el caudal ficticio continuo se debe ponderar en función de la superficie de cada uno de los cultivos, de acuerdo con la siguiente ecuación (Planells y col. 1999):

$$q^* = 0,116 \left(\frac{\sum_{i=1}^n S_{ij} \cdot N_{ij}}{S_i} \right) \quad (2)$$

En donde:

- q^* = Caudal ficticio continuo ponderado de la zona regable
- S_j = Superficie del cultivo j
- S_r = Superficie total de la zona regable
- N_{ij} = Necesidades totales del cultivo j .

Se debe tener en cuenta que el riego se aplica durante la jornada efectiva de riego (JER), la cual suele ser menor de 24 horas al día, siendo normal que sea de 16 a 18 horas diarias. Por ello se define el rendimiento de utilización de la red (r) según la siguiente expresión (Abadía y col., 2001):

$$r = JER/24 \quad (3)$$

Teniendo en cuenta este parámetro, el caudal ficticio continuo referido a la jornada de riegos será:

$$q_r = q/r \quad (4)$$

El método de riego utilizado condiciona otros parámetros que influyen en la dotación nominal de agua en los hidrantes, como son el intervalo de riego (I_r), tiempo de riego (t_r) y el número de sectores en que se divide el riego de la parcela (N_s).

El intervalo de riego, en riego por goteo de zonas áridas y a efectos de diseño, suele ser diario, ya que se trata de un riego de alta frecuencia. Luego, teniendo en cuenta que el diseño de la red se hace para el mes de máximas necesidades, se debe tomar $I_r = 1$ día.

El tiempo de riego depende de la dosis de riego y del número de goteros por árbol. Por tanto el tiempo de riego se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$t_r = \frac{N_t \cdot I_r \cdot M}{e \cdot q_e} \quad (5)$$

En donde:

t_r = Tiempo de riego (h)

N_t = Necesidades totales (mm/día)

I_r = Intervalo de riegos (días)

M = Marco de plantación (m²)

e = Número de goteros por árbol

q_e = caudal nominal de los goteros (l/h)

El número de sectores de riego por parcela depende del tamaño de la parcela, de forma que a mayor tamaño de parcela, mayor número de sectores. En redes que abastecen a sistemas de riego por goteo, un criterio a tener en cuenta a la hora de determinar el número de sectores en la parcela de riego, es incrementar el número de sectores hasta un máximo de 3, en función de la superficie de la parcela, de acuerdo con la tabla 1.4. Se debe tener en cuenta que el número máximo de sectores de riego está condicionado por el intervalo de riego, la jornada de riegos y el tiempo de riego, debiéndose cumplir:

$$N_s \max \leq \frac{JER \cdot I_r}{t_r} \quad (6)$$

Por tanto, dado que en riego por goteo el intervalo suele ser diario, y que los tiempos de riego suelen ser de 5 de a 6 horas diarias, no se puede establecer más de tres sectores por parcela, a no ser que se amplíe la jornada de riegos a las 24 horas del día, en cuyo caso se podría llegar hasta 4 sectores.

Tabla 1.4. Número de sectores en función de la superficie de la parcela

Superficie de parcela (ha)	N_s
$S < 2$	1
$2 < S < 4$	2
$S > 4$	3

Por tanto, el caudal nominal de descarga de los hidrantes (d) se puede obtener estableciendo la igualdad entre el volumen suministrado y el volumen demandado (Monserrat y col.,1997; Planells y col, 2001) :

$$d \cdot t_r \cdot N_s = q_r \cdot JER \cdot I_r \cdot S \quad (7)$$

Así:

$$d = q_r \cdot \left[\frac{JER \cdot I_r}{t_r \cdot N_s} \right] \cdot S = q_r \cdot GL \cdot S \quad (8)$$

$$GL = \left[\frac{JER \cdot I_r}{t_r \cdot N_s} \right] \quad (9)$$

$$GL = \frac{d}{q_r \cdot S} \quad (10)$$

En donde:

- d = dotación nominal de la parcela (l/s)
- t_r = tiempo de riego (h)
- N_s = número de sectores por parcela
- q_r = caudal ficticio continuo referido a la jornada de riegos ($l/s \cdot ha$)
- JER = jornada efectiva de riegos ($h/día$)
- I_r = intervalo de riegos ($días$)
- S = superficie de la parcela (ha)
- GL = grados de libertad asignada a la parcela

La ecuación (10) muestra que GL representa la relación entre la dotación nominal suministrada a la parcela y la que debería suministrarse de forma continua durante la JER . De la ecuación (9) se deduce que GL representa también la relación entre el tiempo disponible para regar y el tiempo real de riego. Es por tanto un indicador del exceso de dotación suministrado a la parcela como consecuencia de la reducción del tiempo real de riego con respecto a la JER .

La ecuación (8) se puede expresar en función de las 24 horas que tiene un día en vez de la JER , teniendo en cuenta las expresiones 20 y 21:

$$d = \frac{q}{\frac{JER}{24}} \cdot \left[\frac{JER \cdot I_r}{t_r \cdot N_s} \right] \cdot S = q \cdot \left[\frac{24 \cdot I_r}{t_r \cdot N_s} \right] \cdot S \quad (11)$$

Tanto la ecuación (8) como la (11) se pueden utilizar para el cálculo de la dotación nominal de las parcelas. Sin embargo, la ecuación (8) está más adaptada a las condiciones reales de funcionamiento de la red, ya que está unida a la jornada efectiva de riego, de forma que GL se refiere a la JER y no a 24 horas, como en la formulación clásica (Clement y Galand, 1986).

5. Cálculo de los caudales de diseño por línea

Conocida la descarga de los hidrantes, el siguiente paso es determinar el caudal de diseño por línea, que se va a tener en cuenta en el cálculo de los diámetros de las tuberías. El primer paso es definir la asignación de hidrantes a turno de riego, en caso de que el riego se organice mediante turnos dentro de la JER. Posteriormente, el caudal de diseño de línea se puede obtener suponiendo que todos los hidrantes asignados a cada turno están abiertos al mismo tiempo, o bien basándose en un criterio probabilístico de apertura de hidrantes. En ambos casos estaríamos ante un riego a la demanda (o demanda restringida en caso de turnos), con un 100 % de garantía de suministro en el primer caso, y en el segundo caso con una garantía de suministro inferior al 100 %.

Cuando se considera que todos los hidrantes abastecidos por una línea se puedan abrir al mismo tiempo, el caudal de diseño de la línea j (Q_j) se obtiene mediante la suma de las dotaciones nominales de los N hidrantes abastecidos por dicha línea, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Q_j = \sum_{i=1}^N d_i \quad (12)$$

En donde:

- Q_j = Caudal de la línea j (l/s)
- d_i = dotación nominal del hidrante i (l/s)

Si el riego se ha organizado en turnos se aplica la expresión (12) a cada turno, de forma que el caudal de diseño de cada línea corresponderá al máximo caudal de línea de todos los turnos.

El criterio probabilístico empleado para el cálculo de los caudales de línea se basa en el método de Clement. La primera fórmula de Clement parte de la hipótesis de que el número de tomas de una red simultáneamente abiertas en un instante dado, se ajusta a una distribución binomial, que puede ser aproximada a una distribución normal, si el número de tomas que alimenta una determinada línea de la red es suficientemente elevado. Con estas hipótesis, Clement (1966) desarrolló una fórmula por la que se obtienen los caudales de proyecto de una red ramificada. Por tanto, el caudal de una línea que abastece a N hidrantes con una dotación d y una probabilidad de apertura p viene dada por la siguiente expresión:

$$Q_j = \sum_{i=1}^N p_i d_i + U(P_q) \sqrt{\sum_{i=1}^N p_i (1 - p_i) d_i^2} \quad (13)$$

En donde:

- Q_j = Caudal de la línea j (l/s)
- d_i = dotación nominal de la toma i (l/s)
- p_i = probabilidad de apertura de la toma i
- $U(P_q)$ = Coeficiente que depende de la garantía de suministro adoptada (Tabla 5.1.)

La probabilidad de apertura de una toma viene definida por la expresión 14. Se considera que la probabilidad de apertura es uniforme a lo largo de toda la jornada de riego así como todos los días de la semana (Clement y Galand, 1986).

$$p = \frac{t_r}{JER} \quad (14)$$

El tiempo de riego, en riego por goteo, se debe calcular a partir de la expresión (5) considerando las necesidades totales correspondientes al periodo de máxima demanda de agua.

La garantía de suministro, también llamada calidad de funcionamiento de la red, representa el porcentaje de casos de demanda que la red puede satisfacer, es decir, que tiene capacidad suficiente para suministrar la dotación de diseño a la presión mínima de funcionamiento. El valor de diseño apropiado dependerá del número de tomas abastecidas por la línea, siendo aconsejable adoptar las garantías de suministro dadas en la tabla 5.1. (IRYDA, 1985).

Tabla 5.1. Garantía de suministro y parámetro U de diseño

Número de Hidrantes	Garantía de suministro	$U(P_q)$
$N \leq 10$	100 %	-
$10 < N < 50$	99 %	2,324
$N \geq 50$	95 %	1,645

Por tanto, para líneas que abastezcan a 10 o menos hidrantes se debe calcular el caudal de línea aplicando la fórmula (12).

6. Cálculo del diámetro de las tuberías

El cálculo hidráulico de la red consiste en determinar todos los diámetros y timbrajes de las tuberías que la componen, de forma que se garantice en cada hidrante su dotación nominal a la presión mínima de funcionamiento. En caso de que la red esté

alimentada por un grupo de bombeo, se debe determinar la altura manométrica total que debe suministrar el grupo de bombeo.

La dotación nominal se determina mediante la expresión (8), vista en el apartado anterior. Le presión mínima de funcionamiento, depende del sistema de riego abastecido por la red. En el caso de redes que alimentan a sistemas de riego por goteo, se debe tener en cuenta que en la mayoría de ocasiones, la presión nominal media de funcionamiento de los emisores es de 10 m.c.a. A partir de este valor, en el cómputo de la presión mínima de funcionamiento a suministrar aguas abajo de los hidrantes, se deben tener en cuenta los siguientes aspectos, modificados parcialmente de los datos por Arviza (1993):

• Presión nominal media de funcionamiento del emisor	10 m.c.a.
• Pérdida de carga en la subunidad de riego	2 m.c.a.
• Pérdida de carga en secundarias y primarias de la parcela	3 – 5 m.c.a.
• Pérdida de carga en cabezal de filtrado y abonado	10 – 13 m.c.a.
TOTAL	25 – 30 m.c.a.

La pérdida de carga prevista en el cabezal es bastante elevada, dada la necesidad de instalar en los cabezales de parcela, un filtro de seguridad y un inyector de abono. Aunque en las redes colectivas de riego a presión, es frecuente que el agua se filtre desde una estación de filtrado al inicio de la misma, se debe instalar un filtro de seguridad a la entrada de cada parcela, para evitar posibles arrastres de materiales que se pueden introducir en la red como consecuencia de las roturas o reparaciones que se realicen en la misma. Además, dada la falta de suministro eléctrico en muchas de las parcelas, es frecuente que el abono se inyecte mediante un inyector venturi, necesitando de una presión que oscila entre 25 y 30 m.c.a. a la entrada del cabezal, para su correcto funcionamiento (Arviza, 2001).

Los métodos de cálculo para el dimensionado de una red han sido ampliamente revisados por diversos autores (Clement y Galand, 1986; Labye y col, 1988; Arviza, 1993; Pérez y Vidal, 1993; Tarjuelo, 1999; Lamaddalena y Sagardoy, 2000). El cálculo se puede realizar mediante métodos de dimensionado funcional, si no se tiene en cuenta el coste de la red, o mediante métodos de dimensionado económico, si se tiene en cuenta el coste de la red y los costes de funcionamiento.

6.1. Métodos de dimensionado funcional

Los métodos de dimensionado funcional, parten de criterios de dimensionado de tipo hidráulico, no considerando los costes de instalación y de funcionamiento de la misma. El proceso consiste en fijar una variable hidráulica asociada a la conducción que

permita dimensionar la misma. Las variables comúnmente fijadas son la velocidad de circulación de agua en las tuberías o la pendiente hidráulica.

Cuando se fija la velocidad de las tuberías en base a valores recomendables, es posible obtener el diámetro de la tubería a partir del caudal máximo que va a transportar la tubería, y que ya ha sido calculado de acuerdo con los criterios fijados en el apartado 5. Para ello se debe despejar el diámetro de la fórmula de continuidad, quedando de la siguiente forma:

$$D \geq \sqrt{\frac{4 Q_{max}}{\pi v_{max}}} \quad (15)$$

En donde:

- D = diámetro de la tubería
- Q_{max} = caudal máximo circulante por la línea
- v_{max} = velocidad máxima recomendable

La velocidad máxima recomendable en tuberías depende del diámetro de la misma. En tuberías de pequeño diámetro, no es aconsejable que la velocidad sea superior a 1,5 m/s, siendo frecuente utilizar este valor de velocidad máxima cuando se dimensionan pequeñas redes de distribución de agua que alimentan las subunidades de las instalaciones de riego por goteo (Arviza, 1996). Para mayores diámetros, se puede seguir el criterio mostrado en la tabla 6.1. (Labye y col. 1988). En cuanto a la velocidad mínima de las tuberías, en diámetros inferiores a 100 mm se puede establecer en 0,2 m/s. En caso de tuberías de PVC esa velocidad mínima se puede establecer para diámetros de hasta 350 mm (Arviza, 1993).

Tabla 6.1. Valores de velocidad máxima y mínima admisible según diámetros

Diámetro (mm)	v_{max} (m/s)	v_{min} (m/s)	Diámetro (mm)	v_{max} (m/s)	v_{min} (m/s)
100	1,80	0,2	350	2,30	0,5
125	1,85	0,25	400	2,50	0,5
150	1,95	0,25	450	2,85	0,5
200	2,05	0,35	500	2,85	0,5
250	2,15	0,4	600	3,10	0,5
300	2,25	0,4	> 600	3,10	0,5

Una vez calculado el diámetro teórico mediante la expresión (15) se debe normalizar, adoptando el diámetro inmediatamente superior de la tabla de diámetros comerciales de tuberías. Posteriormente se debe calcular la pérdida de carga que produce cada tubería y finalmente se comprueban las presiones resultantes en los nudos de la red aplicando la ecuación de energía entre nudo y nudo, y verificando que cumplen con la presión mínima de diseño.

Otra de las variables frecuentemente empleada, es el criterio de pendiente hidráulica constante. Para ello se calculan las pendientes mínimas y se determinan los diámetros para que el caudal que tenga que transportar cada conducción se adapte a tales valores. La pendiente hidráulica mínima entre dos nudos se obtiene como el cociente entre la pérdida de carga máxima admisible y la distancia que los separa. Se trata por tanto de una pérdida de carga unitaria, y frecuentemente se expresa en m.c.a./km. El proceso a seguir es el siguiente (Pérez y Vidal, 1993):

- 1°. Se determina el trayecto entre el nudo de entrada y el nudo más desfavorable (aquel que proporciona el mínimo valor de la pendiente hidráulica disponible), obteniendo la serie de tuberías más desfavorable.
- 2°. Se obtiene el diámetro teórico de las líneas de la serie, que se ajusta al valor obtenido de la pendiente hidráulica.
- 3°. Se normalizan los diámetros teóricos obtenidos.
- 4°. Se calcula la pérdida de carga en las líneas de la serie, utilizando los diámetros normalizados asignados y los valores de los caudales de diseño de las líneas.
- 5°. Se obtienen las alturas piezométricas en los nudos de la serie, a partir de la altura piezométrica del nudo de cabecera, restando las pérdidas de carga de las líneas ubicadas aguas arriba de cada uno de los nudos.
- 6°. A partir de estas alturas piezométricas obtenidas se determinan para el resto de series por dimensionar, las correspondientes pendientes mínimas.
- 7°. Tomando como referencia el valor de la pendiente hidráulica en el resto de las series, repetir el procedimiento con dichas series siguiendo la misma secuencia desde en paso 1°.

Finalmente, se debe comprobar que las presiones obtenidas en los nudos cumplen los criterios de presión mínima de diseño.

6.2. Métodos de dimensionado económico

Los métodos de dimensionado funcional, además de no garantizar una solución óptima económica, resultan muy laboriosos conforme aumenta el tamaño y complejidad de la red. Por el contrario, los métodos de dimensionado económico, basados en técnicas de optimización, resultan mucho más adecuados para el dimensionado de redes complejas, obteniendo una solución óptima económica. Entre estos métodos, los más utilizados son los siguientes:

- Método de la serie económica (Pérez y Vidal, 1993; Arviza, 1993; Tarjuelo, 1999)
- Método discontinuo de Labye (Labye y col, 1988; Clement y Galand, 1986; Lamaddalena y Sagardoy, 2000)

- Programación lineal (Martínez y col. 1987; Pérez y Vidal, 1993; Arviza, 1993; Tarjuelo, 1999)

Todos ellos minimizan los costes totales de una red, manteniendo las restricciones de presión y caudal en los nudos. Los costes totales están compuestos por costes de instalación y costes de explotación. Por tanto la función objetivo es la siguiente:

$$C_T = C_{\text{instalación}} + C_{\text{explotación}} \quad (16)$$

Tabla 6.2. Costes totales de una red de riego

Costes de instalación (Costes fijos)	Tuberías	Tuberías Accesorios
	Válvulas	Hidrantes Válvulas de Control Válvulas de Regulación Válvulas de Protección
	Obra civil	Zanjas Rellenos Compactaciones Anclajes Arquetas
	Equipos de bombeo	Bombas Electromecanismos Automatísmos
Costes de explotación (Costes variables)	Energéticos Mantenimiento Personal	

Los costes de instalación y de explotación se pueden ver en la tabla 6.2. De los costes de instalación, las tuberías constituyen el grupo de mayor importancia y el más variable. De los costes de explotación, los costes anuales de elevación (costes energéticos) son los que tienen una mayor dependencia de la solución adoptada.

Como se puede observar en la figura 6.1. tanto los costes de instalación (C_I) como los costes energéticos (C_E) dependen del diámetro de las tuberías instaladas. Con el proceso de optimización se pretende encontrar el diámetro óptimo de las líneas de la red, que haga mínima la función objetivo (C_T). Se observa que los costes de instalación aumentan al aumentar el diámetro de las tuberías, ya que a mayor diámetro mayor coste. Por el contrario, los costes energéticos disminuyen con el aumento del diámetro, ya que al aumentar el diámetro disminuye la pérdida de carga y por tanto la altura manométrica demandada por la red es menor, consumiendo menos energía.

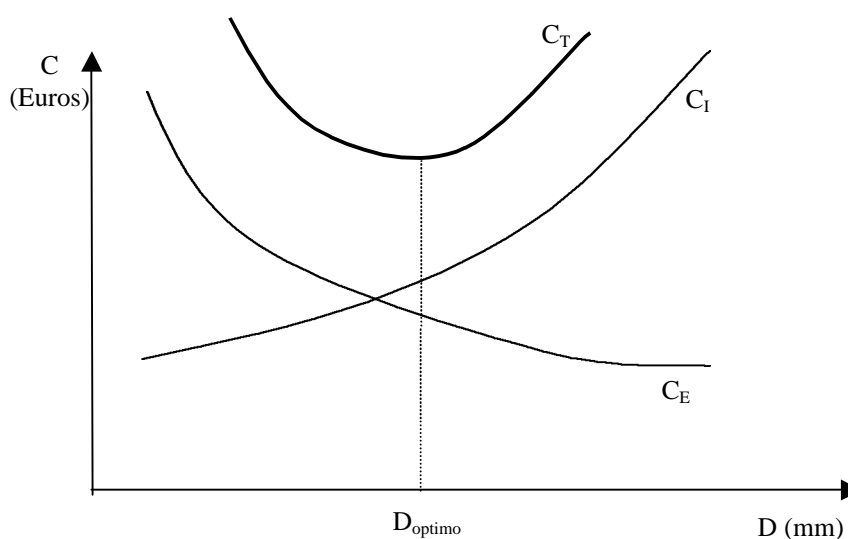


Figura 6.1. Variación de los costes con el diámetro de las tuberías

Los costes implicados en la función objetivo están referidos a diferentes bases temporales. Los costes de instalación constituyen un pago único invertido al inicio de la obra, mientras que los costes energéticos corresponden a cantidades devengadas anualmente para mantener en servicio la instalación durante la vida útil de la misma. Por tanto, es necesario expresar todos los costes implicados en referencia a una única base temporal. Debido a ello, los costes de inversión se deben referir a un único año, que suele ser el año 0. Para ello, se considera la amortización durante la vida útil en los costes de instalación, lo que permite relacionarlos con los costes energéticos. El factor de amortización viene dado por la siguiente expresión:

$$\mathbf{a} = \frac{(1+r)^T r}{(1+r)^T - 1} \quad (17)$$

En donde:

- \mathbf{a} = factor de amortización
- r = interés del capital en tanto por uno
- T = vida útil de la instalación

La función objetivo será por tanto la siguiente:

$$C_T = C_{\text{amortización}} + C_{\text{energéticos}} \quad (18)$$

En caso de que la red estuviese alimentada por gravedad (cota piezométrica en cabecera conocida), no sería necesario instalar un bombeo, y por tanto la función objetivo estaría compuesta solamente por los costes de amortización.

La adopción de los métodos de optimización de la función de costes para el dimensionado de la red, requiere de la determinación previa de bastantes datos que deben ser fiables, ya que en caso contrario se corre el riesgo de obtener soluciones alejadas de la económicamente óptima (Montalvo, 2002). Estos datos son los que se refieren a la adopción de caudales de consumo reales de las tomas, calendario de riegos, horas de funcionamiento de la red, horas del día a las que funcionan los grupos de bombeo (para poder determinar de forma fiable el precio del Kwh), tasa de interés anual y vida útil de la instalación.

6.2.1. Método de la serie económica

El método de la serie económica consiste en determinar cual es el nudo más desfavorable de la red (nmd), y a partir de él, definir la serie más desfavorable (SMD). La serie más desfavorable será, por tanto, la que una el nudo de cabecera con el nudo más desfavorable. El nudo más desfavorable de la red es el que haga mínima la siguiente expresión:

$$\text{Mínimo} \left(Z_0 - Z_i - \frac{P_i}{g} - \sum_{j=1}^i h_{rj} \right) \quad (19)$$

En donde:

- Z_0 = cota del nudo de cabecera de la serie
- $\frac{P_i}{g}$ = presión mínima requerida en el nudo i
- Z_i = cota del nudo i
- $\sum_{j=1}^i h_{rj}$ = suma de las pérdidas de carga por rozamiento de la serie de tuberías desde cabecera al nudo i

Si el mínimo encontrado con la expresión 19 es positivo, estaríamos ante una red con cota piezométrica conocida en cabecera, lo que quiere decir que la red se alimenta desde un embalse por gravedad, o bien desde un punto de alimentación con presión conocida (hidrante). Por el contrario, si es negativo, estaríamos ante una red con cota piezométrica desconocida, y por tanto necesitaría de un bombeo en cabecera para poder suministrar la presión mínima en los nudos.

La expresión 19 se debe aplicar antes de conocer el diámetro de las tuberías, luego para poder aplicarla, se puede considerar una velocidad de circulación $v = 1 \text{ m/s}$ en todas las tuberías de la serie. De esta forma, en el cálculo de las pérdidas de carga por rozamiento de cada tubería de la serie, se puede poner el diámetro en función del caudal.

Una vez conocida la serie más desfavorable, se debe estimar su presión máxima para poder seleccionar el timbraje de las tuberías de la serie. Se debe cumplir que la presión máxima sea inferior a la presión de trabajo del timbraje seleccionado, siendo habitual dar un margen de seguridad de al menos de 5 a 10 m.c.a. Para calcular la presión máxima se aplican las siguientes expresiones:

- Cota piezométrica conocida:

$$\frac{P_{max}}{g} = Z_0 + \frac{P_0}{g} - Z_{min} \quad (20)$$

- Cota piezométrica desconocida:

$$\frac{P_{max}}{g} = 1,2H_m + Z_0 - Z_{min} \quad (21)$$

En donde:

- $\frac{P_{max}}{g}$ = presión máxima en la serie considerada
- H_m = altura manométrica a la salida de la bomba
- Z_0 = cota al inicio de la red
- Z_{min} = cota mínima de la serie considerada

La altura manométrica a la salida de la bomba corresponde con la presión al inicio de la red, y se calcula mediante la expresión siguiente:

$$H_m = \frac{P_0}{g} = \frac{P_{nmd}}{g} + Z_{nmd} - Z_0 + \sum_{i=1}^{nmd} h_{ri} \quad (22)$$

En donde:

- $\frac{P_{nmd}}{g}$ = presión mínima en nudo más desfavorable
- Z_{nmd} = cota del nudo más desfavorable
- Z_0 = cota del nudo de cabecera
- $\sum_{i=1}^{nmd} h_{ri}$ = suma de las pérdidas de carga por rozamiento de la serie de tuberías desde cabecera al nudo más desfavorable

En caso de que la red tenga cota piezométrica conocida en cabecera, el objetivo del dimensionado económico es minimizar únicamente los costes de amortización, ya que no habría costes energéticos. En caso de que la red se alimentase de un bombeo, el objetivo sería minimizar ambos costes. Ambas funciones objetivo, desarrolladas a partir de la expresión 18, son las siguientes:

- Cota piezométrica conocida:

$$C_T = aA \sum_{i=1}^L D_i^a L_i \quad (23)$$

- Cota piezométrica desconocida:

$$C_T = 0,736 \frac{g Q_b H_m}{75 h_g} n p + a A \sum_{i=1}^L D_i^a L_i = K_l H_m + a A \sum_{i=1}^L D_i^a L_i \quad (24)$$

En donde:

- a = factor de amortización
- A = coeficiente de la curva de costes de tuberías ($C = A D^a$)
- D_i = Diámetro de la línea i
- L_i = longitud de la línea i
- $0,736$ (Kw/CV)
- g = peso específico del agua (kg/l)
- Q_b = Caudal del grupo de bombeo (l/s)
- H_m = Altura manométrica de la bomba ($m.c.a.$)(expresión 22)
- 75 ($kgm/s/CV$)
- n = horas de funcionamiento anual de la bomba
- p = precio de kilovatio hora ($€/kwh$)

La fórmula para el cálculo de la pérdida de carga por rozamiento, debe ser de tipo exponencial, teniendo la expresión general:

$$h_r = M L \frac{Q^m}{D^b} \quad (25)$$

En donde:

- M = coeficiente que depende de la fórmula empleada (Tabla 6.3.)
- L = Longitud de la tubería
- Q = caudal de la tubería
- m = exponente del caudal que depende de la fórmula de pérdida de carga empleada (Tabla 6.3.)
- b = exponente del diámetro que depende de la fórmula de pérdida de carga empleada (Tabla 6.3.)

Tabla 6.3. Coeficientes y exponentes de las fórmulas de pérdida de carga

Fórmula	M	m	b	Régimen	Tipo tubería
Darcy-Weisbach	$\frac{8}{P^2 g} f$	2	5	Todo	Todas
Veronese Datei	0,00092	1,8	4,8	Turbulento intermedio	Plástico
Scimemi	0,00098	1,785	4,785	Turbulento intermedio	Fibro cemento
Hazen-Williams	$\frac{10,62}{C^{1,85}}$	1,85	4,87	Turbulento intermedio	Fibroc. C = 145 PVC C = 150 Acero = 152 Fundic. C = 135

Nota: Los coeficientes M corresponden a las unidades $Q(m^3/s)$; $D(m)$; $hr(m)$

A continuación se calcula el diámetro más económico de las tuberías de la SMD. Para ello, mediante la aplicación de los Multiplicadores de Lagrange, se deriva respecto a H_b , D_i y g , la función auxiliar obtenida a partir de las expresiones 40 y 41, y se obtiene la expresión que nos da el diámetro más económico de cada línea de la SMD:

- Cota piezométrica conocida:

$$D_i = \left(\frac{M}{Dh} \right)^{\frac{1}{b}} \left[\sum_{j=1}^k L_j Q_j^{\frac{ma}{b+a}} \right]^{\frac{1}{b}} Q_i^{\frac{m}{b+a}} = C Q_i^{\frac{m}{b+a}} \quad (26)$$

- Cota piezométrica desconocida:

$$D_i = \left[\frac{b M K_l Q_i^m}{a A a} \right]^{\frac{1}{a+b}} \quad (27)$$

En donde:

- M = Coeficiente de la fórmula de pérdida de carga empleada
- Dh = Pérdida de carga admisible en las k líneas de la serie
- Q_i = caudal de la línea i objeto de cálculo
- Q_j = caudal de la línea j de la serie considerada
- L_j = Longitud de la línea j la serie considerada
- m = exponente del caudal de la fórmula de pérdida de carga empleada
- b = exponente del diámetro de la fórmula de pérdida de carga empleada
- K_l = ver expresión 24
- a = factor de amortización
- A = coeficiente de la curva de costes de tuberías ($C = A D^a$)
- a = exponente de la curva de coses de tuberías ($C = A D^a$)

La pérdida de carga admisible en las k líneas de la serie, en el caso de cota piezométrica conocida, se obtiene mediante la expresión:

$$\Delta h \leq \left(\frac{P}{g} + Z \right)_0 - \left(\frac{P}{g} + Z \right)_{nmd} \quad (28)$$

Las ecuaciones 43 y 44 consideran el diámetro como una variable continua, por tanto nos dan un diámetro teórico que posteriormente hay que normalizar, teniendo en cuenta la gama de diámetros comerciales y las velocidades admisibles de las tuberías.

Conocidos los diámetros de la SMD, se debe calcular las presiones en los nudos de la serie aplicando el teorema de Bernoulli entre el nudo inicial y final de cada línea. En caso de que la serie sea de cota piezométrica conocida, se comienza en el origen de la red:

$$\frac{P_j}{g} = \frac{P_i}{g} + z_i - z_j - h_{ij} \quad (29)$$

En donde:

- P_i = presión inicial (o aguas arriba) de la línea considerada
- P_j = presión final (o aguas abajo) de la línea considerada
- Z_i = cota del nudo aguas arriba de la línea considerada
- Z_j = cota del nudo aguas abajo de la línea considerada
- h_{ij} = pérdida de carga de la línea que une el nudo i con el nudo j

En caso de estar en ante una serie con cota piezométrica desconocida, en primer lugar se debe calcular la presión necesaria en cabeza aplicando la expresión 22. Una vez determinada la presión en el origen, el cálculo de las presiones en los nudos restantes de la serie se realiza aplicando la ecuación 29.

Calculadas las presiones en todos los nudos de la SMD, se debe proceder al dimensionado de las series secundarias (SS). El proceso de cálculo es el mismo que el indicado para el caso de cota piezométrica conocida de la SMD. En este caso, el nudo de cabecera de la SS pertenece a la SMD, por tanto su presión se habrá calculado previamente en el cálculo de las presiones de los nudos en la SMD. Una vez realizado el cálculo de las SS será necesario comprobar que las presiones de trabajo de las tuberías elegidas son suficientes para las presiones en servicio resultantes.

En la figura 6.1. se muestra un diagrama de flujo del proceso de cálculo de una red mediante el método de la serie económica.

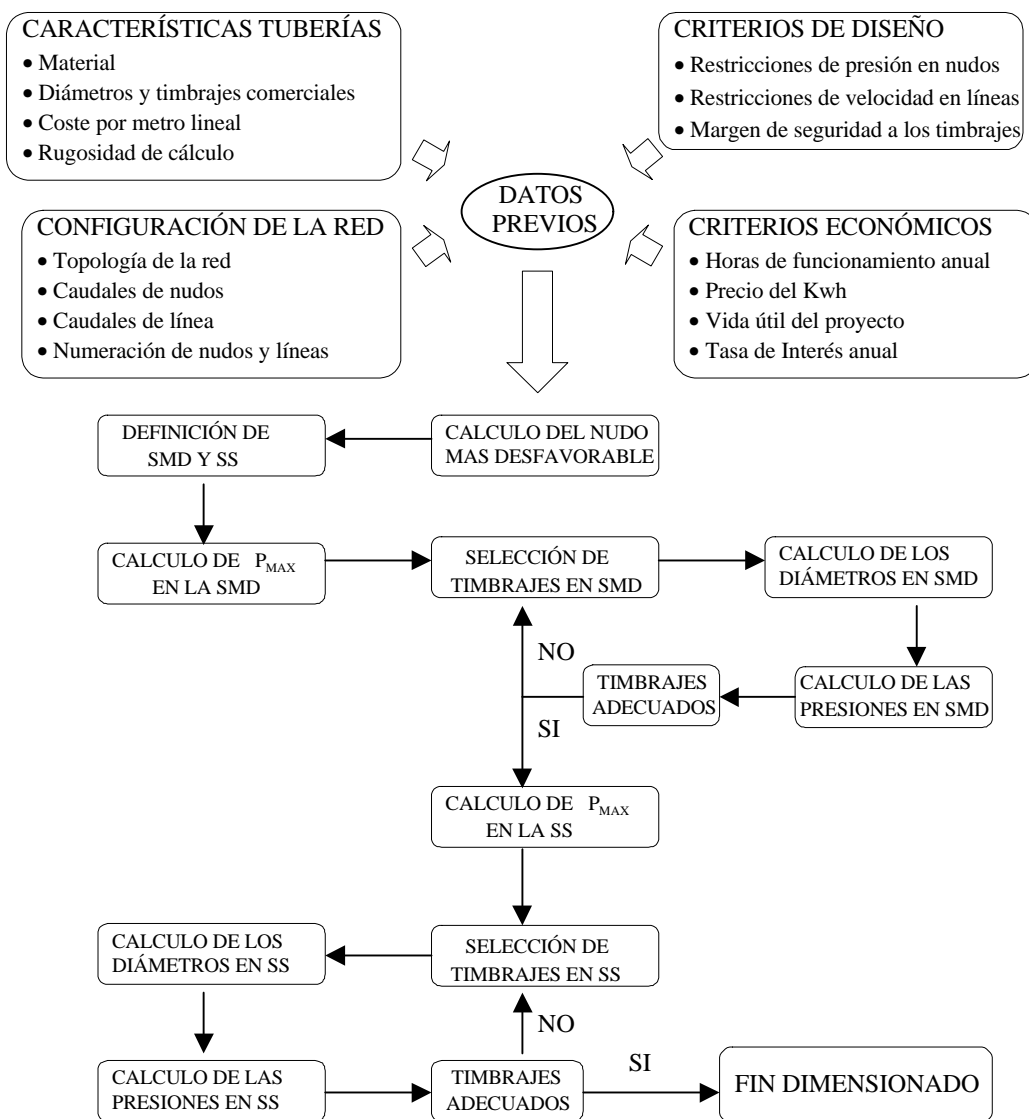


Figura 6.1. Dimensionado de una red mediante el método de la serie económica

6.2.2. Método discontinuo de Labye

Este método maneja directamente como posibles soluciones, el conjunto de diámetros admisibles normalizados que pueden ser utilizados en el dimensionado de la red. Se trata por tanto de un método que considera el diámetro de las tuberías como una variable discreta y no continua como en el método de la serie económica, eliminando la incertidumbre del método anterior en el proceso de normalización de diámetros.

El método se desarrolla en dos fases. En una primera fase, se construye una solución inicial para cada línea de la serie más desfavorable de la red, adoptando el diámetro comercial mínimo, de acuerdo con la máxima velocidad admisible en las líneas (v_{max}) (tabla 6.1). Dicho diámetro se obtiene mediante la ecuación 15, cuando conduce el caudal de diseño, obtenido mediante las ecuaciones 29 ó 30.

A partir de estos diámetros, en caso de que estemos en el caso de cota piezométrica conocida, se puede determinar la altura piezométrica en cabecera de la red que satisfaga la condición de presión mínima en el hidrante más desfavorable, mediante la expresión:

$$H_0 = \frac{P_0}{g} + Z_0 = \frac{P_{nmd}}{g} + Z_{nmd} + \sum_{i=1}^k h_{ri} \quad (30)$$

En donde:

- H_0 = altura piezométrica en cabecera de la red
- $\frac{P_{nmd}}{g}$ = presión mínima en nudo más desfavorable
- Z_{nmd} = cota del nudo más desfavorable
- $\sum_{i=1}^k h_{ri}$ = suma de las pérdidas de carga por rozamiento de la serie de tuberías desde cabecera al nudo más desfavorable

En la segunda fase, la solución óptima es obtenida mediante iteraciones, disminuyendo en cada iteración la altura piezométrica en cabecera de la red, hasta alcanzar la altura piezométrica disponible H_0 . Para ello, en cada iteración se debe seleccionar la línea para la cual un incremento del diámetro provoque el mínimo incremento del coste de la red.

Para ello, se define el gradiente de cambio asociado a cada línea mediante la expresión:

$$G = \frac{C_{j+1} - C_j}{h_j - h_{j+1}} = \frac{\Delta C}{\Delta H} \quad (31)$$

En donde:

- G = gradiente del cambio (euros/m.c.a. de reducción de altura piezométrica)
- C_j = coste de la tubería de diámetro j (euros)
- C_{j+1} = coste de la tubería de diámetro inmediatamente superior al j (euros)
- h_j = pérdida de carga de la tubería de diámetro j (m.c.a.)
- h_{j+1} = pérdida de carga de la tubería de diámetro inmediatamente superior al j (m.c.a.)
- DC = incremento del coste de tubería (euros)
- DH = reducción de altura piezométrica conseguida con el cambio (m.c.a.)

El gradiente de cambio, representa el encarecimiento de la red en euros, por metro columna de agua de reducción de altura piezométrica necesaria en cabecera de la red, al efectuar el cambio del diámetro D_j por el inmediatamente superior D_{j+1} .

Si representamos en una gráfica el coste de la serie de tuberías frente a la altura piezométrica demandada por dicha serie, para cada uno de los diámetros considerados, obtendremos la curva característica de la serie de tuberías. En dicha curva, la combinación de diámetros mínimos admisibles en la serie, vendrán representados por un punto con mínimos costes totales y máxima altura piezométrica demandada en cabecera (punto D_m de la figura 6.2.).

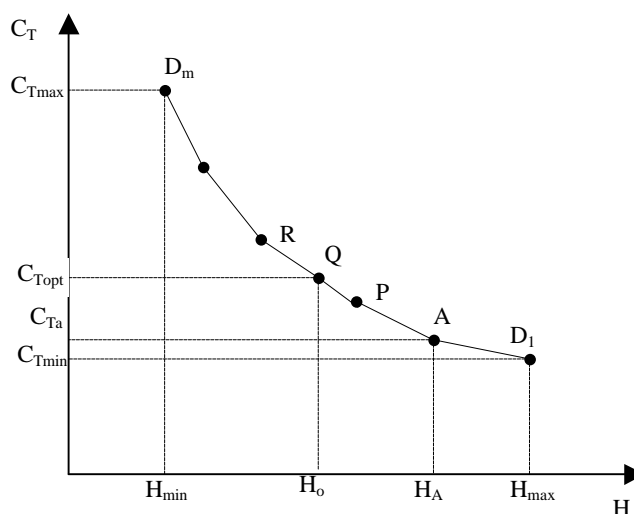


Figura 6.2. Curva característica de una serie de tuberías

En el extremo opuesto de la curva se situaría la combinación de diámetros máximos admisibles en todas las tuberías de la serie, con máximos costes totales y mínima altura piezométrica demandada (punto D_m de la figura 6.2.). Para pasar del punto D_1 al punto A, se debe calcular el gradiente de cambio (también llamado pendiente económica) asociado a cada una de las líneas de la serie. El cambio óptimo corresponderá a la línea k con menor gradiente de cambio, y consiste en incrementar su diámetro al inmediato superior. La nueva solución, corresponde al punto A de la gráfica y estará configurada por todos los diámetros mínimos en todas las tuberías de la serie excepto en la tubería k que se habrá incrementado un diámetro, siendo la nueva altura piezométrica demandada $H_A < H_{max}$, y un nuevo coste total $C_{TA} > C_{Tmin}$.

A partir del trazado de la curva característica es inmediato obtener la solución óptima, basta representar en la curva el punto cuya abcisa es la altura piezométrica disponible en cabecera (H_0). Se observa, que el punto óptimo (Q) está situado entre los vertices P y R, cumpliéndose que las soluciones de los diámetros de ambas series serán idénticas excepto en el diámetro de una línea, llámese línea q , que en la configuración de

diámetros R dicha línea es un diámetro mayor al diámetro que tiene en la configuración P, de modo que en cada configuración de diámetros, cada línea tiene asociado un único diámetro normalizado. La solución óptima, representada por el punto Q, es idéntica a las representadas por P y R, excepto para la línea q , que estará compuesta por dos tramos de diámetro consecutivo, uno el correspondiente a la solución P ($D_q^{(k)}$) y el otro a la solución R ($D_q^{(k+1)}$). El tramo de longitud correspondiente a cada diámetro se puede obtener, si llamamos L_q a la longitud total de la línea q , las longitudes de los tramos respectivos serán:

$$L_q(D_q^{(k+1)}) = L_q \cdot \frac{\overline{QP}}{RP} ; \text{ y } L_q(D_q^{(k)}) = L_q \cdot \frac{\overline{RQ}}{RP} \quad (32)$$

Del mismo modo que se ha obtenido el dimensionado óptimo de la serie más desfavorable, se dibuja la curva característica de del resto de la red. La aplicación práctica del método puede verse en Lamaddalena y Sagardoy (2000), así como en Pérez y Vidal (1993).

En caso de tener una serie de tuberías con cota piezométrica desconocida, se necesita dotar al sistema de un bombeo, pudiendo optimizar así mismo el coste de tuberías y los costes energéticos. Para poder comparar ambos costes, el coste de inversión de tuberías se reduce a una base anual multiplicando por el factor de amortización (ver método de la serie económica).

A continuación se debe construir la curva característica de la serie de tuberías, siendo su abcisa, el valor de la pérdida de carga total (H) y en ordenadas, el coste anual de amortización, dado por $C_{\text{amortización}} = aA \sum_{i=1}^L D_i^a L_i$, para cada una de las combinaciones de diámetros de la serie, que proporcionan el mínimo coste de inversión para cada valor de pérdida de carga H . A continuación se construye la curva de coste energético, obtenida a partir de 41 y 42:

$$C_{\text{energéticos}} = K_1 \cdot H_m = K_1 \cdot (Z_{nmd} - Z_0) + K_1 \cdot H = C_{E,0} + K_1 \cdot H \quad (33)$$

En donde $C_{E,0}$ representa el coste energético útil invertido en salvar el desnivel geométrico entre la cabecera y el nudo extremo, y proporciona la presión mínima requerida en éste, mientras que el término $K_1 \cdot H$ representa el coste energético invertido en vencer las pérdidas de carga de la serie de tuberías.

Finalmente se obtiene la curva de costes totales anuales C_T , como suma de los costes de amortización y energéticos, como se representa en la figura 6.3. La solución óptima corresponderá en este caso al punto mínimo de la curva de costes totales C_T , con

una altura de bombeo $H_m = (Z_{nmd} - Z_0) + H^*$, estando constituida la línea por un único diámetro.

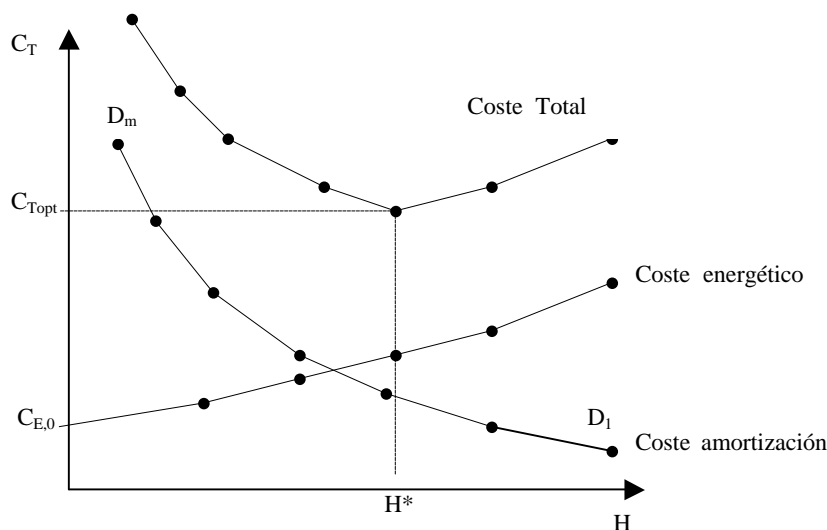


Figura 6.3. Curva característica de serie de tuberías, coste energético y coste total

El método discontinuo de Labye, tiene una clara ventaja respecto al de la serie económica, ya que trabaja con diámetros discretos y comercialmente disponibles, eliminando la incertidumbre introducida en el proceso de normalización.

6.2.3. Método de Programación Lineal

Se trata de un método que considera el diámetro de las tuberías como una variable discreta, que corresponden con el conjunto de diámetros disponibles comercialmente. Las variables de decisión son las longitudes de los diámetros disponibles que van a formar parte de una línea de la red, y la altura de bombeo en cabecera de la red.

Los diámetros son elegidos entre los obtenidos para los límites de velocidad mínima y máxima, lo que permite limitar el número disponible de diámetros comerciales, a un número discreto, que inicialmente suele ser de 4. El método supone que una línea estará formada por varios tramos de diámetros comprendidos entre los elegidos comercialmente que cumplen las restricciones de velocidad impuestas, siendo las longitudes de cada tramo la variable continua del problema. De esta forma, tanto el coste del tramo como su pérdida de carga, son funciones lineales de la longitud del mismo. Así, el coste total y la pérdida de carga total de las tuberías de una línea serán:

$$C_i = \sum_j c_{ij} \cdot L_{ij} \quad (34)$$

$$h_{ri} = \sum_j J_{ij} \cdot L_{ij} \quad (35)$$

En donde:

- C_i = coste total de las tuberías de la línea i
- c_{ij} = coste unitario de cada uno de los j diámetros de las tuberías (€/m)
- L_{ij} = longitudes de cada uno de los j tramos de la línea i
- h_{ri} = pérdida de carga total de la línea i
- J_{ij} = pérdida de carga unitaria de cada un de los j tramos de la línea i

Por tanto, en el caso de estar ante una red con cota piezométrica conocida, la función objetivo a minimizar será aplicar la expresión 34 a las N líneas que compongan la red, quedando:

$$C_T = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^4 c_{ij} L_{ij} \quad (36)$$

Como es lógico, se debe de cumplir que la suma de las longitudes parciales L_{ij} sea igual a la longitud de la línea i :

$$\sum_{j=1}^4 L_{ij} = L_i \quad \forall i \quad (37)$$

Así mismo, también se deben cumplir todas las restricciones de presión mínima impuestas para cualquier nudo de la red:

$$\sum_{i \in S_k} h_{ri} = \sum_{i \in S_k} \sum_{j=1}^4 J_{ij} L_{ij} \leq \Delta h = H_0 - \left(\frac{P_{min}}{\mathbf{g}} \right)_k \quad \forall k \quad (38)$$

En caso de estar ante una red con cota piezométrica desconocida, la función objetivo a minimizar estará formada tanto por costes de amortización como por costes energéticos:

$$C_T = C_E + C_A = K_l H_m + \mathbf{a} \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^4 C_{ij} L_{ij} \quad (39)$$

En este caso se debe cumplir también la s restricción de longitud de líneas dada por la expresión 37. La restricción de presiones mínimas en nudos vendrá dada por:

$$\frac{P_o}{\mathbf{g}} + Z_0 - Z_k - \sum_{i \in S_k} \sum_{j=1}^4 J_{ij} L_{ij} \leq \left(\frac{P_{min}}{\mathbf{g}} \right)_k \quad \forall k \quad (40)$$

Por último se debe comprobar, una vez obtenida la primera solución, que la presión máxima es inferior a la presión máxima de trabajo del timbraje seleccionado. Por tanto, el problema de dimensionado queda configurado por una función objetivo (53) y (56), y unas restricciones de naturaleza lineal en cuanto a la variable de decisión L_{ij} , pudiendo ser resuelto por cualquier algoritmo de programación lineal, siendo el más utilizado, el algoritmo del Simplex.

De los 4 diámetros elegidos como posibles diámetros candidatos de una línea, se deben escoger 2 que además deben quedar centrados. Por otro lado, dado que se debe hacer una primera selección de diámetros candidatos para cada línea de la red, se debe partir de un predimensionado. Este predimensionado, puede tomarse el resultado del dimensionado obtenido mediante el método de la serie económica, o bien usar un método funcional de predimensionado.

El método de programación lineal para el dimensionado de redes tiene como ventaja, el considerar globalmente todas las líneas de red, generando una única solución óptima formada por diámetros comerciales. Además los límites de V_{min} y V_{max} son incorporados al seleccionar los diámetros candidatos y la solución óptima ajusta al máximo el Δh disponible en los distintos trayectos de tuberías. Por otro lado, permite incorporar en el modelo la consideración de distintos estados de carga en el dimensionado de la red.

Por el contrario, como inconvenientes del método de programación lineal, habría que citar que no incluye el timbraje directamente, lo que obliga a hacer iteraciones. Además, en la solución final pueden aparecer tramos muy cortos de poco operativos desde el punto de vista práctico, teniendo que eliminar manualmente los tramos muy cortos. La solución final puede no cumplir el que sea “tubería telescópica”.

Comparando con el método discontinuo de Labye, el método de programación lineal es más rápido en tiempos de ejecución y además permite tener en cuenta puntos críticos en la red con restricciones específicas de presión, antes de realizar el dimensionado (Pérez y Vidal, 1993).

7. Análisis del funcionamiento bajo diferentes condiciones de operación

El análisis del funcionamiento de una red es el último eslabón del proceso de diseño, como se muestra en el diagrama de la figura 2.1. Cuando se dimensiona una red, se está suponiendo un único estado de cargas, sin tener en cuenta que se pueden dar otros

estados de cargas que hagan que no se cumplan las condiciones de presión y caudal inicialmente previstas en el diseño. Por tanto, el análisis la red bajo diferentes condiciones de operación sirve para comprobar o corregir el diseño realizado.

El objetivo principal del análisis es describir la respuesta de la red de distribución ante condiciones concretas de funcionamiento. Mediante el análisis a partir de un determinado estado de carga, se obtienen las presiones en los nudos así como el caudal que circula por todas las líneas de la misma. Cada estado de carga queda definido por la topología de todos los elementos que componen la red, la altura piezométrica del nudo de cabecera y el caudal descargado en los nudos. El resultado del análisis representa una fotografía de la red en un instante determinado del funcionamiento. En este caso estaríamos ante un análisis estático, en el que se considera que la red trabaja en régimen permanente.

Pero una red de distribución de agua es un sistema dinámico cuyas condiciones de funcionamiento cambian continuamente: consumos de agua en nudos, nivel en depósitos, arranque y para de estaciones de bombeo, etc. Por tanto, el análisis estático puede que no sea representativo de todas las situaciones que se van a dar en la red. Para introducir en efecto del tiempo en el análisis, se debe realizar un análisis dinámico. No obstante, en el caso de que la variación de los parámetros hidráulicos se produzca lentamente, de forma que se pase de un régimen permanente a otro de forma progresiva, el análisis estático puede resultar adecuado.

El análisis de redes de distribución de agua ha sido ampliamente tratado por diversos autores (Walski, 1984; Bhave, 1991, Pérez y col, 1996). Los diferentes tipos de análisis son los siguientes:

- Análisis estático: Simula el comportamiento de la red en un único instante, generalmente una situación punta de consumo (presiones mínimas) o valle (presiones máximas).
- Análisis cuasi-estático o en periodo extendido: Se trata de un análisis dinámico, formado por una sucesión de simulaciones estáticas en las que se tiene en cuenta la variación que se produce en las condiciones de funcionamiento, durante el intervalo de tiempo considerado.
- Análisis dinámico: Simula los cambios bruscos de condiciones de funcionamiento, por lo que tiene en cuenta los transitorios que se producen en la red por maniobras en los elementos de regulación y estaciones de bombeo.

De los tres tipos de análisis posibles, el análisis estático permite simular el comportamiento de una situación concreta de funcionamiento de la red. Aunque en rigor, la existencia de un régimen permanente en un sistema de distribución de agua sea una situación teórica, en términos prácticos, cuando las variaciones de caudal y presión son pequeñas, no conduce a demasiados errores despreciarlas y considerar como permanentes las situaciones de funcionamiento en que los valores medios se mantienen constantes en el tiempo. Para la simulación de parámetros que dependen del tiempo, pero que cambian de forma lenta, (altura de agua en depósitos, consumo en nudos, etc.) con el análisis cuasi-estático se pueden simular casi la totalidad de situaciones de funcionamiento que se pueden dar en una red, excepto los fenómenos transitorios producidos por maniobras bruscas. No obstante, los posibles golpes de ariete que se pueden producir en las redes son de mucha menor magnitud que en sistemas simples, ya que las perturbaciones producidas se distribuyen a lo largo del conjunto y se amortiguan más rápidamente (Cabrera, y col. 1996).

Para realizar un análisis de una red es necesario utilizar un modelo matemático que simule el comportamiento de la misma. Dada la gran cantidad de datos que maneja el modelo, se requiere de un programa informático para que el análisis sea viable. En el apartado 3.2.1 se describen diferentes programas informáticos que implementan modelos de simulación de redes.

A continuación se hace una revisión de las ecuaciones fundamentales que intervienen en el análisis estático de redes de distribución de agua.

7.1. Ecuaciones en modelos de análisis en régimen permanente

Se clasifican en dos grupos: en primer lugar las ecuaciones fundamentales de equilibrio basadas en la conservación de masa y energía, y en el segundo lugar las ecuaciones que definen el comportamiento de los diferentes componentes que definen la red, llamadas ecuaciones características.

7.1.1. Ecuaciones fundamentales de equilibrio

En un modelo de análisis en régimen permanente de una red de distribución se hace uso de dos leyes generales, que se cumplen independientemente de la configuración y los elementos de que consta la red, y que constituyen una particularización de las ecuaciones generales de conservación de la masa y la energía aplicadas al flujo de un fluido incompresible a través de un sistema de tuberías a presión. Esas leyes son conocidas como leyes de kirchoff.

Las variables del modelo son las siguientes:

- Los caudales internos (q) que circulan por las líneas.
- Los caudales externos (Q) aplicados en los nudos.
- Las Alturas piezométricas en los nudos (H) y su presión (P).
- Las pérdidas de carga en cada línea (h).

De todas las variables unas serán conocidas y otras se calcularán, de forma que se verifique la ecuación de continuidad de los nudos y las ecuaciones de la energía. La nomenclatura y criterio de signos empleado, se muestra en la figura 6.4, en la que se representa una línea genérica que une los nudos i con j . Se considera q_{ij} positivo si el caudal va de la línea i a la línea j . El caudal externo, se considera positivo si entra al nudo y negativo si sale del nudo. De acuerdo con dicha figura, las pérdidas de carga de un elemento resistente, tanto si se trata de una tubería o de una pérdida localizada, pueden expresarse de forma general como:

$$h_{ij} = H_i - H_j = R_{ij} q_{ij} |q_{ij}|^{m-1} \quad (41)$$

En donde:

- h_{ij} = pérdida de carga de la línea ij . Tendrá el mismo signo que el caudal circulante
- R_{ij} = Resistencia hidráulica de la línea ij . Depende de la fórmula de pérdidas de carga utilizada y de las cotas de los nudos.
- m = exponente del caudal de la fórmula de pérdidas de carga utilizada

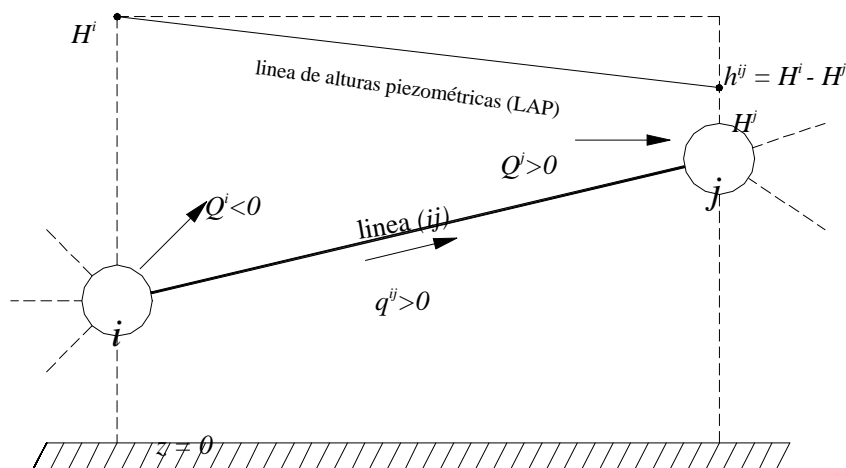


Figura 6.4. Esquema de una línea

La 1ª Ley de Kirchoff establece que la suma neta de todos los caudales que confluyen en un nudo, debe ser 0. A estos efectos, se considera el caudal interno positivo si sale del nudo y negativo si entra en el nudo, al contrario que el caudal externo.

$$\sum_{j \in A_i} q_{ij} - Q_i = 0 \quad ; \quad \sum_{j \in A_i} q_{ij} = Q_i \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (42)$$

En donde el subíndice j hace referencia a todos los nudos conectados directamente al i (Conjunto A_i), y N es el número total de nudo de la red. La ecuación (42) representa un total de N ecuaciones simultáneas aunque no resultan independientes, puesto que para que se verifique el principio de continuidad en toda la red, la suma neta de aportes y consumos externos debe ser nula, lo que se plasma en la condición siguiente:

$$\sum_{i=1}^N Q_i = 0 \quad (43)$$

Esta condición se puede obtener también sumando la N ecuaciones (59), ya que cada sumando q_{ij} aparecerá tan solo en dos ecuaciones, en una con signo positivo y en otra con negativo, de forma que la suma global de los términos q_{ij} es nula. En consecuencia, se puede afirmar que de las N ecuaciones de continuidad en los nudos de la red, hay una que es combinación lineal de las $N-1$ restantes y en conjunto, la primera ley de Kirchoff proporciona $N-1$ ecuaciones independientes.

La 2ª ley de Kirchoff, que corresponde al principio de conservación de la energía, establece que la suma algebraica de las pérdidas de carga a lo largo de cualquier malla debe ser nula (ecuaciones de equilibrio de malla). Para ello es necesario dotar a la malla de un sentido, figura 6.5, y según este sentido, la pérdida de carga se considera positiva, cuando el caudal recorre el circuito en el mismo sentido que el de la malla, y negativa en caso contrario.

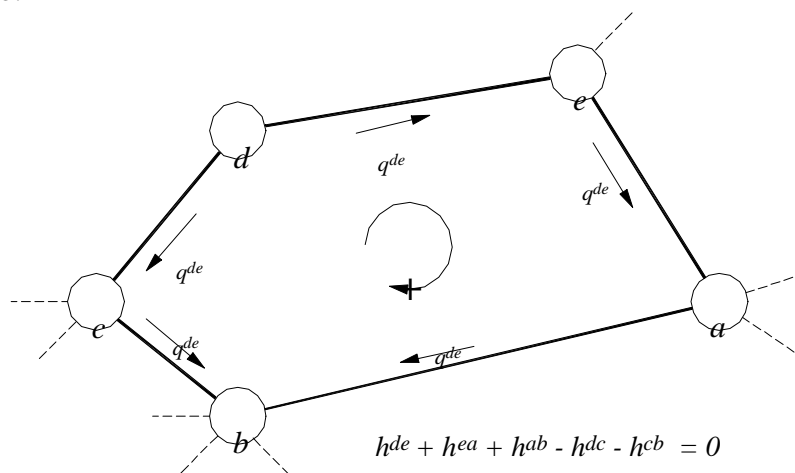


Figura 6.5. Configuración de una malla

Con este criterio la segunda ley de Kirchoff, que debe aplicarse a las M mallas independientes de la red, se expresa como:

$$\sum_{(i,j) \in B_k} (\pm)_{ij} h_{ij} = 0 \quad k = 1 \dots\dots M \quad (44)$$

En donde

- B_k = conjunto de líneas pertenecientes a la malla k
- $(\pm)_{ij}$ toma el signo $(+1)$ si el sentido hipotético del caudal q_{ij} es el mismo que el de la malla, y (-1) si toma el sentido contrario.

Para determinar el número de ecuación de malla independientes que pueden ser planteadas en una red, se recurre a las definiciones de la teoría de grafos. Dentro del esquema de una red mallada, siempre es posible encontrar un subconjunto de líneas que unen entre sí todos los nudos de la red, de forma que constituyan una red ramificada. Dicha red ramificada constituye el *árbol* de la red mallada, y contendrá tantas líneas como nudos menos 1, esto es $N-1$ líneas.

Así, se define el *coárbol* como el subconjunto de líneas que restan del árbol para completar la red mallada original, esto es:

$$L - (N - 1) = L - N + 1 = M \quad (45)$$

En donde:

- L = número total líneas de la red mallada
- M = número de mallas básicas (independientes)

Las leyes de Kirchoff definen un sistema constituido por un total de $(N-1) + (L - N + 1) = L$ ecuaciones independientes, mientras que las variables utilizadas hasta el momento son q_{ij} y h_{ij} , cuyo número asciende a $2L$. Sin embargo, las variables q_{ij} y h_{ij} de cada una de las líneas de la red, están ligadas por una expresión que depende de las características del elemento constituyente de la línea correspondiente, denominada ecuación característica de la línea, cuya formulación se verá a continuación. De forma general la ecuación de comportamiento de una línea puede representarse como:

$$h_{ij} = f_{ij}(q_{ij}) \quad (46)$$

Finalmente, todavía quedan $2N$ variables, correspondientes a la altura piezométrica H_i y al caudal externo Q_i de cada uno de los N nudos de la red. De las $2N$ variables (Q_i y H_i), N deben ser datos y las N restantes, incógnitas del problema de análisis. Para que el problema tenga solución un nudo tiene que tener altura piezométrica

conocida y en consecuencia un caudal externo deberá ser incógnita. En caso contrario, solo sería posible conocer la diferencia de alturas piezométricas de cada par de nudos, pero no el valor de la altura piezométrica de ninguno de ellos.

Para buscar la N ecuaciones necesarias que resuelven el problema se define un árbol de manera que cada nudo de la red quede unido mediante un único trayecto con el nudo de altura conocida, de esta forma podemos escribir L ecuaciones del tipo: $h_{ij} = H_i - H_j$, pero solo $N-1$ son independientes, del tipo:

$$H_i = H_c(\text{dato}) + \sum_{(jk) \in S_{ic}} (\pm)_{jk} h_{jk} \quad (47)$$

En donde

- H_c = altura piezométrica conocida del nudo c
- H_i = altura piezométrica incógnita del nudo i
- S_{ic} = conjunto de línea del trayecto que une los nudos i y c
- h_{jk} = pérdida de carga en la línea jk , perteneciente al trayecto S_{ic}
- $(\pm)_{jk}$ toma el signo $(+1)$ si el sentido hipotético del caudal q_{jk} esta dirigido del nudo i al nudo c , y (-1) si circula en sentido contrario.

La ecuación que falta es la de conservación de masa $\dot{Q}_i = 0$, lo que hace un total de N ecuaciones independientes adicionales que permiten determinar: $N-1$ valores de altura piezométrica en nudos y un valor de caudal externo en el nudo de altura conocida.

Cuando existe más de un nudo con altura piezométrica conocida (y en consecuencia más de un nudo con caudal externo incógnita) las ecuaciones de pérdidas en el trayecto siguen siendo validas, pero si m y n son nudos con alturas H_m y H_n conocidas, se tendría una ecuación del tipo:

$$\sum_{(jk) \in S_{mn}} (\pm)_{ik} h_{ik} + (H_m - H_n) = 0 \quad (48)$$

Expresión idéntica a una ecuación de malla (44) salvo en el termino $H_m - H_n$. Este término puede ser asimilado a una nueva línea (ficticia) que tiene una perdida de carga conocida, sea cual sea el caudal que la atraviese. La malla que contiene esta línea se llama malla ficticia. La adición de una línea ficticia comporta la aparición de una malla ficticia, de manera que la relación $M = L - N + I$ sigue siendo válida incluso considerando estos nuevos elementos ficticios.

Si se consideran las líneas y mallas ficticias como un componente topológica más de la red, sólo podremos hablar en propiedad de redes ramificadas como aquellas en las

cuales no es posible definir ningún tipo de malla, ni real ni ficticia. Esta condición exigen no solo topología arborescente sino además, la existencia de un único nudo de altura piezométrica conocida.

7.1.2. Ecuaciones características de los elementos de la red

Los elementos hidráulicos que componen la red poseen unas ecuaciones propias que modelizan su comportamiento llamadas ecuaciones características. Se expresan como diferencia de alturas piezométricas en los extremos del elemento como una función del caudal que circula por el mismo:

$$h_{ij} = H_i - H_j = f(q_{ij}) \quad (49)$$

Se pueden distinguir cuatro tipo de elementos agrupados por su comportmamiento:

- Tuberías
- Elementos y dispositivos singulares (accesorios y válvulas)
- Elementos motrices (bómbas)
- Válvulas especiales (de retención, reductora de presión, sostenedora de presión y limitadora de caudal)

Tuberías

Las ecuaciones características de las tuberías vienen definidas por la ecuación de pérdidas de carga, cuya expresión general es la mostrada en la ecuación 25, correspondiendo los coeficientes de dicha expresión a los mostrados en la tabla 6.3.

Elementos y dispositivos singulares

Los elementos singulares están formados por todos aquellos accesorios de montaje que permiten acomodar el trazado de la red a los accidentes topográficos del terreno (codos, juntas), otros que permiten empalmar y derivar tuberías (tés, collarines, uniones en Y) o bien acoplar cambios de sección (conos, reducciones). También se incluyen como elementos singulares la válvulas de control del flujo como son las válvulas de mariposa o de compuerta. Estos elementos producen pérdidas de carga que al estar originadas por dispositivos concretos se conocen con el nombre de pérdidas de carga localizadas, singulares o menores. Estas pérdidas se suelen evaluar como el producto de la altura cinética multiplicada por un coeficiente K de pérdidas asociado a cada elemento, quedando una expresión del tipo:

$$h_s = K \frac{v^2}{2g} = \left(\frac{8K}{\rho^2 g D^4} \right) Q^2 = R_0 Q^2 \quad (50)$$

En donde

- h_s = pérdida de carga singular
- K = Coeficiente adimensional que depende de las características de la singularidad
- v = velocidad del fluido aguas abajo de la zona de alteración del flujo
- D = diámetro del elemento aguas abajo de la zona de alteración del flujo
- Q = caudal que circula por el elemento.

Las pérdidas localizadas también se pueden expresar en función de la longitud equivalente de tubería L_e , que se define como la longitud de tubería recta que podría producir la misma pérdida de carga que el accesorio interpuesto, quedando una expresión del tipo:

$$h_s = f \frac{L_e}{D} \frac{v^2}{2g} = K \frac{v^2}{2g} \Rightarrow L_e = K \frac{D}{f} \Rightarrow h_s = \left(\frac{8f}{\rho^2 g D^5} \right) L_e Q^2 = r L_e Q^2 \quad (51)$$

En donde

- f = factor de fricción correspondiente a la ecuación de Darcy-Weisbach
- L_e = Longitud equivalente que depende del accesorio

En la práctica, y tratándose de sistemas con grandes longitudes de tubería recta sin accesorios, no es habitual modelizar individualmente cada accesorio porque las pérdidas de carga por rozamiento son muy superiores, excepto en el caso de válvulas reguladores. Normalmente, en el computo de pérdidas de carga, o bien se incrementa la longitud de tubería en la longitud equivalente de los accesorios, o bien se mayoran las pérdidas por rozamiento en un porcentaje de un 5 – 10 %.

Elementos motrices

Las bombas son elementos motrices que aportan energía adicional al fluido. Presentan la particularidad de que la diferencia de alturas entre el punto de entrada y el de salida del flujo, tiene ahora signo contrario al caudal, puesto que se trata de un aporte de energía en vez de una pérdida de carga. Suelen presentar una curva característica decreciente, lo que quiere decir que la altura que proporcionan disminuye con el caudal, y consecuentemente, la curva incluye la constante que responde al valor de la ordenada en el origen, o lo que es lo mismo, la altura de la bomba a caudal nulo. La relación entre

la altura de bombeo (H_b) y el caudal trasegado (Q), se conoce como curva característica de la bomba, y en la mayoría de los caso se puede ajustar a una expresión general de tipo:

$$H_b = H_0 + BQ - A Q^2 \quad (52)$$

En donde

- H_0 = valor de la altura de la bomba a caudal nulo
- A y B = coeficientes de ajuste de la bomba.

Se denomina punto de funcionamiento de una bomba al par de valores (H_b, Q) constituido por la altura de bombeo y el caudal trasegado por la bomba, que caracteriza el modo de trabajar de la bomba en una instalación dada. Por tanto, este punto depende también del resto de la instalación, y representa al altura y caudal que ésta demanda. La representación gráfica de la demanda de altura y caudal de la instalación viene dada por la curva resistente de la instalación que tiene la forma general:

$$H_{resistente} = H_g + RQ^2 \quad R > 0 \quad (53)$$

En la figura 6.6. se representan ambas curvas y el punto de funcionamiento de una instalación.

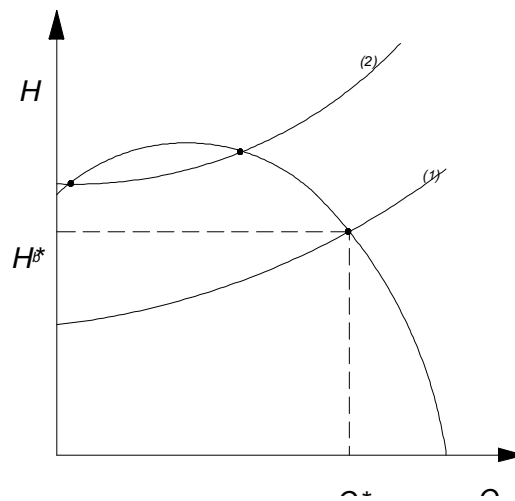


Figura 6.6. Punto de funcionamiento de una bomba.

La ecuación 52 puede dar lugar a un punto de funcionamiento inestable, si la curva resistente de la instalación corta en 2 puntos a la curva motriz de la bomba (curva (2) figura 6.5.1.6.6), ya puede haber problemas de convergencia en el análisis de la red. Para solucionarlo Jeppson y Travallae (1975) propone el cambio de variable en la ecuación 52, definiendo la variable g como:

$$g = Q - \frac{B}{2A} \quad (54)$$

quedando la curva característica de la bomba, como:

$$H_b = \left(H_0 + \frac{B^2}{4A} \right) - Ag^2 = H'_0 - Ag^2 \quad (55)$$

Como se observa en la figura 6.7. , la transformación consiste en un desplazamiento de los valores de Q para evitar la parte ascendente o inestable de la curva característica, siempre que se consideren valores de $g \geq 0$ o $Q > B/2A$.

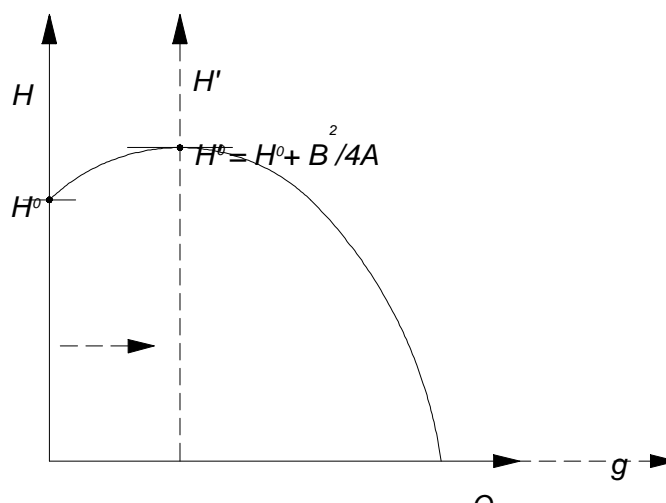


Figura 6.6. Transformación de la curva característica de la bomba.

En general, para bombas centrífugas, resulta suficiente (al menos en las proximidades del punto óptimo) un ajuste parabólico del tipo:

$$H_b = H_0 - A Q^2 \quad (56)$$

La expresión 56 asegura la estabilidad en todo el rango de caudales, evitando posibles problemas de convergencia. En ocasiones puede resultar necesario expresar la curva característica en forma inversa $Q = f(H_b)$, quedando la expresión 56 de la forma:

$$Q = \left[\frac{H_0 - H_b}{A} \right]^{1/2} \quad (57)$$

Algunos autores proponen expresiones más elaboradas (Chandrashekar, 1980):

$$Q = Q_0 - H_b^p \quad (58)$$

Otro ejemplo es la ecuación polinómica de cuarto grado propuesta por Donachie (1974):

$$Q = A + BH_b + CH_b^2 + DH_b^3 + EH_b^4 \quad (59)$$

En donde los coeficientes A , B , C , y D se obtienen por una regresión por mínimos cuadrados.

Válvulas especiales

Las válvulas especiales, tienen una ecuación distinta a la de otros elementos resistentes del tipo $h_{ij} = f(Q_{ij})$, puesto que la pérdida de carga que las provocan depende no solo del caudal que la atraviesa, sino de otras variables adicionales. Su comportamiento viene determinado por una expresión del tipo:

$$h_{ij} = h_{ij}(Q_{ij}, H_i, H_p, \dots) \quad (60)$$

Estas válvulas podrían expresarse igual que las válvulas convencionales, dada por la expresión 67, estando el coeficiente K en función del grado de apertura de la válvula, pero a diferencia de las convencionales, el grado de apertura depende del estado de presiones en los extremos de la válvula, además del caudal trasegado.

Válvula de retención

La válvula de retención (VR), sólo permiten el paso de fluido en un sentido. Su función consiste en evitar el flujo en sentido contrario al establecido. Si expresamos la pérdida de carga mediante el último miembro de la expresión 50, se puede expresar su característica como:

$$\begin{aligned} R &= R_0 \quad \text{si } H_1 > H_2 \quad (Q \geq 0) \\ R &\infty \quad \text{si } H_1 \leq H_2 \quad (Q \leq 0) \end{aligned} \quad (61)$$

En donde:

- $R_0 = \left(\frac{8K}{\rho^2 g D^4} \right)$ representa la resistencia de la válvula abierta
- H_1, H_2 = alturas piezométricas aguas arriba y abajo de la válvula respectivamente
- K = coeficiente de resistencia de la válvula, que puede variar entre 1,5 y 4 según el tipo de válvula de retención

Válvula reductora de presión

La válvula reductora de presión (VRP) reduce la presión en su extremo situado aguas abajo, a un valor llamado presión de tarado, independientemente de la magnitud de la presión aguas arriba. Su misión es evitar elevadas presiones que puedan alcanzarse en algunos puntos de la red. En caso de que la presión aguas arriba sea inferior a la presión de tarado, la válvula permanece totalmente abierta, y puede considerarse como un elemento resistente del sistema con un coeficiente K. Además, si la presión aguas abajo excede a la de tarado, la válvula impide el flujo en sentido contrario, actuando como una válvula de retención.

La modelización matemática de estos elementos comporta cierta dificultad y está ampliamente revisada por diversos autores (Chandrashekar y Steward, 1975; Jeepson y Davis, 1976; Martínez, 1982, Salgado y col. 1988). Si llamamos H_t a la altura piezométrica de tarado, que corresponde con este valor en el extremo aguas abajo de la válvula, y H_1 y H_2 a las alturas piezométricas aguas arriba y aguas abajo respectivamente, su modelización matemática responde a las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned}
 R &\cong R_0 \text{ y } H_2 = H_t \quad \text{si } H_1 \cong H_t + h_s & (Q \cong 0) \\
 R &= R_0 \text{ y } H_2 = H_1 - h_s \quad \text{si } H_1 \leq H_t + h_s & (Q \cong 0) \\
 R &\otimes \text{ ¥ si } H_2 \cong H_t \text{ ó } H_2 \cong H_1 & (Q = 0)
 \end{aligned} \tag{62}$$

En donde h_s es la pérdida de carga con la válvula totalmente abierta (67), con valores de K entre 4 y 10. Por lo general, la válvula actúa en el primero de los supuestos, en el segundo la pérdida de carga singular equivale a la válvula totalmente abierta, y en el tercero la válvula actúa como una válvula de retención.

Válvula sostenedora de presión

La válvula sostenedora de presión (VSP) mantiene una presión constante en su extremo situado aguas arriba en un valor llamado presión de tarado, independientemente de la presión existente aguas abajo. Su función es impedir que la presión descienda por debajo de un nivel determinado en algún punto de la red. Sólo permite el paso de agua, si la presión en el extremo aguas arriba supera la presión de tarado, en caso contrario, se cierra restringiendo el paso de caudal para mantener la presión aguas arriba.

La modelización matemática de estas válvulas no ha sido tan tratada como en el caso de las VRP. Algunas referencias sobre su modelización se pueden ver en Salgado y col. (1988). Llamando igualmente H_t a la altura piezométrica de tarado, que en este caso corresponde con este valor en el extremo aguas arriba de la válvula, H_1 y H_2 a las alturas

piezométricas aguas arriba y aguas abajo respectivamente, y h_s la pérdida localizada a válvula totalmente abierta (expresión 50), su modelización matemática responde a las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned}
 R &\cong R_0 \text{ y } H_1 = H_t & \text{si } H_2 \leq H_t - h_s & & (Q > 0) \\
 R &= R_0 \text{ y } H_2 = H_1 - h_s & \text{si } H_1 > H_t & & (Q > 0) \\
 R &\cong \text{¥} & \text{si } H_1 < H_t \text{ ó } H_2 > H_1 & & (Q = 0)
 \end{aligned} \tag{63}$$

La válvula estaría actuando en el primer caso, en el segundo estaría totalmente abierta y se comportaría como una válvula normal cuyo coeficiente K oscilaría entre 4 y 10, y en el tercer caso la válvula se cerraría, impidiendo el paso de agua.

Válvula limitadora de caudal

Tanto VRP como VSP controlan también el caudal transportado pero de forma indirecta, a través de la acción de sobre las presiones. La válvula limitadora de caudal es una válvula que permite controlar el caudal de forma directa, impidiendo que supere un valor conocido como caudal de tarado Q_t . Al igual que VR, VRP y VSP, es un elemento unidireccional y no admite el flujo en sentido contrario al previsto. Así, el caudal puede variar entre 0 y Q_t según las presiones del sistema. En el instante que el caudal trasegado alcanza su valor de tarado, la válvula funciona en modo activo provocando una pérdida de carga variable para mantener el valor del caudal. Si el caudal trasegado es inferior al de tarado, la válvula permanece totalmente abierta y actúa como una válvula normal cuya pérdida de carga viene dada por la expresión 50, con un valor de K variable entre 4 y 10, al igual que las VRP y VSP.

Su modelización matemática es la siguiente:

$$\begin{aligned}
 R &\cong R_0 & \text{si } H_1 \cong H_2 + h_s & & (Q = Q_t) \\
 R &= R_0 & \text{si } H_1 = H_2 + h_s & & (0 < Q < Q_t) \\
 R &\cong \text{¥} & \text{si } H_1 < H_2 & & (Q = 0)
 \end{aligned} \tag{64}$$

7.2. Formulación de las ecuaciones de equilibrio

El comportamiento de la red en condiciones de régimen permanente viene definido por un sistema de $2L$ ecuaciones constituido por:

- $N-1$ ecuaciones de continuidad de los nudos (ecuación 42)
- M ecuaciones de equilibrio de malla (ecuación 44)
- L ecuaciones de comportamiento de línea (45)

Este sistema no se resuelve nunca en conjunto, tratando las incógnitas Q y h simultáneamente, puesto que el sistema puede ser reducido a uno de menor tamaño, lo que representa una ventaja a la hora de realizar los cálculos.

En el caso de redes ramificadas con un único punto de altura piezométrica conocida lo más sencillo es resolver dos sistemas de ecuaciones desacopladas, uno de ellos constituido por las $N-1$ ecuaciones de continuidad en los nudos (59) (que constituyen un sistema de ecuaciones lineales), que proporciona los caudales q_{ij} que circulan por las líneas, y el otro constituido por $N-1$ ecuaciones del tipo (64) que nos permiten determinar las alturas piezométricas en los nudos de la red.

Para resolver el problema de análisis de redes malladas se han propuesto distintas formulaciones, que difieren entre sí fundamentalmente en el tratamiento del sistema de ecuaciones. Las formulaciones clásicas, orientadas al uso de técnicas de relajación, que han sido y son las más ampliamente utilizadas, son las siguientes:

- formulación por nudos (ecuaciones en H)
- formulación por líneas (ecuaciones en q)
- formulación por mallas (ecuaciones en q)
- formulaciones por nudos y mallas.

La característica común a estas cuatro formulaciones es que el sistema de ecuaciones a resolver es no lineal, al menos en una parte de las ecuaciones. Esta característica viene determinada no por la propia formulación de las leyes de equilibrio, sino por el comportamiento no lineal que siguen los elementos que componen el sistema. Hasta el presente, no existe un método de resolución directa, resultando necesario recurrir a métodos numéricos para obtener la solución final.

Los métodos numéricos más utilizados son los siguientes:

1. Métodos de aproximaciones sucesivas:

Métodos de Hardi-Cross:

- Con sistema de ecuaciones en los nudos (Cross, 1936)
- Con el sistema de ecuaciones en las mallas (Cross, 1936)

Métodos de la Teoría Lineal:

- Con sistema de ecuaciones en las líneas (Wood y Charles, 1972)
- Con el sistema de ecuaciones en los nudos (Isaacs y Mills, 1980)

2. Métodos de Newton-Raphson y sus derivados:

- Con sistema de ecuaciones en los nudos (Martin y Perters, 1963)
- Con el sistema de ecuaciones en las mallas (Epp y Fowler, 1970)

3. Métodos de tipo gradiente:

- Con sistema de ecaciones en nudos y mallas (Todini y Palati, 1987)

ANEJO N°2

DATOS DE LAS PARCELAS DE CULTIVO DEL SECTOR ESTUDIADO

A continuación se muestra la relación de parcelas equipadas pertenecientes al sector 1A de los regadíos de Mula, en donde se indica el número de hidrante de donde se abastece la parcela, el número de parcela, el turno al que actualmente está asignada la parcela, la superficie, el código de cultivo, la dotación teórica asignada, la dotación máxima medida y la dotación media medida. Los datos han sido facilitados por la Comunidad de Regantes Pantano de la Cierva de Mula. En la última página se relacionan los códigos empleados para cultivo.

Número de Hidrante	Número de parcela	Turno actual	Turno EG3	Superficie (m2)	Código de Cultivo	Dotación teórica (l/s)	Dotación máxima medida (l/s)	Dotación media medida (l/s)
1	1.1	2	1	2236	999	0,42	0,70	0,55
1	1.2	2	1	8385	999	1,58	2,50	2,39
1	1.3	2	1	6988	300	1,32	0,80	0,67
1	1.4	2	1	4472	999	0,84	0,20	0,14
1	1.5	2	1	2795	300	0,53	0,90	0,80
1	1.8	2	1	3578	300	0,68	0,50	0,48
1	1.9	2	1	3354	300	0,63	0,80	0,67
1	1.11	2	1	3913	300	0,74	0,80	0,41
1	1.13	2	1	2795	300	0,53	0,30	0,18
1	1.14	2	2	6149	300	1,16	0,90	0,76
1	1.15	2	2	1677	300	0,32	0,70	0,66
1	1.16	2	2	1118	300	0,21	0,70	0,48
1	1.18	2	2	14534	430	2,75	3,70	3,49
1	1.19	2	2	3913	300	0,74	1,00	0,93
1	1.20	2	2	6428	300	1,21	1,20	1,13
2	2.1	1	1	45838	300	8,66	8,81	8,26
2	2.2	1	2	4472	300	0,84	0,80	0,71
2	2.3	1	2	20404	300	3,85	6,20	5,08
2	2.4	1	2	3913	400	0,74	0,40	0,12
2	2.5	1	2	2236	300	0,42	0,30	0,30
2	2.6	1		0	300	0,00	0,00	0,00
2	2.7	1	2	2236	300	0,42	0,50	0,50
2	2.8	1	2	1118	300	0,21	0,40	0,24
2	2.9	1		0	300	0,00	0,00	0,00
3	3.1	2	1	3354	999	0,63	0,60	0,58
3	3.2	2	1	6205	999	1,17	0,80	0,58
3	3.3	2	2	4472	300	0,84	1,70	1,44
3	3.4	2	1	3354	999	0,63	0,30	0,26
3	3.5	2	1	5590	300	1,06	0,70	0,67
3	3.7	2		0	430	0,00	0,00	0,00
3	3.8	2	2	1118	300	0,21	2,10	1,00
3	3.10	2	1	3074	300	0,58	0,60	0,57
3	3.11	2		0	300	0,00	0,00	0,00
3	3.12	2	2	29068	300	5,49	4,00	3,36
3	3.13	2	1	8944	300	1,69	2,20	2,02
3	3.14	2	1	4472	300	0,84	0,61	0,30
4	4.1	1	1	3634	300	0,69	0,80	0,56
4	4.2	1	1	2236	300	0,42	0,80	0,74
4	4.3	2	1	3913	300	0,74	1,40	0,88
4	4.4	1	1	8385	300	1,58	1,40	1,35
4	4.5	1	1	4248	300	0,80	1,20	1,12

Número de Hidrante	Número de parcela	Turno actual	Turno EG3	Superficie (m2)	Código de Cultivo	Dotación teórica (l/s)	Dotación máxima medida (l/s)	Dotación media medida (l/s)
4	4.6	1	1	4192	300	0,79	1,10	1,00
4	4.7	1	1	4192	300	0,79	1,10	1,01
4	4.8	1		0	300	0,00	0,00	0,00
4	4.9	1	1	3074	300	0,58	0,80	0,62
4	4.10	1	1	1677	300	0,32	0,50	0,41
4	4.11	1	1	5590	300	1,06	1,60	1,51
4	4.12	1	2	10062	300	1,90	1,10	0,88
4	4.13	2	2	3354	300	0,63	0,60	0,60
4	4.14	1	2	7267	300	1,37	2,50	2,20
4	4.15	1	2	8944	300	1,69	1,50	1,37
4	4.16	1	2	3634	300	0,69	0,40	0,40
4	4.17	1	2	4360	300	0,82	0,80	0,68
4	4.18	1	2	7546	300	1,43	1,40	1,32
4	4.19	1	2	5590	300	1,06	1,60	0,92
4	4.20	1	2	5031	300	0,95	0,50	0,42
5	5.1	2	1	31304	300	5,91	5,92	5,17
5	5.2	2		0	300	0,00	0,00	0,00
5	5.3	2	2	3354	300	0,63	0,90	0,76
5	5.4	2	2	3634	200	0,69	0,80	0,63
5	5.5	2	2	3354	300	0,63	0,90	0,69
5	5.6	2	2	3354	100	0,63	1,10	0,95
5	5.7	2	2	2236	300	0,42	0,60	0,47
5	5.9	2	2	6708	430	1,27	1,70	0,82
5	5.10	2	2	1230	300	0,23	0,50	0,38
6	6.1	1	2	1565	300	0,30	0,40	0,40
6	6.2	1	2	4472	300	0,84	0,40	0,39
6	6.3	1	2	5590	300	1,06	1,80	1,21
6	6.5	1	2	2795	300	0,53	0,80	0,67
6	6.6	1	2	7267	300	1,37	1,70	1,63
6	6.7	1	2	3354	300	0,63	1,38	0,92
6	6.9	1	2	3801	300	0,72	0,90	0,82
6	6.10	1	2	4472	300	0,84	1,70	1,68
6	6.11	1	1	4752	300	0,90	0,80	0,77
6	6.12	1	1	2795	300	0,53	0,90	0,67
6	6.13	1	1	10900	300	2,06	2,20	1,69
6	6.14	1	1	2236	300	0,42	0,40	0,31
6	6.15	1	1	1565	300	0,30	0,40	0,40
6	6.16	1	1	2348	300	0,44	0,40	0,33
6	6.17	1	1	2516	300	0,48	0,90	0,74
6	6.18	1	1	4192	300	0,79	1,20	1,12
6	6.19	1	1	1677	300	0,32	0,60	0,59
6	6.20	1	1	3634	300	0,69	0,90	0,80
7	7.1	2	2	3354	200	0,63	0,30	0,30
7	7.2	2	2	5870	300	1,11	0,70	0,37
7	7.3	2		0	400	0,00	0,00	0,00
7	7.4	2	1	4472	300	0,84	0,80	0,72
7	7.5	2	2	10230	200	1,93	5,40	4,49
7	7.7	2	1	4472	400	0,84	1,42	1,32
7	7.8	2	2	2795	300	0,53	0,90	0,62
7	7.9	2	1	4472	200	0,84	0,30	0,14
7	7.10	2	1	2236	400	0,42	0,60	0,45
7	7.12	2		0	300	0,00	0,00	0,00
7	7.13	2	1	2236	400	0,42	0,80	0,73

Número de Hidrante	Número de parcela	Turno actual	Turno EG3	Superficie (m2)	Código de Cultivo	Dotación teórica (l/s)	Dotación máxima medida (l/s)	Dotación media medida (l/s)
7	7.14	2	1	838	400	0,16	0,50	0,34
7	7.15	2	1	5590	300	1,06	1,10	0,65
8	8.1	2	1	6708	300	1,27	1,30	1,09
8	8.2	2	1	6149	400	1,16	1,30	1,15
8	8.3	2	2	4472	300	0,84	1,10	0,00
8	8.4	2	2	11460	300	2,16	3,20	3,10
8	8.5	2	1	8106	300	1,53	1,50	1,29
8	8.6	2		0	300	0,00	0,00	0,00
8	8.7	2	2	3354	400	0,63	1,00	0,79
8	8.8	2	2	4472	300	0,84	1,00	0,89
8	8.9	2	1	6708	210	1,27	0,50	0,48
9	9.1	1	2	17888	300	3,38	3,30	3,11
9	9.2	1	2	6149	300	1,16	1,70	1,43
9	9.3	1	2	4472	300	0,84	1,21	0,92
9	9.4	1	2	2795	300	0,53	0,60	0,46
9	9.5	1	2	2460	100	0,46	0,40	0,40
9	9.6	2	1	26832	300	5,07	4,61	1,94
9	9.7	1		0	300	0,00	0,00	0,00
9	9.8	1	2	3242	100	0,61	0,40	0,32
9	9.9	1	1	2404	300	0,45	0,80	0,54
9	9.12	1	1	6149	300	1,16	1,30	1,08
9	9.13	1	1	3634	300	0,69	0,90	0,80
9	9.14	1	1	3074	100	0,58	0,60	0,56
10	10.1	1		0	300	0,00	0,00	0,00
10	10.2	1	2	6149	300	1,16	1,30	1,17
10	10.3	1	1	5814	300	1,10	1,20	1,16
10	10.4	1	1	4137	300	0,78	0,90	0,88
10	10.5	1	2	16211	300	3,06	4,60	4,26
10	10.6	1	1	2795	300	0,53	0,90	0,70
10	10.7	1	2	10062	300	1,90	2,60	2,04
10	10.9	1	1	24372	420	4,60	3,62	3,58
11	11.1	2	1	6708	400	1,27	0,50	0,47
11	11.2	2	1	3913	200	0,74	0,60	0,60
11	11.3	2		0	100	0,00	0,00	0,00
11	11.4	2	2	6708	100	1,27	1,00	1,00
11	11.5	2	2	5031	300	0,95	0,70	0,43
11	11.8	2	1	3913	100	0,74	0,70	0,53
11	11.10	2		0	300	0,00	0,00	0,00
11	11.11	2		0	300	0,00	0,00	0,00
11	11.12	2	2	2516	100	0,48	0,60	0,57
12	12.1	1	1	6428	100	1,21	1,50	1,35
12	12.3	1		0	410	0,00	0,00	0,00
12	12.4	1		0	300	0,00	0,00	0,00
12	12.5	1	1	3354	300	0,63	0,10	0,10
12	12.6	1	1	3354	400	0,63	0,80	0,67
12	12.7	1		0	400	0,00	0,00	0,00
12	12.8	1	2	2236	300	0,42	0,70	0,49
12	12.9	2	2	7826	999	1,48	0,20	0,20
12	12.10	1	2	1956	300	0,37	0,60	0,50
12	12.13	2	2	1677	300	0,32	7,00	7,00
12	12.17	1		0	300	0,00	0,00	0,00
12	12.18	2	1	7546	300	1,43	1,10	1,10
13	13.1	2	1	3354	300	0,63	0,40	0,40

Número de Hidrante	Número de parcela	Turno actual	Turno EG3	Superficie (m2)	Código de Cultivo	Dotación teórica (l/s)	Dotación máxima medida (l/s)	Dotación media medida (l/s)
13	13.7	2	2	2907	300	0,55	0,51	0,46
14	14.1	1		0	400	0,00	0,00	0,00
14	14.2	1	2	2795	100	0,53	1,00	0,60
14	14.3	1	2	4472	400	0,84	1,30	1,10
14	14.5	1	1	30186	210	5,70	5,80	5,28
14	14.6	1	2	5870	430	1,11	0,70	0,67
14	14.7	1	2	2795	430	0,53	0,60	0,43
15	15.1	2	1	32702	100	6,18	3,80	3,29
15	15.2	2	1	2661	300	0,50	1,00	0,78
15	15.3	2		0	420	0,00	0,00	0,00
15	15.4	2	1	3913	200	0,74	0,80	0,73
15	15.5	2	1	6708	410	1,27	1,30	1,22
15	15.6	2	2	5031	200	0,95	1,90	1,12
15	15.7	2	2	3969	100	0,75	0,80	0,69
15	15.8	2	2	2661	300	0,50	0,61	0,60
15	15.9	2	2	18447	100	3,48	2,20	2,10
15	15.10	2	2	7267	100	1,37	1,20	1,18
16	16.1	1	1	59254	200	11,19	20,00	16,10
16	16.2	2	2	6428	430	1,21	1,10	1,02
16	16.3	2	2	4472	430	0,84	0,70	0,54
16	16.4	2	2	3913	100	0,74	0,40	0,31
17	17.1	2	1	5870	400	1,11	1,10	1,09
17	17.2	2	2	11460	410	2,16	1,70	1,49
17	17.3	2		0	300	0,00	0,00	0,00
17	17.4	2		0	100	0,00	0,00	0,00
17	17.5	2		0	100	0,00	0,00	0,00
18	18.1	1		0	300	0,00	0,00	0,00
18	18.2	1	1	13136	300	2,48	2,60	2,36
18	18.3	1	1	7267	400	1,37	1,10	0,58
18	18.5	1	2	24417	300	4,61	3,80	3,28
18	18.6	1	2	4472	100	0,84	0,30	0,30
18	18.7	1	2	1398	300	0,26	0,40	0,30
18	18.8	1	1	6149	400	1,16	1,71	1,55
19	19.1	2	1	5590	100	1,06	1,00	0,00
19	19.2	2	2	3634	400	0,69	0,00	0,00
19	19.3	2	2	6708	410	1,27	0,50	0,50
19	19.4	2	1	3634	410	0,69	0,70	0,52
19	19.5	2	1	559	100	0,11	0,60	0,00
19	19.6	2	1	6988	300	1,32	1,60	1,58
19	19.7	2	2	7826	410	1,48	1,11	1,06
19	19.9	2	2	4472	400	0,84	1,10	0,95
19	19.10	2	1	2795	430	0,53	0,60	0,10
19	19.11	2		0	100	0,00	0,00	0,00
19	19.12	2	2	984	999	0,19	0,50	0,32
19	19.14	2	2	8106	300	1,53	1,80	1,80
20	20.1	1		0	300	0,00	0,00	0,00
20	20.2	1	2	3634	420	0,69	0,90	0,82
20	20.4	1	2	10062	430	1,90	1,91	1,84
20	20.5	1	2	2795	300	0,53	0,70	0,64
20	20.6	1	2	1230	300	0,23	0,30	0,29
20	20.8	1	2	2795	300	0,53	0,50	0,37
20	20.9	1	1	1230	400	0,23	0,40	0,31
20	20.10	1	1	4472	300	0,84	0,50	0,50

Número de Hidrante	Número de parcela	Turno actual	Turno EG3	Superficie (m2)	Código de Cultivo	Dotación teórica (l/s)	Dotación máxima medida (l/s)	Dotación media medida (l/s)
20	20.14	1	1	4752	300	0,90	0,70	0,70
20	20.15	1	1	3913	310	0,74	0,20	0,20
20	20.16	1	1	6149	100	1,16	1,61	1,50
20	20.17	1	1	1118	430	0,21	0,30	0,28
21	21.1	2	1	2236	300	0,42	0,30	0,30
21	21.2	2		0	300	0,00	0,00	0,00
21	21.3	2	1	1956	400	0,37	0,10	0,10
21	21.4	2	1	2404	100	0,45	0,20	0,00
21	21.5	2		0	300	0,00	0,00	0,00
21	21.6	2		0	100	0,00	0,00	0,00
21	21.8	2		0	410	0,00	0,00	0,00
21	21.10	2	2	3634	300	0,69	0,70	0,64
21	21.12	2		0	300	0,00	0,00	0,00
21	21.17	2	2	4338	200	0,82	0,50	0,43
21	21.18	2	1	6708	300	1,27	0,40	0,40
22	22.1	2	1	6149	300	1,16	1,21	0,81
22	22.3	2	1	16770	410	3,17	3,10	2,86
22	22.4	2	1	4472	300	0,84	1,30	0,93
22	22.6	2	1	2795	100	0,53	0,40	0,39
22	22.7	2		0	410	0,00	0,00	0,00
22	22.8	2		0	100	0,00	0,00	0,00
22	22.9	2	1	8385	410	1,58	1,50	1,36
22	22.10	2	2	10062	410	1,90	2,60	2,01
22	22.11	2	2	3354	300	0,63	0,90	0,72
22	22.12	2	2	3074	210	0,58	0,70	0,54
22	22.13	2	2	3634	300	0,69	0,70	0,69
22	22.14	2	2	3913	400	0,74	0,90	0,90
22	22.15	2	2	4472	300	0,84	1,40	1,33
22	22.16	2	2	2236	430	0,42	0,60	0,39
22	22.17	2	2	3578	300	0,68	0,81	0,64
23	23.1	1	1	4472	999	0,84	1,00	0,50
23	23.3	1	1	23478	430	4,43	2,20	1,48
23	23.4	1	1	4472	300	0,84	1,40	0,93
23	23.5	1	2	9503	300	1,80	1,60	1,54
23	23.6	1	1	1398	300	0,26	0,50	0,31
23	23.7	1	2	5478	400	1,03	1,30	0,96
23	23.8	1	2	1398	100	0,26	0,50	0,27
23	23.9	1	2	5310	410	1,00	1,40	1,04
23	23.10	1		0	410	0,00	0,00	0,00
23	23.13	1	2	1398	410	0,26	0,30	0,20
23	23.15	1	2	6708	300	1,27	1,20	1,20
23	23.16	1		0	999	0,00	0,00	0,00
23	23.17	1	2	2236	300	0,42	0,60	0,55
24	24.1	2	2	8106	310	1,53	0,62	0,62
24	24.2	2	1	10900	999	2,06	1,80	1,40
24	24.4	2	1	2795	300	0,53	0,90	0,73
24	24.5	2	2	19185	300	3,62	3,20	3,05
24	24.6	2	1	5590	400	1,06	1,80	1,73
24	24.7	2	1	7658	430	1,45	1,90	1,76
24	24.8	2	2	2404	430	0,45	0,50	0,50
24	24.9	1	2	1398	300	0,26	0,30	0,29
24	24.10	1	2	1398	300	0,26	0,30	0,30
24	24.12	1	2	3634	300	0,69	0,30	0,30

Número de Hidrante	Número de parcela	Turno actual	Turno EG3	Superficie (m2)	Código de Cultivo	Dotación teórica (l/s)	Dotación máxima medida (l/s)	Dotación media medida (l/s)
24	24.15	2	2	6149	300	1,16	1,61	1,57
25	25.1	1	1	13416	300	2,53	3,01	1,89
25	25.2	2	2	35217	300	6,65	8,20	7,09
25	25.3	1	1	3354	420	0,63	1,00	0,91
25	25.5	1	1	15652	420	2,96	1,20	1,09
25	25.6	2	1	8106	480	1,53	0,60	0,60
25	25.7	1	2	8944	100	1,69	1,60	1,51
25	25.8	1	2	3913	420	0,74	0,81	0,71
25	25.10	1	1	9503	100	1,80	1,60	1,28
26	26.1	2	1	1956	300	0,37	0,20	0,20
26	26.2	2	1	3354	410	0,63	0,70	0,56
26	26.3	2	1	3298	200	0,62	0,70	0,59
26	26.4	2	1	2236	400	0,42	0,50	0,46
26	26.5	2	1	4617	420	0,87	1,20	0,97
26	26.6	2	1	10062	410	1,90	1,70	1,48
26	26.7	2	1	6708	100	1,27	2,40	1,98
26	26.8	2	1	4606	300	0,87	1,01	0,93
26	26.9	2	1	1677	300	0,32	0,60	0,40
26	26.10	2	1	4472	100	0,84	0,20	0,14
26	26.11	2	2	4192	300	0,79	0,40	0,38
26	26.12	1	2	11180	999	2,11	2,30	0,96
26	26.13	2		0	100	0,00	0,00	0,00
26	26.14	2	2	3074	300	0,58	0,60	0,57
26	26.15	2	2	9000	430	1,70	1,80	1,73
26	26.16	2	2	1118	300	0,21	0,30	0,13
26	26.17	2	2	5870	410	1,11	1,20	0,94
26	26.18	2	2	3913	300	0,74	0,80	0,70
26	26.19	2	2	5031	300	0,95	1,50	1,25
26	26.20	2	2	5590	300	1,06	0,20	0,20
27	27.1	1	1	15652	310	2,96	0,70	0,69
27	27.2	1	2	24596	420	4,65	2,81	2,55
27	27.3	1	1	5590	410	1,06	1,70	1,45
27	27.4	2	2	17888	200	3,38	6,40	5,22
27	27.5	1	2	5031	400	0,95	1,50	1,10
27	27.6	2	1	17329	410	3,27	3,00	2,94
27	27.7	1	1	25714	410	4,86	4,60	4,30
27	27.8	1	2	2795	100	0,53	0,50	0,45
27	27.9	1	2	2795	100	0,53	0,70	0,54
28	28.1	2	1	7826	100	1,48	1,60	1,25
28	28.2	2	2	8385	100	1,58	1,90	1,90
28	28.3	2		0	100	0,00	0,00	0,00
28	28.4	2	1	9224	100	1,74	1,80	1,75
28	28.5	2	2	5590	100	1,06	1,30	1,19
28	28.6	2	2	1677	100	0,32	0,50	0,39
29	29.1	1	1	15093	420	2,85	2,80	2,24
29	29.2	1	2	15652	100	2,96	2,21	2,02
29	29.3	1	1	4192	420	0,79	1,00	0,95
29	29.4	1	2	22360	410	4,22	5,60	5,25
29	29.7	1	1	1118	430	0,21	0,00	0,00
29	29.8	1	1	5031	200	0,95	0,60	0,60
29	29.9	1	1	3969	100	0,75	0,50	0,50
29	29.10	1	1	6988	100	1,32	1,30	1,19
29	29.11	1	1	8664	999	1,64	1,82	1,66

Número de Hidrante	Número de parcela	Turno actual	Turno EG3	Superficie (m2)	Código de Cultivo	Dotación teórica (l/s)	Dotación máxima medida (l/s)	Dotación media medida (l/s)
29	29.15	1	2	2236	430	0,42	0,20	0,14
29	29.16	1	2	2236	430	0,42	0,51	0,36
30	30.1	2	1	27391	300	5,17	4,00	3,39
30	30.2	2	2	14534	100	2,75	4,10	3,46
30	30.3	2	1	3913	100	0,74	0,70	0,64
30	30.4	2	2	11739	999	2,22	1,51	1,24
30	30.5	2	1	24596	420	4,65	6,01	5,05
30	30.6	2	2	4651	430	0,88	0,80	0,77
30	30.7	2	2	11460	100	2,16	2,60	2,49
30	30.8	2	2	8944	100	1,69	2,40	2,00
31	31.2	1	2	34658	100	6,55	4,40	3,85
31	31.4	1	1	21074	300	3,98	1,80	1,12

Código de Cultivo	Especie	Variedad
100	Limón	VERNA
210	Limón	FINO
300	Albaricoquero	BÚLIDA
310	Albaricoquero	REAL FINO
320	Almendra	GUARA
330	Melocotonero	ANDROS
400	Naranja	NAVEL
410	Naranja	SANGUINELLI
420	Naranja	VERNA
430	MIXTO	Albaricoquero + Naranja
450	Naranja	LANE - LATE
460	Naranja	NAVE-LATE
470	Naranja	FORTUNA
480	Naranja	VALENCIA-LATE
490	Naranja	CLEMENULES
500	FRUTALES	BULIDA+ ANDROS
999	HORTÍCOLAS	HORTÍCOLAS