



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA  
HIDRÁULICA Y MEDIO AMBIENTE

DESARROLLO E IMPLEMENTACIÓN DE  
UN MODELO REALISTA DE DEMANDAS  
Y FUGAS DEPENDIENTES DE LA PRESIÓN  
PARA REDES DE DISTRIBUCIÓN DE  
AGUA URBANA

TESIS DOCTORAL

AUTOR:

D<sup>a</sup>. MARÍA PILAR CONEJOS FUERTES

DIRECTOR:

Dr. D. FERNANDO MARTÍNEZ ALZAMORA

---

Valencia, Noviembre de 2015



*Dedicado  
a  
mi familia*



## AGRADECIMIENTOS

---

No me gustaría dar por concluido el documento sin mostrar mi agradecimiento a todas esas personas que de alguna forma han contribuido al avance y desarrollo de esta tesis doctoral.

En primer lugar a mi director de tesis, D. Fernando Martínez Alzamora, por sus innovadoras ideas en materia de modelación y análisis de redes de abastecimiento urbano, por su gran capacidad de trabajo, por sus muchas sugerencias y sus buenos consejos a lo largo de estos años. Sin él esta tesis no hubiese sido posible.

A todos mis compañeros de Aguas de Valencia por su apoyo y participación en el trabajo.

A todos los miembros del grupo REDHISP del Instituto de Ingeniería del Agua y Medio Ambiente, por su ayuda y colaboración.

Y, por supuesto, a mi familia sin el apoyo de la cual el desarrollo de este trabajo no hubiera visto la luz.



**DESARROLLO E IMPLEMENTACIÓN DE UN MODELO REALISTA  
DE DEMANDAS Y FUGAS DEPENDIENTES DE LA PRESIÓN PARA  
REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA URBANA**

---

**Resumen**

En los sistemas de distribución de agua urbanos tanto el caudal demandado por los usuarios como el caudal de fugas latentes dependen de la presión disponible en la red. Cuando por diversas circunstancias (rotura de tubería, parada de bombas...) se produce una reducción de presión, el caudal real consumido puede llegar a disminuir considerablemente debido a la falta de presión para satisfacer por completo la demanda. En este caso se dice que la red trabaja en condiciones de insuficiencia de presión. Por otra parte, en condiciones normales, donde la demanda es plenamente satisfecha, si aumenta la presión en la acometida el consumo de agua del usuario se incrementará ligeramente. Del mismo modo, el caudal de fugas latente en la red será tanto mayor cuanto más elevada sea la presión y viceversa.

Los modelos de simulación hidráulicos tradicionales no tienen en cuenta esta circunstancia y suponen que toda la demanda de agua es constante e independiente de la presión, lo cual representa una limitación importante de los mismos, sobre todo cuando se trata de simular situaciones de emergencia. Es necesario pues disponer de modelos de simulación hidráulicos más realistas, que puedan modelizar el comportamiento de las redes de distribución de agua urbana bajo cualquier condición de operación y presión de suministro.

En la literatura se han propuesto diferentes métodos para modelizar el comportamiento de las redes urbanas considerando que la demanda del usuario y/o las fugas dependen de la presión. En la mayoría de ellos se requiere por un lado una ley que correlacione el caudal de fugas con la presión y, adicionalmente, una función que correlacione la demanda del usuario en función de la presión disponible en la acometida (curva DDP). Si bien se han realizado numerosos estudios y ensayos reales para establecer dicha relación para las fugas, siendo la ley potencial la más empleada y contrastada hoy en día, en cambio, son pocos los estudios realizados para correlacionar la demanda del usuario con la presión en redes de suministro urbano, sobre todo desde el punto de vista práctico.

En este trabajo se han revisado las funciones DDP propuestas hasta la fecha por distintos autores, se ha analizado el comportamiento de la demanda en función de la presión desde el punto de vista teórico y experimental sobre una red real y

se ha propuesto una nueva función que se ajusta al comportamiento analizado, a la vez que cumple una serie de propiedades matemáticas que permite integrarla en los modelos hidráulicos garantizando la estabilidad de los cálculos.

La función propuesta dispone de varios parámetros de ajuste que permiten adaptarla a diferentes tipologías de viviendas, de acuerdo al nivel social o de equipamiento, al número de alturas, existencia o no de grupo de bombeo, etc. En el trabajo se han tabulado los parámetros de ajuste para distintas tipologías de suministro, a fin de que puedan ser empleados a falta de información real de campo.

También la función DDP propuesta se ha ajustado al caso particular de la red de Valencia, donde durante cuatro meses se han realizado ensayos en un sector de consumo. Tras establecer un programa de modificación de la presión se ha analizado su influencia sobre la demanda de los usuarios. Para ello ha sido clave la información proporcionada por la telemida de los contadores domiciliarios instalados en este sector. Además, se ha correlacionado la presión con el caudal de fugas y se ha ajustado el exponente de la ley potencial.

Finalmente se ha propuesto una metodología práctica para implementar un modelo integrado de demandas y fugas dependientes de la presión a partir de la información fácilmente disponible en cualquier abastecimiento moderno.

Este modelo es capaz de proporcionar, en todos los nudos de la red y bajo cualquier condición de regulación, la evolución del valor de la presión y el caudal real consumido, con el valor añadido de que este último es diseccionado en los términos que lo integran (fugas, demanda registrada y demanda no registrada). Otro dato adicional que proporciona el modelo es la evaluación del déficit o superávit de demanda de los usuarios para cada escenario.

Al simular el comportamiento de la red bajo cualquier circunstancia de operación, el modelo es aplicable en situaciones de emergencia como la rotura de una tubería de transporte a fin de analizar su impacto en el grado de satisfacción de la demanda de los usuarios o para analizar la repercusión de una política de gestión de la presión tanto sobre el nivel de fugas como sobre la demanda. Simulaciones que no pueden realizarse con un modelo tradicional de demandas fijas.

Finalmente el modelo propuesto puede resultar muy útil para realizar estudios realistas de fiabilidad y resiliencia de las redes de distribución destinados a garantizar el servicio a los usuarios.



**DESARROLLO E IMPLEMENTACIÓN DE UN MODELO REALISTA  
DE DEMANDAS Y FUGAS DEPENDIENTES DE LA PRESIÓN PARA  
REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA URBANA**

---

## **Resum**

En els sistemes de distribució d'aigua urbans tant el cabal demandat pels usuaris com el cabal de fugues latents depenen de la pressió disponible en la connexió. Quan, per diverses circumstàncies (trencament de canonada, parada de bombes...) es produeix una reducció de pressió a la xarxa, el cabal real consumit pot arribar a disminuir considerablement a causa de que la pressió pot ser insuficient per satisfer del tot la demanda. En aquest cas es diu, que la xarxa treballa en condicions d'insuficiència de pressió. D'altra banda, en condicions normals, quan la demanda és plenament satisfeta, si augmenta la pressió en la connexió, el consum de l'usuari augmentarà lleugerament. De forma anàloga, el cabal de fugues latent de la xarxa serà més gran com més elevada siga la pressió i viceversa.

Els models de simulació hidràulics tradicionals no tenen en compte aquesta circumstància i suposen que tota la demanda d'aigua és constant i independent de la pressió, la qual cosa representa una limitació important dels mateixos. Cal doncs disposar de models de simulació hidràulics més realistes, que puguin modelitzar el comportament de les xarxes de distribució d'aigua urbana sota qualsevol condició d'operació i de pressió de subministrament.

Fins a la data, diversos autors han proposat diferents mètodes per modelitzar el comportament de les xarxes urbanes considerant que la demanda de l'usuari i/o les fugues depenen de la pressió. En la majoria d'ells es requereix per una banda una llei que correlacione el cabal de fugues amb la pressió i, adicionalment, una funció que correlacione la demanda de l'usuari en funció de la pressió disponible en la connexió (Curva DDP). S'han realitzat nombrosos estudis i assajos reals per establir aquesta relació per a les fugues, sent la llei potencial establerta d'acord a la teoria de descàrrega d'àrea fixa i variable (FVAD) la més emprada i contrastada avui en dia. No obstant això, són pocs els estudis realitzats per correlacionar la demanda de l'usuari amb la pressió, sobretot des del punt de vista pràctic en xarxes de subministrament urbà.

En aquest treball s'han revisat les funcions DDP proposades fins avui per diferents autors, s'ha analitzat el comportament de la demanda en funció de la pressió, des del punt de vista teòric i experimental sobre una xarxa real, i s'ha

proposat una nova funció que s'ajusta al comportament analitzat alhora que disposa de les propietats matemàtiques necessàries per a ser integrades en un model.

Aquesta funció proposta disposa de paràmetres d'ajust que permet adaptar-la a diferents tipologies d'habitatges, d'acord al nombre d'altures, existència o no de grup de pressió, etc. En el treball s'han tabulat els paràmetres d'ajust per a diferents tipologies d'habitatge, a fi que puguen ser emprats a falta d'informació real de camp.

Aquesta funció DDP s'ha ajustat al cas particular de la xarxa de València, on durant quatre mesos s'han realitzat assajos en un sector de la xarxa d'abastament. Després d'establir un programa de modificació de la pressió s'ha analitzat la seua influència sobre la demanda dels usuaris per a això ha sigut clau la informació proporcionada per la telemesura dels comptadors domiciliaris instal·lats en aquest sector. A més s'ha correlacionat la pressió amb el cabal de fugues i s'ha ajustat l'exponent de la llei potencial.

Finalment s'ha proposat una metodologia pràctica per implementar un model integrat de demandes y fugues dependents de la pressió a partir de la informació pràctica disponible en qualsevol abastiment.

Aquest model és capaç de proporcionar, en tots els nusos de la xarxa i sota qualsevol condició de regulació, el valor de la pressió i el cabal consumit, amb el valor afegit que aquest últim és dissecionat en els termes que l'integren (fugues, demanda registrada i demanda no registrada). Una altra dada addicional que proporciona el model és el dèficit o superàvit de demanda dels usuaris.

Com es simula la xarxa sota qualsevol circumstància d'operació, el model és molt vàlid en situacions com el trencament d'una canonada de transport a fi d'analitzar el seu impacte en el grau de satisfacció de la demanda dels usuaris o analitzar la repercussió d'una política de gestió de la pressió tant en el nivell de fugues com en el demanda. Simulacions que no poden fer-se amb un model tradicional de demandes fixes.

**DESARROLLO E IMPLEMENTACIÓN DE UN MODELO REALISTA  
DE DEMANDAS Y FUGAS DEPENDIENTES DE LA PRESIÓN PARA  
REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA URBANA**

---

**Abstract**

In urban water supply networks, the demanded flow and the latent leakage flow depend on the available pressure on the user's node. So when due to different circumstances (pipe breakage, pumps detention...) a pressure reduction occurs in the network, the real consumed flow can decrease considerably because the pressure may be insufficient to fully meet the users' demand. In this case it is said that the network is working under insufficient pressure conditions. Otherwise, in normal conditions, when the demand is fully satisfied, if pressure increases in the service connection, consumption will slightly increase. Similarly, the latent leakage flow of the network will be higher as the pressure increases and vice versa.

Traditional simulation models do not take into account this circumstance and suppose that demand is constant and independent of pressure, which represents an important limitation thereof. Due to this fact, it is necessary to have more realistic hydraulic simulation models that are able to model the behavior of urban distribution water networks under any operation and supply pressure conditions.

Till the date, many authors have proposed different methods to model the behavior of urban water supply networks considering that the user's demand and/or leakages depend on pressure. In most of them it is needed a law that correlates the leakage flow with pressure and, additionally, a function that correlates the user's demand depending on the available pressure in the user's node (PDD curve). Several approaches and real assays have been done in order to establish that relation for leakages, being the potential law set according to the discharge theory of fixed and variable area (FVDA), the most used and proven till the date. However, there aren't many approaches that correlate the user's demand with pressure, especially from a practical point of view in urban water distribution networks.

In this work there have been reviewed the proposed PDD functions so far by various authors, it has been analyzed the behavior of demand as a function of pressure, from the theoretical and experimental point of view on a real network, and have been proposed some new functions that fit the analyzed behavior and also has the necessary mathematical properties to be integrated in a model.

The proposed function has adjustment parameters that make it able to be adapted to different housing typologies, according to the heights, existence of pump or not, etc. In the work there have been tabulated the adjustment parameters for different housing typologies, so that they can be used without real information.

This PDD function has been adjusted to the particular case of the network of Valencia, where during four months there have been made assays in a sector of the distribution network. After establishing a modification of pressure program its influence on the user's demand has been analyzed, for what the information given by the telemetry counters installed in this sector has been very important. Also, the pressure has been correlated with the leakage flow and the exponent of the potential law has been adjusted.

Finally, it has been proposed a practical methodology to implement an integrated model of demands and leakages dependent of pressure from practical information available in any supply network.

This model is able to provide, in every node of the network and under any regulation condition, the value of the pressure and the consumed flow, moreover, this last one is dissected in the terms that compose it (leakages, registered demand and non-registered demand). An additional data that the model provides is the deficit or surplus of the users' demand.

The simulation of the network has been made under any operation circumstance, so the model is also valid in situations as transport pipe breakage, to analyze its impact in the demand fulfilling grade or analyzing the repercussion of a leakage management policy in both leakage and demand levels. Simulations that can't be done with a traditional model of fixed demands.

# Índice de contenidos

Resumen .....	I
Resum .....	III
Abstract .....	V
<b>Capítulo 1. Introducción general</b> .....	<b>1</b>
1. Motivación de la investigación .....	1
2. Objetivo de la tesis.....	3
3. Estructura del trabajo .....	3
<b>Parte I. Curvas de dependencia de la demanda con la presión</b> .....	<b>5</b>
<b>Capítulo 2. Estado del arte</b> .....	<b>7</b>
1. Análisis de la situación .....	7
2. Revisión bibliográfica de las curvas propuestas para correlacionar la demanda con la presión (curvas DDP) .....	8
3. Revisión de los ensayos experimentales realizados.....	15
4. Revisión de la metodología para implementar un modelo de demandas dependientes de la presión (DDP) .....	18
4.1 Modificación del algoritmo global del gradiente (GGA) .....	19
4.2 Procedimiento iterativo sobre un modelo tradicional conducido por demandas considerando una curva DDP .....	25
4.3 Modelización de las demandas dependientes de la presión a través de emisores .....	28
4.4 Modelización de las demandas dependientes de presión introduciendo embalses ficticios .....	29
5. Conclusión.....	31
<b>Capítulo 3. Modelo estático realista para las DDP</b> .....	<b>33</b>
1. Curvas motriz y resistente en un nudo de una red .....	33
2. Demandas fijas y demandas variables .....	35
2.1 Demandas variables.....	35
2.2 Demandas fijas .....	37
2.3 Demanda global.....	38
3. Caso de edificios en altura .....	39
4. Variación de la demanda con la presión en un instante dado .....	40
<b>Capítulo 4. Modelo de evolución diaria de las DDP</b> .....	<b>45</b>
1. Variación de la curva DDP a lo largo de 24 horas .....	45
2. Curvas similares. Punto de referencia .....	48

<b>Capítulo 5. Análisis de la variación de la demanda con la presión en suministros urbanos tipo</b>	<b>53</b>
1. Introducción.....	53
2. Esquema básico para simular las demandas fijas y variables .....	53
2.1 Caso 1: Válvula VLQ + Emisor .....	54
2.2 Caso 2: Válvula TCV + Emisor .....	55
3. Suministro a viviendas unifamiliares .....	55
3.1 Caso 1: Válvula VLQ + Emisor .....	57
3.2 Caso 2: Válvula TCV + Emisor .....	59
4. Suministro a edificios de varias alturas .....	61
5. Evolución del suministro de las DDP en 24 horas.....	64
<b>Capítulo 6. Funciones matemáticas propuestas para simular el comportamiento de las DDP</b>	<b>75</b>
1. Introducción.....	75
1.1 Función racional de grado 1 (Función DDP1) .....	76
1.2 Función racional de grado 2 incompleta (Función DDP2) .....	78
1.3 Función racional de grado 2 completa (Función DDP3) .....	79
2. Estudio de la función DDP1.....	81
3. Estudio de la función DDP2.....	82
4. Estudio de la función DDP3.....	84
5. Funciones similares.....	88
5.1 Transformación de la ecuación DDP1.....	88
5.2 Transformación de la ecuación DDP2.....	89
5.3 Transformación de la ecuación DDP3.....	90
6. Estudio comparativo de las distintas funciones propuestas.....	93
7. Influencia de los parámetros $\alpha$ y $\beta$ en las funciones definidas .....	95
<b>Capítulo 7. Parametrización de la función DDP3 para suministros urbanos</b>	<b>99</b>
1. Introducción.....	99
2. Caracterización de la función DDP3 para una vivienda unifamiliar .....	102
2.1 Validación del esquema de suministro considerado .....	102
2.2 Parametrización de la función DDP3 para una vivienda unifamiliar .....	107
3. Caracterización de la función DDP3 para un edificio de varias plantas .....	111
3.1 Influencia del número de alturas .....	111
3.2 Caracterización de la curva DDP3 para un edificio de 2 plantas .....	112
3.3 Caracterización de la curva DDP3 para un edificio de 3 plantas .....	113
3.4 Caracterización de la curva DDP3 para un edificio de más de 3 plantas.....	117
3.5 Caracterización de la curva DDP3 para un edificio con grupo de presión.....	120
3.6 Conclusiones.....	127
4. Caracterización de la función DDP3 para una zona urbana.....	129
4.1 Caso 1 .....	130
4.2 Caso 2 .....	133
4.3 Caso 3 .....	135
4.4 Caso 4 .....	138

<b>Capítulo 8. Caso experimental: variación de la demanda con la presión en una zona de la ciudad de Valencia</b>	<b>143</b>
1. Zona de estudio .....	143
1.1 Descripción de la red .....	144
1.2 Tipología de edificios .....	146
1.3 Equipamiento del sector.....	148
2. Ensayos realizados .....	150
3. Resultados de las mediciones .....	152
4. Ajuste de los parámetros $\alpha$ y $\beta$ de la función DDP.....	159
<b>Parte II. Modelo integrado de fugas y demandas dependientes de la presión</b>	<b>165</b>
<b>Capítulo 9. Modelo de variación del caudal de fugas con la presión</b>	<b>169</b>
1. Definición de caudal de pérdidas o fugas .....	169
2. Influencia de la presión en el caudal de fugas .....	172
3. Influencia de la presión en la frecuencia de aparición de nuevas fugas.....	176
<b>Capítulo 10. Caso experimental: variación del caudal de fugas con la presión en una zona de la ciudad de Valencia</b>	<b>179</b>
1. Introducción.....	179
2. Ley de variación del caudal de fugas con la presión para el caso analizado.....	180
3. Conclusión.....	184
<b>Capítulo 11. Implementación práctica de un modelo integrado de demandas y fugas dependientes de la presión</b>	<b>185</b>
1. Introducción.....	185
2. Análisis de la problemática de la asignación de consumos a los nudos del modelo ...	187
3. Modelo propuesto para la carga del modelo.....	190
3.1 Distribución del agua no contabilizada.....	190
3.2 Caracterización de las fugas .....	191
3.3 Evaluación del caudal de fugas en la red modelizada .....	192
3.4 Evaluación del caudal de fugas en la red no modelizada .....	195
3.5 Caracterización de la demanda .....	196
4. Formulación de un modelo dinámico integrado de fugas y demandas dependientes de la presión .....	198
4.1 Ecuaciones hidráulicas de la red para periodo extendido .....	198
4.2 Integración de los términos de fuga y demanda en las ecuaciones de la red .....	201
5. Implementación del modelo integrado .....	202
5.1 Resolución de las ecuaciones hidráulicas .....	202
5.2 Identificación de los coeficientes de fuga.....	206
5.3 Identificación del caudal de referencia .....	210
5.4 Simulación para diferentes condiciones de funcionamiento .....	212
5.5 Diagrama de Bloques.....	213

<b>Capítulo 12. Conclusiones, desarrollos futuros y aportaciones originales</b>	<b>221</b>
1. Conclusiones.....	221
2. Resultados obtenidos .....	224
3. Limitaciones y desarrollos futuros.....	225
4. Aportaciones originales de la tesis .....	226
 <b>Bibliografía</b>	 <b>229</b>



## Índice de figuras

<b>Capítulo 2. Estado del arte .....</b>	<b>7</b>
Fig. 2-1. Curva de variación de la demanda con la presión propuesta por Bhave. ....	9
Fig. 2-2. Curva de variación de la demanda con la presión propuesta por Germanopoulos.....	10
Fig. 2-3. Curva de variación de la demanda con la presión propuesta por Gupta and Bhave.....	10
Fig. 2-4. Curva de variación de la demanda con la presión propuesta por Reddy and Elango.....	11
Fig. 2-5. Curva de variación de la demanda con la presión propuesta por Wagner.....	11
Fig. 2-6. Curva de variación de la demanda con la presión propuesta por Fujiwara.....	12
Fig. 2-7. Curva de variación de la demanda con la presión propuesta por Tucciarelli. ....	13
Fig. 2-8. Curva de variación de la demanda con la presión propuesta por Tanyomboh .....	13
Fig. 2-9. Curva de variación de la demanda con la presión empleada por Wu .....	24
<b>Capítulo 3. Modelo estático realista para las DDP .....</b>	<b>33</b>
Fig. 3-1. Curva motriz y Curva resistente en un nudo para diferentes instantes (p punta, llano, v valle).....	34
Fig. 3-2. Variación de la demanda con la presión en un instante dado, para viviendas de igual altura.....	38
Fig. 3-3. Variación de la demanda con la presión en un instante dado, para viviendas de igual altura.....	39
Fig. 3-4. Variación de la demanda con la presión en un instante dado, para viviendas de igual altura.....	41
Fig. 3-5. Curva realista para expresar la variación de la demanda con la presión en un instante dado .....	44
<b>Capítulo 4. Modelo de evolución diaria de las DDP.....</b>	<b>45</b>
Fig. 4-1. Curva motriz y resistente en un nudo para distintos instantes .....	46
Fig. 4-2. Caudales demandados en función del tiempo .....	47
Fig. 4-3. Curvas similares para la DDP, adimensionalizadas para una misma $p_{ref}$ , y situación de los puntos de consumo en valle (A), llano (B) y punta (C) .....	50
Fig. 4-4. Curva DDP similar adimensionalizada respecto al punto de trabajo en cada instante, y limitación forzada del caudal máximo .....	51
<b>Capítulo 5 .Análisis de la variación de la demanda con la presión en suministros urbanos tipo.....</b>	<b>53</b>
Fig. 5-1. Esquema que modeliza el consumo variable en un modelo estático (Opción 1) .....	54

Fig. 5-2. Esquema que modeliza el consumo variable en un modelo estático (Opción 2)	55
Fig. 5-3. Esquema que modeliza consumo de varias viviendas unifamiliares (estático) ...	55
Fig. 5-4. Curvas DDP de viviendas unifamiliares, considerando VLQ para consumo fijo y variable y distintos porcentajes de caudal fijo y variable .....	57
Fig. 5-5. Curvas DDP de viviendas unifamiliares, considerando la demanda fija y variable mediante VLQ para varias demandas totales .....	58
Fig. 5-6. Curvas DDP de viviendas unifamiliares, considerando VLQ para demanda fija y TCV para variable para varias demandas totales .....	59
Fig. 5-7. Curvas DDP de viviendas unifamiliares, 30 % consumo variable y 70% consumo fijo .....	60
Fig. 5-8. Curvas DDP de viviendas unifamiliares, 50% consumo variable y 50% consumo fijo .....	60
Fig. 5-9. Curvas DDP de viviendas unifamiliares, 70% consumo variable y 30% consumo fijo .....	60
Fig. 5-10. Esquema que modeliza el suministro a un edificio de varias alturas .....	61
Fig. 5-11. Curva DDP de un edificio, considerando VLQ para demanda fija y variable .....	62
Fig. 5-12. Curva DDP de un edificio, considerando TVC para demanda variable, 30% demanda variable y 70% demanda fija y una demanda total de 10 l/s .....	63
Fig. 5-13. Curva DDP de un edificio, considerando TVC para demanda variable, 30% demanda variable y 70% demanda fija y una demanda total de 7 l/s .....	63
Fig. 5-14. Curva DDP de un edificio, considerando TVC para demanda variable, 30% demanda variable y 70% demanda fija y una demanda total de 3 l/s .....	63
Fig. 5-15. Esquema que modeliza consumo variable en un modelo dinámico .....	64
Fig. 5-16. Esquema que modeliza consumo de un edificio de varias plantas en un modelo dinámico.....	66
Fig. 5-17. Presiones horarias aguas arriba y aguas abajo de las VLQ que modelizan el consumo variable en 1ª y 5ª planta, para una altura de depósito de 50 m.....	66
Fig. 5-18. Presiones aguas arriba y aguas abajo de la VLQ que modeliza el consumo variable en 5ª planta, para una altura de depósito de 45m.....	67
Fig. 5-19. Evolución diaria de la demanda variable en 5ª planta para una altura de depósito de 50 m y de 45 m.....	67
Fig. 5-20. Coeficiente horario de demanda variable, respecto al medio esperado, para cada planta considerando una altura de depósito de 30 m.....	68
Fig. 5-21. Coeficiente horario de demanda total, respecto al medio esperado, para cada planta considerando una altura de depósito de 30 m .....	68
Fig. 5-22. Coeficiente horario de demanda total en la acometida, respecto al medio esperado, considerando una altura de depósito de 30 m .....	69
Fig. 5-23. Esquema que modeliza la demanda variable y fija en un edificio de varias plantas en un modelo dinámico.....	70

Fig. 5-24. Coeficiente de demanda total en última planta, respecto al medio esperado, considerando una altura de depósito de 45 m, y válvulas TCV para modelizar el consumo variable .....	71
Fig. 5-25. Coeficiente horario de demanda total, respecto al medio esperado, para cada planta, considerando una altura de depósito de 30 m .....	71
Fig. 5-26. Coeficiente horario de demanda total en la acometida, respecto al medio esperado, considerando una altura de depósito de 45 m.....	72
Fig. 5-27. Aproximación Curvas DDP para un edificio en hora punta, valle y llano (promedio entre caso kv constante TCV y q constante VLQ). A trazos un ajuste potencial.....	73
Fig. 5-28. Curvas universales DDP para un edificio en hora punta, valle y llano .....	73

**Capítulo 6. Funciones matemáticas propuestas para simular el comportamiento de las DDP.....75**

Fig. 6-1. Representación de la función DDP1 $y = (A.x)/(x+C)$ .....	77
Fig. 6-2. Representación de la función DDP2 $y = (A.x^2)/(x^2+C)$ .....	78
Fig. 6-3. Representación de la función DDP3 $y = (A x^2)/(x^2 + B x + C)$ .....	80
Fig. 6-4. Representación de la función DDP1 $y = (A x) / (x + C)$ .....	81
Fig. 6-5. Representación de la función DDP2 $y = (A x^2) / (x^2 + C)$ .....	82
Fig. 6-6. Representación de la función $y=(A x^2) / (x^2 + B x + C)$ .....	84
Fig. 6-7. Representación final de la función $y = (A x^2) / (x^2 + B x + C)$ .....	86
Fig. 6-8. Representación de la función DDP1 $y= (A x) / (x + C)$ en variables adimensionales.....	89
Fig. 6-9. Representación de la función $y= (A x^2) / (x^2 + C)$ en variables adimensionales ...	90
Fig. 6-10. Representación de la función $y = (A x^2) / (x^2 + B x + C)$ en variables adimensionales.....	91
Fig. 6-11. Comparación de las tres funciones propuestas con la obtenida mediante EPANET al simular el suministro de viviendas de dos plantas.....	93
Fig. 6-12. Influencia del parámetro $\alpha$ en la curva DDP2 universal .....	95
Fig. 6-13. Influencia del parámetro $\beta$ en la curva DDP universal, fijado el valor de $\alpha$ .....	96
Fig. 6-14. Influencia del parámetro $\alpha$ en la curva DDP3 universal, fijado el valor de $\beta$ .....	97

**Capítulo 7. Parametrización de la función DDP3 para suministros urbanos.....99**

Fig. 7-1. Función DDP3 ( $q' - p'$ ). Tramos considerados .....	99
Fig. 7-2. Esquema de suministro adoptado para viviendas unifamiliares .....	102
Fig. 7-3. Diámetros y demandas consideradas por planta. Caso 1 .....	103
Fig. 7-4. Curva DDP en variables reducidas para una vivienda unifamiliar. Caso 1 .....	103

Fig. 7-5. Diámetros y demandas consideradas por planta. Caso 2.....	104
Fig. 7-6. Curva DDP en variables reducidas para una vivienda unifamiliar. Caso 1 y Caso 2. Influencia del caudal demandado .....	104
Fig. 7-7. Diámetros y demandas consideradas por planta. Caso 3.....	105
Fig. 7-8. Influencia del dimensionado interior de la instalación .....	105
Fig. 7-9. Diámetros y demandas consideradas por planta. Caso 4.....	106
Fig. 7-10. Curva DDP en variables reducidas. Caso 1 y Caso 4 Influencia del porcentaje de demanda variable.....	106
Fig. 7-11. Factores de ponderación considerados para calcular el error cuadrático medio .....	107
Fig. 7-12. Ajuste de la Función DDP3 para vivienda unifamiliar, 30% demanda variable y $\beta=1,01$ .....	108
Fig. 7-13. Ajuste de la Función DDP3 para viv. unifamiliar, 30% demanda variable y $\beta=1,03$ .....	108
Fig. 7-14. Ajuste de la Función DDP3 para viv. unifamiliar, 30% demanda variable y $\beta=1,05$ .....	109
Fig. 7-15. Ajuste de la Función DDP3 para viv. unifamiliar, 30% demanda variable y $\beta=1,1$ .....	109
Fig. 7-16. Ajuste de la Función DDP3 para viv. unifamiliar, 70% demanda variable y $\beta=1,01$ .....	109
Fig. 7-17. Ajuste de la Función DDP3 para viv. unifamiliar, 70% demanda variable y $\beta=1,03$ .....	110
Fig. 7-18. Ajuste de la Función DDP3 para viv. unifamiliar, 70% demanda variable y $\beta=1,05$ .....	110
Fig. 7-19. Ajuste de la Función DDP3 para viv. unifamiliar, 70% demanda variable y $\beta=1,1$ .....	110
Fig. 7-20. Curva DDP en variables reducidas para viv. unifamiliar y edificio de 4 plantas. Influencia del número de alturas sobre la curva DDP .....	111
Fig. 7-21. Diámetros y demandas consideradas por planta para un edificio de 2 plantas.....	112
Fig. 7-22. Curva DDP en variables reducidas para viv. unifamiliar y edificio de 2 plantas.....	112
Fig. 7-23. Diámetros y demandas consideradas por planta para un edificio de 3 plantas.....	113
Fig. 7-24. Curva DDP en variables reducidas para viv. unifamiliar y edificio de 2 y 3 plantas Influencia del número de alturas sobre la curva DDP .....	113
Fig. 7-26. Ajuste de la Función DDP3 edificio 3 plantas 30% demanda variable y $\beta=1,03$ .....	114

Fig. 7-27. Ajuste de la Función DDP3 edificio 3 plantas 30% demanda variable y $\beta=1,05$ .....	115
Fig. 7-28. Ajuste de la Función DDP3 edificio 3 plantas 30% demanda variable y $\beta=1,1115$	
Fig. 7-29. Ajuste de la Función DDP3 edificio 3 plantas 70% demanda variable y $\beta=1,01$ .....	115
Fig. 7-30. Ajuste de la Función DDP3 edificio 3 plantas 70% demanda variable y $\beta=1,03$ .....	116
Fig. 7-31. Ajuste de la Función DDP3 edificio 3 plantas 70% demanda variable y $\beta=1,05$ .....	116
Fig. 7-32. Ajuste de la Función DDP3 edificio 3 plantas 70% demanda variable y $\beta=1,1$ .....	116
Fig. 7-34. Ajuste de la Función DDP3 de un edificio 4 plantas 30% demanda variable y $\beta=1,01$ .....	117
Fig. 7-35. Ajuste de la Función DDP3 de un edificio 4 plantas 30% demanda variable y $\beta=1,05$ .....	118
Fig. 7-36. Ajuste de la Función DDP3 de un edificio 4 plantas 30% demanda variable y $\beta=1,1$ .....	118
Fig. 7-37. Ajuste de la Función DDP3 de un edificio 4 plantas 70% demanda variable y $\beta=1,01$ .....	118
Fig. 7-38. Ajuste de la Función DDP3 de un edificio 4 plantas 70% demanda variable y $\beta=1,03$ .....	119
Fig. 7-39. Ajuste de la Función DDP3 de un edificio 4 plantas 70% demanda variable y $\beta=1,05$ .....	119
Fig. 7-40. Ajuste de la Función DDP3 de un edificio 4 plantas 70% demanda variable y $\beta=1,1$ .....	119
Fig. 7-41. Curva DDP en variables reducidas de un edificio de 3, 4 y 5 plantas con un 30% de demanda variable. Influencia del número de plantas en la curva DDP de variables reducidas. ....	120
Fig. 7-42. Diámetros y demandas consideradas por planta para un edificio de 6 y 7 alturas con bomba a partir de la planta 4 .....	121
Fig. 7-43. Curva DDP en variables reducidas de un edificio de 6 plantas alimentado en directo, y dos edificios de 6 y 7 plantas alimentados con bomba a partir de la planta 4. Demanda variable del 30%. ....	122
Fig. 7-44. Curva DDP en variables reducidas de un edificio de 7 plantas con bomba a partir de la planta 4 con un 30% y un 70% de demanda vble. Influencia del porcentaje de demanda variable .....	122
Fig. 7-45. Curva DDP en vbles reducidas de un edificio con bomba a partir de la planta 4, $\beta 1,01$ .....	123

Fig. 7-46. Curva DDP en vbles reducidas de un edificio con bomba a partir de la p 4, $\beta=1,03$ .....	123	
Fig. 7-47. Curva DDP en vbles reducidas de un edificio con bomba a partir de la p 4, $\beta=1,05$ .....	123	
Fig. 7-48. Curva DDP en vbles reducidas de un edificio con bomba a partir de la p 4, $\beta=1,1$ .....	124	
Fig. 7-49. Diámetros y demandas consideradas por planta para un edificio de 6 alturas con bomba a partir de la planta 5 .....	124	
Fig. 7-50. Curva DDP en variables reducidas de un edificio de 6 plantas alimentado en directo y con bomba a partir de la planta 5. Influencia del grupo de presión en la curva.....	124	
Fig. 7-51. Curva DDP en variables reducidas de un edificio de 6 plantas con bomba a partir de la planta 5. Influencia del porcentaje de demanda variable. ....	125	
Fig. 7-52. Curva DDP en vbles reducidas de un edificio con bomba a partir de la p 5, $\beta=1,01$ .....	125	
Fig. 7-53. Curva DDP en vbles reducidas de un edificio con bomba a partir de la p 5, $\beta=1,03$ .....	126	
Fig. 7-54. Curva DDP en vbles reducidas de un edificio con bomba a partir de la p 5, $\beta=1,05$ .....	126	
Fig. 7-55. Curva DDP en vbles reducidas de un edificio con bomba a partir de la p 5, $\beta=1,1$ .....	126	
Fig. 7-56. Curva DDP real edificios sin bomba	Fig. 7-57. Función DDP edificios sin bomba.....	128
Fig. 7-58. Curva DDP real edificios con bomba	Fig. 7-59. Función DDP edificios con bomba .....	128
Fig. 7-60. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana de Valencia (La Torre) $\beta 1,01$ .....	131	
Fig. 7-61 Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana de Valencia (La Torre) $\beta 1,03$ .....	132	
Fig. 7-62. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana de Valencia (La Torre) $\beta 1,05$ .....	132	
Fig. 7-63. Curva DDP en variables reducidas para zona urbana de Valencia (La Torre) con un 30% de demanda variable y un 70% de demanda variable .....	132	
Fig. 7-64. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 2 y $\beta 1,01$ .	134	
Fig. 7-65. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 2 y $\beta 1,03$ .	134	
Fig. 7-66. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 2 y $\beta 1,05$ ..	134	
Fig. 7-67. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 2 y $\beta 1,1$ ...	135	

Fig. 7-68. Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 2 con un 30% de demanda variable y un 70% de demanda variable .....	135
Fig. 7-69. Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 3 y para un edificio de 3 y 5 alturas .....	136
Fig. 7-70. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 3 y $\beta$ 1,01 .	137
Fig. 7-71. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 3 y $\beta$ 1,03 .	137
Fig. 7-72. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 3 y $\beta$ 1,05 .	137
Fig. 7-73. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 3 y $\beta$ 1,1 ...	138
Fig. 7-74. Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 3 y distintos porcentajes de demanda variable.....	138
Fig. 7-75. Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 3 y caso 4 .....	139
Fig. 7-76. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 4 y $\beta$ 1,01 .	140
Fig. 7-77. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 4 y $\beta$ 1,03 .	140
Fig. 7-78. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 4 y $\beta$ 1,05 .	140
Fig. 7-79. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 4 y $\beta$ 1,1 ...	141

**Capítulo 8. Caso experimental: variación de la demanda con la presión en una zona de la ciudad de Valencia .....**

Fig. 8-1. Situación zona de estudio .....	143
Fig. 8-2. Red de abastecimiento urbana de la ciudad de Valencia .....	144
Fig. 8-3. Plano de la zona de estudio .....	146
Fig. 8-4. Distribución de edificios por alturas y equipamiento bombeo en la zona de estudio.....	147
Fig. 8-5. Distribución de abonados por plantas en la zona de estudio .....	148
Fig. 8-7. Programa temporal de presiones en la zona de estudio .....	151
Fig. 8-8. Presión horaria registrada en la alimentación al sector, aguas abajo de la válvula reductora, durante el periodo de ensayo.....	152
Fig. 8-9. Presión media diaria registrada en la alimentación al sector durante el periodo de ensayo .....	152
Fig. 8-10. Evolución de la demanda media horaria para los abonados sin bomba, antes de iniciar el programa de modificación de presión (desde 1/01/2015 hasta 9/03/2015) ...	154
Fig. 8-11. Evolución de la demanda media horaria para los abonados con bomba, antes de iniciar el programa de modificación de presión (desde 1/01/2015 hasta 9/03/2015) .....	155
Fig. 8-12. Evolución temporal demanda medio mensual por abonado y presión media mensual a la entrada del sector .....	155

Fig. 8-13. Evolución temporal demanda media semanal por abonado y presión media semanal a la entrada del sector .....	156
Fig. 8-14. Variación porcentual de la dotación de los abonados sin bomba respecto a los abonados con bomba en función de la presión media diaria .....	156
Fig. 8-15. Evolución temporal de la demanda media diaria y presión media diaria a la entrada del sector. ....	157
Fig. 8-16. Evolución demanda horaria abonados sin bomba durante episodio de descenso de la presión por debajo del valor de referencia .....	158
Fig. 8-17. Evolución demanda horaria abonados con bomba durante episodio de descenso de la presión por debajo del valor de referencia .....	159
Fig. 8-18. Evolución de la presión a la entrada del sector y en varias acometidas .....	160
Fig. 8-19. Demanda de los abonados sin bomba frente a la presión de entrada al sector .....	160
Fig. 8-20. Demanda de todos los abonados frente a la presión de entrada al sector .....	160
<b>Capítulo 9. Modelo de variación del caudal de fugas con la presión .....</b>	<b>169</b>
Fig. 9-1. Balance de agua propuesto por IWA .....	170
Fig. 9-2. Tipos de fugas (Fuente: Tardelli Filho, 2006).....	171
Fig. 9-3. Imágenes de fugas visibles .....	171
Fig. 9-4. Coeficiente de descarga de un orificio de 1mm de diámetro frente al Número de Reynolds Fuente: Lambert, 2001 .....	173
Fig. 9-5. Picaje en tubería	Fig. 9-6. Fisura en tubería ... 175
Fig. 9-7. Valores de exponente N1 obtenidos experimentalmente. (Fuente www.leaksuite.com) .....	175
Fig. 9-8. Valor de N <sub>1</sub> en función del índice ILI y el porcentaje de fugas detectables en tuberías rígidas. (Fuente: Thorton y Lambert, 2005) .....	176
Fig. 9-9. Influencia de la presión en la frecuencia de aparición de nuevas fugas (Fuente Thorton y Lambert, 2006) .....	177
Fig. 9-10. Influencia de la presión en la aparición de nuevas fugas (Fuente: Thorton y Lambert, 2007) .....	177
Fig. 9-11. Relación entre la frecuencia de aparición de nuevas fugas y la presión máxima media (Fuente Lambert et al, 2013).....	178
<b>Capítulo 10. Caso experimental: variación del caudal de fugas con la presión en una zona de la ciudad de Valencia.....</b>	<b>179</b>
Fig. 10-1. Evolución de la presión media mensual y el caudal de fugas medio mensual durante el programa experimental en red.....	180
Fig. 10-2. Evolución de la presión media diaria, el caudal mínimo inyectado a la red y el caudal de fugas .....	180



Fig. 10-3. Reparación rotura tubería .....	182
Fig. 10-4. Fases consideradas para calcular el exponente $N_1$ .....	183
Fig. 10-5. Ajuste del exponente $N_1$ en 1º y 2º Tramo de Ascenso .....	183
Fig. 10-6. Ajuste del exponente teniendo en cuenta todo el periodo de modificación de presión.....	184
<b>Capítulo 12. Conclusiones, desarrollos futuros y aportaciones originales .....</b>	<b>221</b>
Fig. 12-1. Curva DDP expresada en variables reducidas.....	223



## Índice de tablas

<b>Capítulo 7. Parametrización de la función DDP3 para suministros urbanos.....</b>	<b>99</b>
Tabla 7-1. Coeficientes de ajuste $\alpha$ y $\beta$ para una vivienda unifamiliar y distintos tipos de demanda variable	108
Tabla 7-2. Coeficientes de ajuste $\alpha$ y $\beta$ para un edificio de 3 plantas	114
Tabla 7-3. Coef.de ajuste $\alpha$ y $\beta$ para un edif. a partir de 4 pl. y un 30% y un 70% de demanda vble	117
Tabla 7-4. Coef.de ajuste $\alpha$ y $\beta$ para un edif. a partir de 4 pl. y un 50% de demanda variable	117
Tabla 7-5. Coeficientes de ajuste $\alpha$ y $\beta$ para un edificio alimentado por bomba a partir de la planta 4	122
Tabla 7-6. Coeficientes de ajuste $\alpha$ y $\beta$ para un edificio alimentado por bomba a partir de la 5 p	125
Tabla 7-7. Coeficientes de ajuste $\alpha$ y $\beta$ para varias tipologías de edificios y 30% demanda variable	127
Tabla 7-8. Coeficientes de ajuste $\alpha$ y $\beta$ para varias tipologías de edificios y 70% demanda variable	127
Tabla 7-9. Casos considerados de distribución de demandas por plantas en zonas urbanas	129
Tabla 7-10. Distribución de edificios en una zona de Valencia (Barrio La Torre)	130
Tabla 7-11. Distribución del consumo en directo y con bomba, por plantas	130
Tabla 7-12. Coeficientes de ajuste $\alpha$ y $\beta$ para la zona urbana del caso 1	131
Tabla 7-13. Distribución de edificios considerados para el caso 2	133
Tabla 7-14. Distribución de consumos por planta el caso 2	133
Tabla 7-15. Coeficientes de ajuste $\alpha$ y $\beta$ para la zona urbana del caso 2	133
Tabla 7-16. Distribución de edificios considerados para el caso 3	135
Tabla 7-17. Distribución de consumos por planta el caso 3	136
Tabla 7-18. Coeficientes de ajuste $\alpha$ y $\beta$ para la zona urbana del caso 3	136
Tabla 7-19. Distribución de edificios considerados para el caso 4	138
Tabla 7-20. Distribución de consumos por planta el caso 4	139
Tabla 7-21. Coeficientes de ajuste $\alpha$ y $\beta$ para la zona urbana del caso 4	139
Tabla 7-22. Coeficientes de ajuste $\alpha$ y $\beta$ para las diferentes zonas urbanas	141
<b>Capítulo 8. Caso experimental: variación de la demanda con la presión en una zona de la ciudad de Valencia.....</b>	<b>143</b>
Tabla 8-1. Diámetros de la zona de estudio	145
Tabla 8-2. Materiales en la zona de estudio	145
Tabla 8-3. Antigüedad de las conducciones en la zona de estudio	145

Tabla 8-4. Distribución de edificios por alturas en la zona de estudio	146
Tabla 8-5. Distribución de edificios por alturas y equipamiento de bombeo en la zona de estudio	147
Tabla 8-6. Distribución de edificios en la zona de estudio por número de planta a partir de la cual funciona el grupo	147
Tabla 8-7. Distribución de abonados por plantas según dispongan o no de grupo de bombeo	148
Tabla 8-8. Distribución de contadores por calibre y sistema de medición	149
Fig. 8-6. Distribución de contadores por calibre y sistema de medición	149
Tabla 8-9. Resumen principales características de la zona de ensayo	150
Tabla 8-10. Muestras de estudio	153
Tabla 8-11. Análisis de la demanda media diaria de los abonados SIN grupo de presión, antes de iniciar el programa de modificación de presión (desde 1/01/2015 hasta 9/03/2015)	153
Tabla 8-12. Análisis de la demanda media de los abonados SIN grupo de presión considerando el periodo de modificación de la presión (desde 1/01/2015 hasta 31/05/2015)	154
Tabla 8-13. Análisis de la demanda media diaria de los abonados CON grupo de presión, antes de iniciar el programa de modificación de presión (desde 1/01/2015 hasta 9/03/2015)	154
Tabla 8-14. Análisis de la demanda media diaria de los abonados CON grupo de presión, incluyendo el periodo de modificación de presión (desde 1/01/2015 hasta 31/05/2015)	154
Tabla 8-15. Parámetros $\alpha$ y $\beta$ para la zona de estudio en Valencia	163
Tabla 8-16. Parámetros $\alpha$ y $\beta$ para la distinta tipología de edificios en la ciudad de Valencia	164
<b>Capítulo 12. Conclusiones, desarrollos futuros y aportaciones originales.....</b>	<b>221</b>
Tabla 12-1. Parámetros $\alpha$ y $\beta$ para la zona de estudio en Valencia	224
Tabla 12-2. Parámetros $\alpha$ y $\beta$ para distinta tipología de edificios en Valencia	224
Tabla 12-3. Coeficientes de ajuste $\alpha$ y $\beta$ para varias tipologías de edificios	225
Tabla 12-4. Coeficientes de ajuste $\alpha$ y $\beta$ para varias tipologías de edificios	225

## Símbolos

$q_i$	-	caudal en el nudo $i$
$q_{i,req}$	-	caudal requerido por el usuario en el nudo $i$
$q_c$	-	caudal consumido en el nudo $i$ (suma del caudal demandado y fugado)
$q_d$	-	caudal demandado por el usuario en el nudo $i$ (suma de la demanda variable y fija)
$q_{dv}$	-	caudal o demanda variable
$q_{df}$	-	caudal o demanda fija
$p_{min}$	-	presión mínima en el nudo $i$ para poder satisfacer un caudal positivo
$p_{i,des}$	-	presión deseada en el nudo $i$ para satisfacer la demanda requerida
$p_1$	-	presión en la acometida, vista desde el lado de la red
$p_s$	-	presión de servicio en la acometida
$p_{res}$	-	presión residual requerida por el dispositivo para dar el caudal requerido
$\Delta z$	-	diferencia de cotas entre el grifo más bajo y la acometida
$\Delta h_t$	-	pérdidas de carga en las tuberías interiores de la vivienda
$k_t$	-	coeficiente de pérdidas de carga en las tuberías interiores de la vivienda
$\Delta h_v$	-	pérdidas de carga introducidas por la válvula de regulación del grifo
$k_v$	-	coeficiente de pérdidas de carga en la válvula de regulación del grifo
$\Delta h_f$	-	pérdidas de carga totales por fricción
$k_{res}, k_r$	-	coeficiente de pérdidas de carga residual
$r$	-	curva resistente
$p_{ref}$	-	presión de referencia
$q_{ref}$	-	caudal de referencia
$\overline{p}$	-	diferencia entre la presión y la presión mínima
$p_t, q_t$	-	presión y caudal de trabajo, en un instante $t$
$p'$	-	diferencia de presión adimensionalizada respecto a la presión de referencia
$q'$	-	caudal adimensionalizado respecto al de referencia
$Q_{c,i}(k)$	-	caudal total consumido en el nudo $i$ en el instante de tiempo $k$ (incluye demanda y fugas)
$Q_{ss}(k)$	-	caudal suministrado o inyectado en el instante $k$ al sector $s$
$Q_{d,i}(k)$	-	caudal demandado en el nudo $i$ en el instante $k$
$f_{d,i}(k)$	-	factor en el instate $k$ de curva de modulación de demanda
$f_{c,i}(k)$	-	factor en el instate $k$ de curva de modulación de consumo total
$q_{f,i}(k)$	-	caudal de fugas en red modelizada en el nudo $i$ en el instante de tiempo $k$
$q_{f2,i}(k)$	-	caudal de fugas en red no modelizada en el nudo $i$ en el instante de tiempo $k$
$C^s_1$	-	coeficiente de fugas en red modelizada en el sector $s$
$C^s_2$	-	coeficiente de fugas en red no modelizada en el sector $s$
$K_i$	-	coeficiente de fugas en nudo $i$
$p_{i,min}$	-	presión mínima en el nudo $i$
$Q_{dref,i}(k)$	-	caudal de referencia demandado en el nudo $i$ en el instante $k$

## Abreviaturas

DDP	-	Demandas dependientes de la presión
PDD	-	Pressure dependent demands
DDA	-	Demand driven analysis
HDA	-	Head driven analysis
SCADA		Supervisory Control And Data Acquisition
IWA	-	International Water Association
GGA	-	Global gradiente algorithm
EGGA	-	Enhanced global gradiente algorithm
VLQ	-	Válvula limitadora de caudal
ECM	-	Error cuadrático medio
CV	-	Coefficiente de variación
EPANET		Software de simulación de redes
DSS		Decision Support System
CARL		Current Anual Real Losses
UARL		Unavoidable Anual Real Losses
AWWA		American Water Works Association
N-R		Newton Raphson
VLQ		Válvula limitadora de caudal (tipo de válvula en EPANET)
TCV		Throttle control valve (tipo de válvula en EPANET)







## Capítulo 1

# Introducción general

### 1. Motivación de la investigación

El objetivo primordial de una red de distribución de agua es suministrar a todos los usuarios la demanda requerida en condiciones de presión, cantidad y calidad suficientes. En los sistemas de distribución de agua urbanos el caudal demandado por los usuarios depende generalmente de la presión disponible en la acometida, salvo cuando se dispone de aljibes domiciliarios (caso no contemplado en esta tesis) o equipos de presión para edificios en altura (caso que en cambio sí que se contempla en este trabajo). Para conexiones directas a la red, en condiciones de presión reducida, el caudal real consumido por los usuarios puede llegar a disminuir considerablemente, debido a la insuficiencia de la presión para satisfacer por completo los caudales demandados. De forma análoga, estando en condiciones normales, es decir de suficiencia de presión, si aumenta la presión en la acometida el consumo se incrementará.

Los modelos de simulación hidráulicos tradicionales no tienen en cuenta esta circunstancia y suponen que la demanda es fija e independiente de la presión, lo cual representa una limitación importante de los mismos, sobre todo cuando se trata de simular condiciones de insuficiencia.

Es inevitable que los sistemas de distribución de agua trabajen en condiciones de presión insuficiente, bien ocasionalmente debido a múltiples circunstancias como fallo en alguna estación de bombeo, rotura o cierre planificado por mantenimiento de alguna de las principales conducciones de la red, o bien de

forma prolongada a consecuencia, por ejemplo, de la reducción intencionada de la presión por parte del gestor del abastecimiento como medida de ahorro de consumo en situaciones de sequía.

Un modelo hidráulico debe ser capaz de reproducir el comportamiento de la red bajo cualquier circunstancia, incluyendo las condiciones de insuficiencia de presión, con el fin de poder asistir al gestor de la red en la toma de decisiones diaria en la explotación del abastecimiento. Los modelos tradicionales, como el propio EPANET, no son apropiados para simular las situaciones de insuficiencia de presión, al suponer que la demanda del usuario es fija e independiente de la presión, llegando a dar incluso resultados incoherentes, como presiones negativas en los nudos al imponer que la demanda siempre es fija y satisfecha por completo.

Por otra parte, incluso en condiciones normales de suficiencia de presión, un incremento en la presión lleva asociado un incremento en la demanda de los usuarios, lo cual tampoco es considerado por los modelos tradicionales.

Igualmente las fugas latentes en la red, que inevitablemente existen, son dependientes de la presión. Dichas fugas tradicionalmente se han considerado como una demanda adicional de la red, constante e independiente de la presión.

Todo esto hace que los modelos tradicionales conducidos por demandas no sean útiles para el explotador a la hora de:

- Analizar el comportamiento de la red en condiciones de emergencia, como el fallo de una bomba, para evaluar su afección al grado de satisfacción de la demanda del usuario y definir con el auxilio del modelo las actuaciones que se pueden implementar en la operación de la red (cambio en la regulación para redistribuir flujos, por ejemplo) con el fin de incrementar dicho grado de satisfacción de la demanda.
- Evaluar la repercusión de las políticas de gestión de la demanda basadas en una reducción intencionada de la presión en épocas de sequía.
- Evaluar la repercusión que sobre la demanda (tanto consumo del usuario como fugas) tiene una política de gestión activa de reducción de la presión con el fin de controlar el nivel de fugas, hecho que preocupa a los gestores de los abastecimientos.

Todo ello justifica sobradamente la necesidad de disponer de modelos de simulación hidráulicos más realistas que puedan modelar el comportamiento de las redes de distribución de agua urbana bajo cualquier condición de presión de suministro.

## 2. Objetivo de la tesis

El objetivo principal de este trabajo es formular un modelo realista de demandas y fugas dependientes de la presión para ser implementado en los modelos de simulación de las redes de distribución de agua a partir de la información práctica disponible en la misma.

Para ello la mayoría del trabajo se ha centrado en la búsqueda de una curva que correlacione la demanda del usuario con la presión de la forma más realista posible, que sea de aplicación práctica a los distintos tipos de suministro urbanos y que disponga de las propiedades matemáticas adecuadas para incorporarla en el sistema de ecuaciones de cálculo hidráulico de la red.

La fase experimental de la tesis se ha desarrollado en un sector de la red de distribución de la ciudad de Valencia, lo que ha permitido confirmar el grado de dependencia de la demanda con la presión en la ciudad y ajustar los parámetros de la función propuesta para el caso de estudio.

## 3. Estructura del trabajo

La tesis se ha estructurado en **dos grandes bloques**. El primero de ellos está dedicado al estudio de la dependencia de la demanda con la presión y el segundo al desarrollo de un modelo hidráulico conducido por alturas, que integre demandas y fugas dependientes de la presión.

El primer bloque, **Estudio de la dependencia de la demanda con la presión (DDP)**, es el de mayor peso y abarca desde el capítulo 2 al capítulo 8.

El capítulo 2 realiza una **revisión** de los trabajos realizados hasta la fecha para considerar la dependencia de la demanda con la presión, desde las curvas DDP formuladas, pasando por los ensayos realizados en redes reales hasta la metodología propuesta para implementar un modelo DDP, remarcando los puntos fuertes y/o limitaciones de cada uno de ellos.

En el capítulo 3 se propone el modelo estático realista para las **DDP**, y en él se realiza un análisis cualitativo de la variación de la demanda de agua con la presión **en un instante** de tiempo determinado.

En el capítulo 4 se analiza el modelo de evolución diaria de las **DDP**. En este caso se estudia cómo varía la demanda **con** la presión y con el **tiempo**. Como resultado se propone trabajar con curvas DDP adimensionalizadas respecto a un punto de referencia.

En el capítulo 5 se analiza la **variación de la demanda con la presión en un suministro urbano**, y cómo se ve afectada por la tipología de vivienda y la fracción de demanda variable. Para ello se modeliza el suministro interior a edificios de dos y varias alturas mediante un esquema hidráulico. Como resultado se obtiene la **forma de la curva DDP**.

En el capítulo 6 se **proponen tres funciones matemáticas DDP** para simular la dependencia de la demanda con la presión acorde al comportamiento analizado en el capítulo anterior. Las tres funciones son analizadas matemáticamente, con el fin de comprobar si cumplen las propiedades adecuadas para ser integradas en el sistema de ecuaciones hidráulicas de cálculo de la red. Finalmente se selecciona una de las tres funciones (que denominamos Función DDP3) por cumplir los requisitos matemáticos y disponer de parámetros suficientes para adaptarla a distintos suministro urbanos.

En el capítulo 7 se realiza una **parametrización** de la función DDP3 propuesta, para adaptarlas a **distintos suministros urbanos**. Se proponen unos valores de los parámetros para adaptar la función a distintas tipologías de viviendas.

El primer bloque dedicado a la caracterización de las DDP finaliza con el capítulo 8, dedicado al **caso** experimental desarrollado, donde se estudia la variación de la demanda con la presión en una zona de la red de abastecimiento de la **ciudad de Valencia** y se ajusta la función DDP3 propuesta a dicho caso.

El segundo bloque está dedicado al **Desarrollo de un modelo que integre demandas y fugas dependientes de la presión**, y abarca desde el capítulo 9 al capítulo 12, ambos inclusive.

En el capítulo 9 se **describe** el modelo de **variación** potencial del caudal de **fugas con la presión**, ampliamente estudiado y contrastado hasta la fecha.

En el capítulo 10 se **ajusta** el modelo de variación potencial del caudal de fugas con la presión al caso de estudio de la ciudad de **Valencia**.

En el capítulo 11 se desarrolla una implementación práctica de un **modelo integrado** de demandas y fugas dependientes de la presión, haciendo uso de la función DDP3 propuesta, la ley potencial de variación de fugas con la presión y otra información adicional fácilmente disponible en cualquier abastecimiento moderno.

Finalmente, en el capítulo 12, se describen las conclusiones y futuras líneas de investigación, además de explicitar las aportaciones originales de la tesis.

Parte I

**Curvas de dependencia  
de la demanda con la presión**



## Capítulo 2

# Estado del arte

### 1. Análisis de la situación

Los modelos de simulación hidráulicos de las redes de abastecimiento urbano tradicionalmente han sido muy empleados por las compañías de servicios de agua para diseñar y planificar el crecimiento de las redes. La introducción de la automatización, el control de la operación de las redes de suministro de agua mediante SCADA's y en definitiva, el incremento de monitorización de medidas hidráulicas, ha acercado el uso de los modelos matemáticos a la operación diaria de la red, al poder construir o alimentar dichos modelos con la información diaria, e incluso la adquirida en tiempo real, mediante la conexión del SCADA con el modelo (Bou V. et al., 2006). Para que los modelos sean realmente útiles al operador y le asistan en la toma de decisiones diaria, deben ser capaces de representar el comportamiento de la red bajo cualquier circunstancia como demanda o disponibilidad de las instalaciones, por ejemplo.

En la actualidad existen varios paquetes de simulación hidráulica de redes, pero prácticamente todos, entre los que se encuentra el de referencia o más utilizado, EPANET, consideran que las demandas de los usuarios son constantes e independientes de la presión. Esta suposición puede ser más o menos válida cuando se trabaja en condiciones de suficiencia de presión, es decir cuando hay suficiente presión para satisfacer la demanda, pero es totalmente incorrecta cuando se trabaja en condiciones de insuficiencia de presión, provocadas por el cierre de una tubería, una parada o avería de bombas, por ejemplo, lo que conlleva que en la realidad las demandas sean parcial o incluso totalmente insatisfechas. En estos casos, los modelos tradicionales, también llamados modelos conducidos por demandas (o en la literatura anglosajona DDA o

demand driven analysis) satisfacen la demanda al 100% llegando a obtener presiones muy bajas e incluso negativas, hecho que no se corresponde con la realidad. Para simular estas situaciones, y en general el comportamiento de la redes bajo cualquier circunstancia, es más realista utilizar modelos que consideren las demandas dependientes de la presión, también conocidos como modelos conducidos por presiones (o en la literatura anglosajona HDA o head driven analysis).

Son varias las alternativas que hasta la fecha se han propuesto para desarrollar un modelo de demandas dependientes de la presión, algunas de las cuales requieren una curva que correlacione la demanda con la presión, es decir una ecuación que proporcione la demanda en un nudo en función de la presión disponible en el mismo en ese momento. A esta curva se le denomina curva DDP (o en la literatura anglosajona Pressure Dependent Demands Formulation) y en la literatura encontramos algunas propuestas.

Por otra parte y de forma complementaria a la formulación de modelos DDP, en la literatura podemos encontrar algunas experiencias realizadas para comprobar en la realidad las leyes de dependencia de la demanda de los usuarios con la presión. A día de hoy, sin embargo, son pocos los casos reportados y se echan en faltan más experiencias reales que contrasten los modelos propuestos.

A continuación se revisan las propuestas realizadas por diversos autores para considerar la demanda dependiente con la presión en relación a:

- Curvas DDP propuestas.
- Ensayos realizados en red.
- Metodología para implementar un modelo de demandas dependientes con la presión.

## **2. Revisión bibliográfica de las curvas propuestas para correlacionar la demanda con la presión (curvas DDP)**

Los primeros estudios que encontramos para considerar la dependencia de la demanda con la presión, iniciados ya sobre los años 80, se centran en formular una curva que correlacione la demanda con la presión, es decir una ecuación que proporcione la demanda en un nudo en función de la presión disponible en el mismo.

Desde entonces y hasta la fecha han sido varios los investigadores que han focalizado sus esfuerzos en obtener una curva que correlacione la demanda con la presión, por lo que podemos encontrar varias propuestas en la bibliografía. Sin



embargo, es difícil encontrar demostraciones acerca de cuál de ellas se adapta mejor desde el punto de vista de la convergencia o experiencias que pongan de manifiesto cuál de ellas representa más fielmente la realidad.

Bhave (1981) fue quizás el primero en considerar la relación entre la demanda y la presión, al suponer la existencia de una presión mínima por debajo de la cual el consumo no puede ser satisfecho, y por encima de la cual el consumo es satisfecho al 100%. Bhave no consideró por tanto la situación en la que el consumo fuera satisfecho parcialmente. Su propuesta se resume en la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} q_i &= q_{i,req} = cte & \text{si } p_i \geq p_{min} \\ q_i &= 0 & \text{si } p_i < p_{min} \end{aligned} \quad \text{Ec 2-1}$$

donde  $q_i$  es el caudal saliente por el nudo  $i$ ,  $p_i$  la presión resultante en dicho nudo,  $p_{min}$  la presión mínima requerida en el mismo para satisfacer la demanda, y  $q_{i,req}$  el caudal demandado o requerido por el usuario en ese nudo.

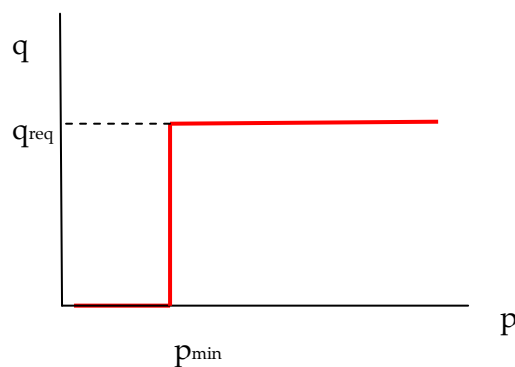


Fig. 2-1. Curva de variación de la demanda con la presión propuesta por Bhave.

Germanopoulos (1988) consideró una función exponencial para representar la dependencia de la demanda de la presión, proponiendo una presión mínima  $p_{i,min}$  por debajo de la cual el consumo no puede ser satisfecho, e imponiendo un límite superior al caudal demandado,  $q_{req}$ . La ecuación propuesta fue:

$$q_i = q_{req} \left( 1 - 10 e^{-C_i \left[ \frac{p_i - p_{i,min}}{p_{i,des} - p_{i,min}} \right]} \right) \quad \text{Ec 2-2}$$

donde  $C_i$  es una constante característica del nudo  $i$ , y  $p_{i,des}$  la presión en el nudo  $i$  para satisfacer la demanda deseada, la cual dependiendo de la altura de los edificios y puede estar entre 15-30 m.c.a. Esta función presenta como

inconveniente la presencia de un punto anguloso cuando la presión está por debajo de  $p_{min}$ , en cuyo caso  $q_i=0$ , por lo que puede presentar problemas de convergencia al integrarla en un proceso de cálculo iterativo.

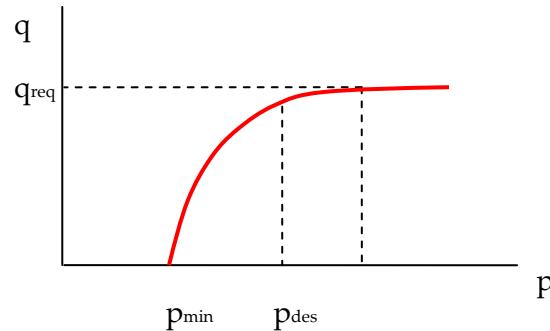


Fig. 2-2. Curva de variación de la demanda con la presión propuesta por Germanopoulos

Gupta y Bahve (1996) modificaron la curva de Germanopoulos como se indica a continuación, para limitar el crecimiento incontrolado del caudal, al tiempo que mantienen las condiciones de obtener el caudal requerido a presión deseada.

$$\begin{aligned}
 q_i &= q_{req} & \text{si } p_i &\geq p_{i,des} \\
 q_i &= q_{req} \left( 1 - 10^{-C_i \left[ \frac{p_i - p_{i,min}}{p_{i,des} - p_{i,min}} \right]} \right) & \text{si } p_{i,min} &\geq p_i \leq p_{i,des} \\
 q_i &= 0 & \text{si } p_i &\leq p_{i,min}
 \end{aligned}
 \tag{Ec 2-3}$$

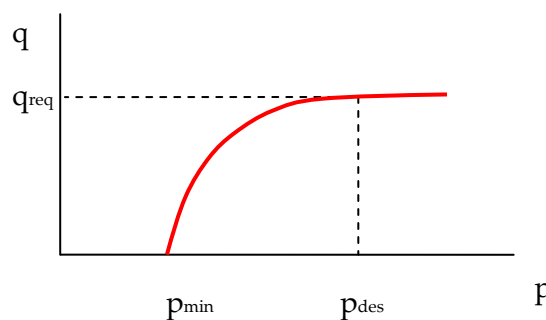


Fig. 2-3. Curva de variación de la demanda con la presión propuesta por Gupta and Bhawe.

La curva continúa presentando un punto anguloso a presión mínima y añade otro punto anguloso, aunque suave, en la presión deseada. Además, no considera que la demanda pueda incrementarse ante incrementos de la presión por encima de la  $p_{des}$ .

Reddy y Elango (1989, 1991) sugirieron una relación parabólica, asociada con la ley de descarga de un orificio a la atmósfera, mediante la cual el caudal consumido aumenta con la presión en el nudo sin limitación alguna.

$$q_i = S_i (p_i - p_{\min})^{0.5} \quad \text{Ec 2-4}$$

siendo  $S_i$  una constante característica del nudo  $i$ .

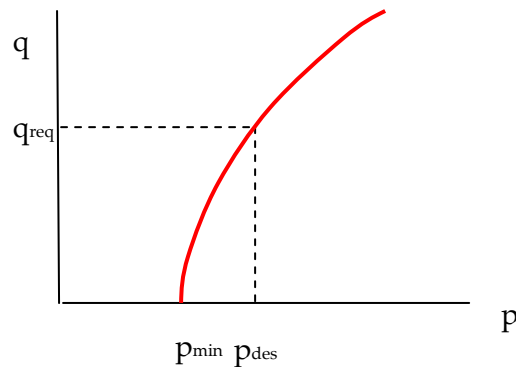


Fig. 2-4. Curva de variación de la demanda con la presión propuesta por Reddy and Elango

Wagner et al.(1988) and Chandapillai (1991) sugirieron una ley potencial para representar la dependencia de la demanda con la presión. Igualmente en este caso introducen dos puntos singulares, uno en la transición del caudal parcial a cero y otro en la transición del caudal parcial al caudal máximo, con un fuerte cambio en la pendiente, lo cual puede provocar aún más problemas de convergencia. La ecuación propuesta es:

$$\begin{aligned} q_i &= q_{req} && \text{si } p_i \geq p_{i,des} \\ q_i &= q_{req} \left[ \frac{p_i - p_{i,\min}}{p_{i,des} - p_{i,\min}} \right]^{1/\alpha} && \text{si } p_i \geq p_{i,\min} \\ q_i &= 0 && \text{si } p_i < p_{i,\min} \end{aligned} \quad \text{Ec 2-5}$$

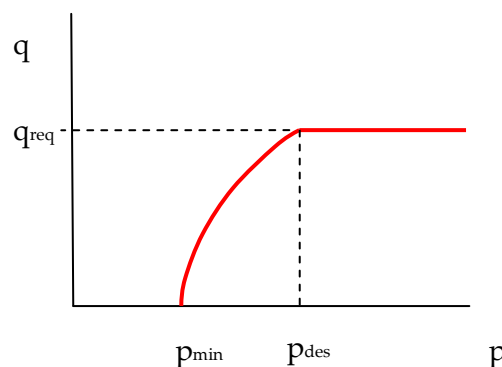


Fig. 2-5. Curva de variación de la demanda con la presión propuesta por Wagner

Según autores el parámetro  $\alpha$  está comprendido entre 1,5 y 2.

Fujiwara y Ganesharajah (1993) con el fin de encontrar una función diferenciable, sin puntos angulosos, que no presente problemas de convergencia, introdujeron la siguiente relación entre la demanda y la presión:

$$q_i = q_{req} \quad \text{si } H_i \geq H_{i,des}$$

$$q_i = q_{req} \cdot \frac{\int_{H_{i,min}}^{H_i} (z - H_{i,min}) \cdot (H_{i,des} - z) dz}{\int_{H_{i,min}}^{H_{des}} (z - H_{i,min}) \cdot (H_{i,des} - z) dz} = q_{req} \cdot \frac{(H_i - H_{i,min})^2 (3H_{i,des} - 2 \cdot H_i - H_{i,min})}{(H_{i,des} - H_{i,min})^3} \quad \text{si } H_{i,min} \leq H_i < H_{i,des}$$

$$q_i = 0 \quad \text{si } H_i < H_{i,min}$$

Ec 2-6

donde  $H_{i,min}, H_{i,des}$  son la altura piezométrica mínima y deseada.

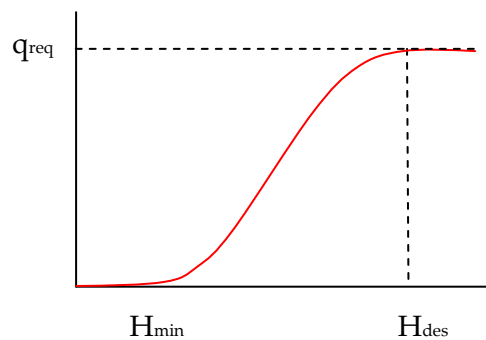


Fig. 2-6. Curva de variación de la demanda con la presión propuesta por Fujiwara

La curva propuesta por Fujiwara presenta la ventaja de ser una curva sin puntos angulosos y por lo tanto continua en su primera derivada, lo cual es ventajoso desde el punto de vista de la convergencia. Sin embargo no ha sido muy utilizada debido a la complejidad analítica de la misma. Fujiwara empleó dicha función para hacer estudios de fiabilidad de las redes ante un fallo en las mismas (paro de una bomba, cierre de una tubería...) con el fin de obtener el grado de satisfacción de la demanda ( $q/q_{req}$ ) sin equidad y con equidad, es decir redistribuyendo los caudales de línea para que todos los nudos queden finalmente con grados de satisfacción semejantes, y evitando nudos excesivamente desfavorables en este aspecto.

Tucciarelli (1999) por su parte propuso una forma senoidal para expresar la dependencia de la demanda con la presión, la cual presenta también como ventaja la ausencia de puntos angulosos, si bien el caudal desciende para presiones superiores a  $p_{i,des}$ , lo que no es muy realista:

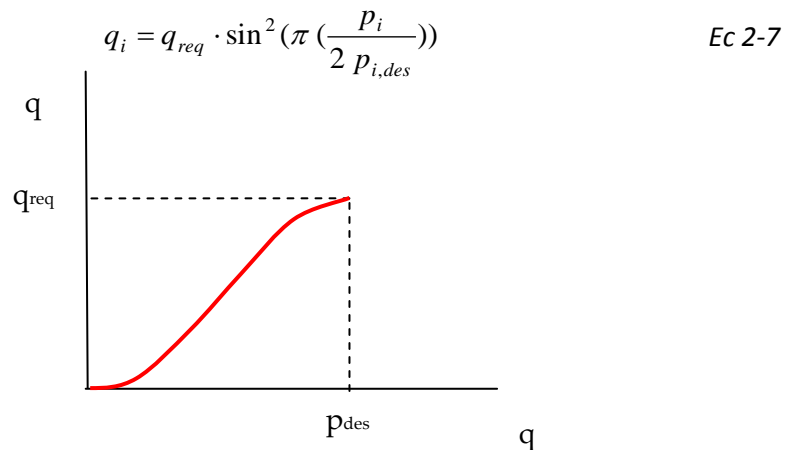


Fig. 2-7. Curva de variación de la demanda con la presión propuesta por Tucciarelli.

Finalmente Tanyboh y Templeman (2004, 2010) proponen una función exponencial, sigmoide, donde hay una presión mínima por debajo de la cual el consumo se hace nulo, y un caudal máximo (caudal requerido) al que se tiende a medida que crece la presión. Asimismo esta función no presenta puntos angulosos, por lo que tiene la gran ventaja de no provocar problemas de convergencia en la resolución del sistema de ecuaciones en el cual se integra. La ecuación propuesta es:

$$q_i = q_{i,req} \left[ \frac{e^{(\alpha_i + \beta_i \cdot P_i)}}{1 + e^{(\alpha_i + \beta_i \cdot P_i)}} \right] \quad \text{Ec 2-8}$$

donde  $\alpha_i$ ,  $\beta_i$  son parámetros a calibrar con información de campo, si bien, en ausencia de mayor información proponen adoptar los siguientes valores por defecto

$$\alpha_i = \frac{-4.595 \cdot p_{i,des} - 6.907 \cdot p_{i,min}}{p_{i,des} - p_{i,min}} \quad \beta_i = \frac{11.502}{p_{i,des} - p_{i,min}}$$

donde  $\alpha_i$  y  $\beta_i$  se han calculado forzando a que:

$$q_i(p_{i,des}) = 0.999q_{i,req} \quad q_i(p_{i,min}) = 0.001q_{i,req}$$

La representación gráfica de la ecuación propuesta es la siguiente:

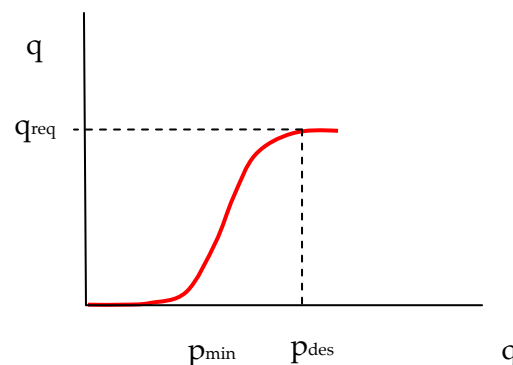


Fig. 2-8. Curva de variación de la demanda con la presión propuesta por Tanyboh

En general, se puede decir que la mayoría de las curvas que se han propuesto para representar la dependencia de la demanda con la presión, se han basado en satisfacer al 100% la demanda cuando la presión es la deseada, hacer nula dicha demanda cuando la presión es inferior a un valor mínimo, y satisfacer parcialmente la demanda cuando la presión adquiere un valor intermedio entre la presión mínima y la deseada.

Prácticamente todas las curvas presentadas siguen este criterio, salvo la de Reddy y Elango, en la cual el consumo aumenta sin límite a medida que aumenta la presión, lo cual claramente no es realista. En cuanto al resto de curvas (a excepción de las propuestas por Tanyomboh, Tucciarelli y Fujiwara), tienen como principal inconveniente el presentar puntos angulosos en la transición entre el caudal cero y un caudal parcial (a presión mínima) y en la transición entre un caudal parcial (a presión requerida o deseada) y el caudal límite. De hecho, incluso algunos autores definen la curva mediante tres funciones. Estos puntos angulosos, hacen que se pierda la continuidad de la primera derivada, lo que conlleva problemas de convergencia cuando estas funciones forman parte de un sistema de ecuaciones para resolver hidráulicamente la red, en el que las derivadas de las funciones que relacionan los caudales con las presiones juegan un papel importante.

En definitiva, de todas las funciones presentadas, las propuestas por Tanyomboh y Fujiwara son las que presentan mejores propiedades, si bien, son bastantes simétricas, lo cual puede que no se ajuste a lo que ocurre en la realidad. Además para definir las es necesario conocer el caudal requerido y presión deseada, definida como la presión necesaria para satisfacer el 100 % de la demanda, lo cual a priori es difícil de determinar. Aún en condiciones de suficiencia de presión, el caudal demandado depende de la presión, es decir que en un punto de equilibrio dado, en el que la demanda es satisfecha, si se incrementa la presión el caudal demandado también se incrementará. ¿Cómo determinar entonces esa presión deseada y caudal requerido?

### 3. Revisión de los ensayos experimentales realizados

La mayoría de los estudios o experiencias realizadas hasta la fecha se centran en ensayar la dependencia de las fugas con la presión (Thorton y Lambert, 2005; Trow, 2010), sin embargo, es difícil encontrar en la bibliografía ensayos reales o experiencias acerca de cómo influye la presión en la demanda de los consumidores abastecidos desde las redes de distribución, con el fin de refrendar la bondad o el ajuste a la realidad de las curvas DDP propuestas hasta el momento. Esto se deba quizás a la complejidad que hasta ahora tenía la medición del consumo domiciliario instantáneo y al impacto que sobre los propios usuarios puede tener el desarrollo de los ensayos, al someterlos a condiciones de insuficiencia de presión y por tanto a situaciones de incumplimiento del contrato por parte de los gestores de los abastecimientos.

No obstante, recientemente, se han publicado algunos ensayos o experiencias reales. Así por ejemplo, Shirzard, Tabesh y otros (2013), tras revisar varias de las curvas propuestas en la bibliografía hasta la fecha, realizaron unos ensayos en laboratorio y unas mediciones en las tomas de tres puntos de una red de distribución real, considerando diferentes aperturas fijas de los grifos (100% y 50%). El objetivo de dicha experiencia era comprobar cuál de las curvas anteriores se adaptaba mejor a la realidad. Para realizar los ensayos de laboratorio, construyeron un circuito cerrado entre dos depósitos, (uno de alimentación y otro de descarga de agua) con tuberías de diámetro  $\frac{1}{2}$  y  $\frac{3}{4}$  de pulgada. Una bomba de velocidad variable se encargaba de mantener la presión deseada de alimentación, la demanda era provocada por un grifo regulado a distintas aperturas a la entrada del depósito de descarga. Aguas arriba del mismo medían la presión y caudal.

Los ensayos en redes reales, fueron realizados en tres puntos de la red de de distribución de Urmia, una ciudad localizada en el Norte de Irán con 1289 Km de red. Tras variar la presión en el rango comprendido entre 0 y 80 m.c.a., realizaron mediciones en tres puntos de la red, ubicados en la acometida a dos viviendas y la entrada a un depósito o aljibe. Trabajaron con dos aperturas fijas de grifo, 50% y 100%.

En todo el rango de presiones observaron que el consumo se incrementaba siempre con la presión, de una forma más acusada a presiones bajas y más gradual a presiones elevadas, pero en ningún caso obtuvieron un umbral constante de dicho consumo

Los autores concluyeron que la curva que mejor se adaptaba a las mediciones efectuadas en los tres puntos de la red y en el laboratorio era la propuesta por

Wagner asociada con un de orificio, habiendo obtenido experimentalmente un exponente de 0,51.

También se plantearon el problema de cómo determinar la presión deseada, es decir aquella presión a la cual el consumo requerido era satisfecho, y que aparece en todas las curvas DDP propuestas. Finalmente optaron por emplear una presión de 30 m.c.a., como valor razonable de la presión a la cual el consumo real es igual al requerido, y una presión de 100 m.c.a., como presión umbral por encima de la cual el consumo no se incrementa. Realmente en sus experiencias no obtuvieron este punto, porque no alcanzaron presiones superiores a 80 mc.a, pero si observaron que a estas presiones la variación del consumo con la presión era muy suave, lo que les llevó a fijar 100 m.c.a. como presión umbral. Con estas consideraciones Shirzard y Tabesh concluyeron la siguiente curva DDP:

$$\begin{aligned}
 q_i &= K_i 100_i^{0,51} = \frac{q_{i,req}}{30^{0,51}} (100)^{0,51} = 1,848 q_{i,req} & \text{si } p_i \geq 100 \\
 q_i &= K_i P_i^{0,51} = \frac{q_{i,req}}{30^{0,51}} P_i^{0,51} = 0,176 q_{i,req} P_i^{0,51} & \text{si } 0 \leq p_i < 100 \\
 q_i &= 0 & \text{si } p_i < 0
 \end{aligned}
 \tag{Ec 2-9}$$

Además modificaron esta curva para considerar la clasificación de las demandas en un nudo propuesta por Giustolosi y Walski (2011), que diferencian entre consumos no dependientes de la presión (volumétricos) y consumos dependientes de la presión, los cuales a su vez los clasifican en tres tipos más: consumo humano, consumo descontrolado (como el de hidrantes) y fugas. La adaptación de la curva a esta clasificación de demandas queda de la siguiente forma:

$$\begin{aligned}
 q_i &= q_{i,req} (a + 1,848b) & \text{si } p_i > 100 \\
 q_i &= q_{i,req} (a + 0,176b p_i^{0,51}) & \text{si } 30 \leq p_i \leq 100 \\
 q_i &= 0,176 q_{i,req} p_i^{0,51} & \text{si } 0 \leq p_i < 30 \\
 q_i &= 0 & \text{si } p_i < 0
 \end{aligned}
 \tag{Ec 2-10}$$

donde  $a$  y  $b$  representan la proporción de consumo volumétrico y consumo dependiente de la presión respectivamente ( $a+b=1$ ).

En resumen, Shirzard y Tabesh concluyeron con sus experiencias que la curva orificio o de Wagner es la más adecuada para representar la dependencia de la demanda de una red con la presión. Sin embargo sus experiencias o ensayos se limitaron únicamente a tres consumidores y no consideraron la libertad de



reacción de los usuarios ante variaciones de la presión. En efecto, los autores fijaron la apertura de los grifos en sus ensayos, y en la realidad los usuarios reaccionan ante variaciones en la presión, modificando la posición o apertura de los grifos; es por ello que las experiencias no llegan a reflejar completamente la realidad del comportamiento del consumidor.

Por su parte, Loureiro et al. (2013) analizaron el efecto que una reducción de la presión produce sobre el nivel de fugas y de consumo de una red, realizando mediciones en tres sectores de una red real situada al Norte de Portugal equipada con teledetector, tanto en los contadores domiciliarios como en las entradas de agua al sector. Cada uno de los tres sectores presentaba una tipología de vivienda distinta. El Sector 1 estaba compuesto por bloques de viviendas con un total de 198 usuarios, el sector 2 estaba formado por casas aisladas y pareadas con un total de 147 usuarios y el sector 3 estaba configurado por casas aisladas con jardín con un total de 49 usuarios. La recolección de datos se llevó a cabo durante 4 meses, durante los cuales se incrementó la presión inicial de servicio en varias etapas. En cada etapa se incrementaba la presión 5 m.c.a. durante 15 días.

En total se experimentaron tres etapas lo que supone un incremento total de la presión de 15 m.c.a. respecto a la situación inicial. Alcanzada esta presión repitieron el proceso de reducción de la presión en varias etapas hasta alcanzar la presión de servicio inicial, lo que significa que no trabajaron en condiciones de insuficiencia de presión.

Los datos de campo fueron ajustados a una ley potencial basada en el concepto de descarga a través de un orificio de área fija o variable, introducido por May (1994) (Fixed and variable discharge, FAVAD) donde los cambios en el caudal (desde  $Q_1$  a  $Q_2$ ) motivados por un cambio en la presión (desde  $P_1$  a  $P_2$ ) vienen expresados a través de la ley:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \left(\frac{P_1}{P_2}\right)^n \quad \text{Ec 2-11}$$

La incidencia de la presión en el nivel de fugas fue analizada través del caudal mínimo nocturno, fiel indicador del nivel de fugas, y obtuvieron un exponente de 1,22 en todos los sectores, muy parecido al propuesto por Germanopoulos (1985) de 1,18, de modo que:

$$\frac{Q_{\min,1}}{Q_{\min,2}} = \left(\frac{P_1}{P_2}\right)^{1,22} \quad \text{Ec 2-12}$$

Para el consumo doméstico sin riego exterior (sectores 1 y 2) no obtuvieron apenas variación del consumo ante la presión, debido a que la mayoría de usos eran volumétricos (lavadoras, lavavajillas) no influenciados por la presión.

$$\frac{Q_{\min,1}}{Q_{\min,2}} = \left(\frac{P_1}{P_2}\right)^{0,04} \quad \text{Ec 2-13}$$

Para el consumo exterior de riego (sector 3) obtuvieron una exponente de 0,45

$$\frac{Q_{\min,1}}{Q_{\min,2}} = \left(\frac{P_1}{P_2}\right)^{0,45} \quad \text{Ec 2-14}$$

Estos resultados coinciden con los referenciados por Lambert en su artículo (2010), para el consumo doméstico interno y externo o de riego. Los autores no trabajaron en ningún caso en condiciones de insuficiencia de presión, donde siempre el consumo es influenciado al no poder ser satisfecho totalmente

En la misma línea Barlett (2004) en un estudio realizado en un campus residencial universitario situado en Johannesburgo, llegó a concluir un exponente de 0,2, debido a que los usuarios reaccionan ante variaciones en la presión accionando los grifos, a fin de conseguir la cantidad de agua esperada.

Cullen (2004) referenció un exponente de 0,5 para los caudales de riego, coincidiendo con Bamezai y Lessick (2003) los cuales tras unas experiencias realizadas en California, concluyeron un exponente de 0,5 para los usos de riego en viviendas con jardín.

#### **4. Revisión de la metodología para implementar un modelo de demandas dependientes de la presión (DDP)**

Son varios los autores que han profundizado en la confección de modelos hidráulicos que consideran la dependencia de la demanda con la presión. Se han propuesto varios métodos para ello, si bien pueden agruparse en cuatro categorías:

- modelos que siguen un procedimiento iterativo sobre la solución proporcionada por un modelo tradicional conducido por demandas
- modelos que utilizan emisores para considerar las demandas dependientes de la presión
- modelos que introducen artificialmente depósitos en los nudos con insuficiencia de presión

- modelos que directamente actúan sobre el sistema de ecuaciones de cálculo hidráulico de la red, modificando el algoritmo del método del gradiente.

A continuación se describirá brevemente cada uno de los métodos y se repasarán las principales propuestas que hasta el momento se han realizado en cada una de las categorías.

#### 4.1 Modificación del algoritmo global del gradiente (GGA)

Este método consiste en sustituir, en el sistema de ecuaciones que rigen el comportamiento hidráulico de la red, las demandas fijas en los nudos por una función dependiente de la presión (curva DDP). Es decir, modifican el algoritmo del método del gradiente (en la literatura anglosajona GGA, global gradient algorithm), considerando las demandas de los nudos como una expresión en función de la presión (EGGA, enhanced global gradient algorithm)

Este método desde el punto de vista conceptual es el más adecuado, al obtener directamente la solución sin introducir artificios o aproximaciones como hacen por ejemplo el método de los emisores o de los depósitos. Sin embargo sus principales inconvenientes residen en la dificultad de definir una curva DDP que se ajuste realmente a la realidad y que no genere además problemas de convergencia en la resolución del sistema de ecuaciones no lineal, además de tener que modificar el núcleo de cálculo del simulador. Para esto último la curva o función DDP tiene que ser diferenciable y su derivada debe ser continua, característica que muchas de las curvas propuestas por los autores no cumplen.

En efecto, Todini (2006) formuló la modificación del método del gradiente (GGA) para considerar las demandas dependientes de la presión. El método del gradiente (GGA) se basa en la resolución del siguiente sistema matricial, que tiene en cuenta la ecuación de conservación de la energía en cada línea y la conservación de masa en cada nudo:

$$\begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q \\ H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -A_{10}H_0 \\ -q \end{bmatrix} \quad \text{Ec 2-15}$$

donde

- $A_{11} Q + A_{12} H = -A_{10} H_0$  expresa el balance de energía en cada línea, es decir las pérdidas de carga en cada línea
- $A_{21} Q = -q$  expresa el balance de caudales en cada nudo

- $Q^T = [Q_1, Q_2, \dots, Q_{n_p}]$  representa el vector de caudales incógnita que circulan por las tuberías, siendo  $n_p$  el número de tuberías
- $H^T = [H_1, H_2, \dots, H_{n_n}]$  representa el vector incógnitas de altura desconocida, siendo  $n_n$  el número de nudos de demanda
- $H_0^T = [H_{n_n+1}, H_{n_n+2}, \dots, H_{n_t}]$  representa el vector de nudos de altura conocida (al menos tiene que haber una), siendo  $n_t$  el número total de nudos y  $n_t - n_n$  el número de nudos de altura conocida
- $q^T = [q_1, q_2, \dots, q_{n_m}]$  representa el vector de caudales de demanda conocida en los nudos, siendo  $n_m$  el número de nudos de demanda.
- $A_{11}$  es una matriz diagonal de dimensiones  $n_p \times n_p$  cuyos elementos diagonales no nulos quedan definidos para  $k$  desde  $1 \dots n_p$ , (siendo  $ij$  los nudos extremos de la línea  $k$ ), como

$$A_{11}(k,k) = r |Q_{ij}|^{n-1} + m |Q_{ij}| \text{ para el caso de tuberías y}$$

$$A_{11}(k,k) = -\omega^2 (h_0 - r(Q_{ij}/\omega)^n) / Q_{ij} \text{ para el caso de bombas}$$

siendo  $r$  y  $n$  los coeficiente de pérdidas en la tubería y  $m$  el coeficiente de pérdidas menores, asumiendo que las pérdidas en éstas se expresan como:

$$H_i - H_j = h_{ij} = r_{ij} Q_{ij}^n + m_{ij} Q_{ij}^2$$

en el caso de las bombas  $h_0$ ,  $r$  y  $n$  son los coeficientes de la curva característica y  $\omega$  la velocidad de giro relativa, expresándose la altura creada como:

$$H_i - H_j = h_{ij} = -\omega^2 (h_0 - r_{ij} (\frac{Q_{ij}}{\omega})^n)$$

- $A_{12}$  es una matriz de dimensiones  $n_p \times n_t$ , también llamada matriz de incidencias, que describe la topología de la red y se define de la forma siguiente.  $A_{12}(i,j)$  es

-1 si el caudal de la línea  $i$  abandona el nudo  $j$

0 si la línea  $i$  no está conectada con el nudo  $j$

+1 si el caudal de la línea  $i$  entra en el nudo  $j$

se cumple además que:

$$A_{21} = A_{12}^T$$

Si en el sistema de ecuaciones matricial anterior queremos considerar la variación de la demanda con la presión (ya sea consumo o propiamente fugas) tendríamos que incorporar al sistema la función que define la dependencia de ambos:

$$\begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & A_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q \\ H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -A_{10} H_0 \\ -q^* \end{bmatrix} \quad \text{Ec 2-16}$$

donde

- $A_{22}$  es una matriz diagonal, de dimensiones  $n_n \times n_n$  donde el elemento de la diagonal es una expresión que relaciona la demanda del nudo en función de la altura piezométrica en el mismo (se puede considerara aquí tanto la dependencia del consumo con la presión como las fugas). El elemento de la diagonal sería nulo si la demanda de dicho nudo no dependiera de la presión.

$$A_{22}(i,i) = q_i(H_i)/H_i$$

- $q^*$  es un vector de dimensiones  $[1, n_n]$  cuyos elementos son nulos si toda la demanda del nudo depende de la presión o  $q_i$  si hay una parte de la demanda del nudo que es fija e independiente de la presión.

Derivando el sistema matricial de ecuaciones último se tiene que:

$$\begin{bmatrix} D_{11} & A_{12} \\ A_{21} & D_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dQ \\ dH \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} dE \\ dq^* \end{bmatrix} \quad \text{Ec 2-17}$$

donde

- $D_{11}$  es una matriz diagonal de dimensiones  $n_p \times n_p$  cuyos elementos quedan definidos para  $k \in [1, n_p]$ ;  $i \in [1, n_t]$ ;  $j \in [1, n_t]$  como:
 
$$D_{11}(k,k) = n r_{ij} |Q_{ij}|^{n-1} + 2 m_{ij} |Q_{ij}| \text{ para el caso de tuberías y}$$

$$D_{11}(k,k) = -n r_{ij} \omega^{2-n} |Q_{ij}|^{n-1} \text{ para el caso de bombas}$$
- $D_{22}$  es una matriz diagonal, de dimensiones  $n_n \times n_n$  cuyos elementos de la diagonal son la derivada de demanda en función de la altura piezométrica del nudo.

El sistema matricial anterior es un sistema de ecuaciones no lineal que se resuelve iterando. Si se asume una linealización local entre la solución para la iteración  $k$  y la solución para la iteración  $k+1$ , se tiene:

$$\begin{aligned} dQ &= Q^k - Q^{k+1} \\ dH &= H^k - H^{k+1} \end{aligned} \quad \text{Ec 2-18}$$

y considerando  $dE$  y  $dH$  como los residuos en una iteración dada, si la solución actual fuera la verdadera se tendría:

$$dE = A_{11} Q^K + A_{12} H^K + A_{10} H_0 \quad \text{Ec 2-18}$$

$$dq^* = A_{21} Q^K + A_{22} H^K + q^* \quad \text{Ec 2-20}$$

Sustituyendo las expresiones de  $dE$  y  $dq^*$  en el sistema matricial y resolviendo el sistema de ecuaciones mediante un proceso iterativo se tiene que dada una iteración  $k$ , la solución para la siguiente iteración  $k+1$  viene dada por

$$\begin{aligned} H^{k+1} &= A^{-1} \cdot F \\ Q^{k+1} &= Q^K - D_{11}^{-1} (A_{11} Q^k + A_{12} H^{k+1} + A_{10} H_0) \end{aligned} \quad \text{Ec 2- 21}$$

donde

$$\begin{aligned} A &= A_{21} D_{11}^{-1} A_{12} - D_{22} \\ F &= A_{21} Q^k + q^* - A_{21} D_{11}^{-1} A_{11} Q^k - A_{21} D_{11}^{-1} A_{10} H_0 \end{aligned} \quad \text{Ec 2- 22}$$

El **único término diferente respecto al método del gradiente original GGA es la matriz  $D_{22}$** , que incluye las derivadas de la ecuación DDP que define la dependencia de la demanda con la presión (se puede considerar tanto el consumo como las fugas), y la definición diferente del vector  $q^*$

Hasta aquí la solución matricial dada por Todini (2003, 2006) extendida al caso de demandas dependientes de la presión (donde también se pueden incluir las fugas), conocida en la literatura como algoritmo del gradiente global modificado EGGA. Sin embargo, al igual que el manual de EPANET2, Rossman (2002), se puede dar una solución escalar del sistema de ecuaciones, que empleando la propia notación de EPANET queda del siguiente modo:

Los elementos de la matriz  $A$  quedan definidos por:

$$\begin{aligned} A(i, i) &= \sum p_{ij} - \eta_i && \text{para los elementos de la diagonal} \\ A(i, j) &= -p_{ij} && \text{para los elementos no nulos fuera de la diagonal} \end{aligned}$$

Los términos independientes del vector  $F$ , están constituidos por el caudal residual no equilibrado en el nudo más un factor de corrección y se expresa como:

$$F(i) = \sum_j (1 - y_{ij}) Q_{ij}^k + q_i + \sum_f p_{if} H_f^k \quad \text{Ec 2- 23}$$

$\sum_f p_{if} \cdot H_f^k$  solo está presente para las tuberías que conectan el nudo  $i$  con un nudo de altura conocida  $f$ .

Los términos  $p_{ij}$  e  $y_{ij}$  se expresan para el caso de tuberías como:

$$p_{ij} = \frac{1}{n \cdot r |Q_{ik}^k|^{n-1} + 2 \cdot m |Q_{ij}^k|} \quad y_{ij} = p_{ij} \cdot (r |Q_{ik}^k|^{n-1} + m |Q_{ij}^k|) \quad \text{Ec 2- 24}$$

y para bombas

$$p_{ij} = \frac{1}{b_0 \cdot \omega^{2-n} |Q_{ij}^k|^{n-1}} \quad y_{ij} = -\frac{p_{ij} \cdot \omega^2 (h_0 - r(Q_{ij}^k/\omega)^n)}{Q_{ij}^k} \quad \text{Ec 2- 25}$$

mientras que

$\eta_i = D_{22}(i, i)$  es el elemento nuevo introducido para considerar la demanda dependiente de la presión

Una vez conocidas las alturas  $H^{k+1}$  con la primera de las Ec 2-21, se calculan los nuevos caudales  $Q_{ij}^{k+1}$  con la segunda de las ecuaciones, hasta que la diferencia entre una iteración y la siguiente sean mínimas.

Wu et al. (2009) siguieron este método para considerar la dependencia de la demanda con la presión, formulando la modificación del algoritmo global del gradiente al igual que lo hizo Todini (2006). En este caso los autores tuvieron en cuenta que las demandas en un nudo podría estar constituidas por una parte fija y otra variable con la presión. Para la demanda variable con la presión adoptaron la curva propuesta por Wagner pero modificada para tener en cuenta incrementos de demanda por encima de la presión requerida, por lo que definen una presión requerida y una presión umbral. Esto significa que para los autores hay una presión requerida a la que el consumo es satisfecho al completo, pero si la presión continúa creciendo la demanda se incrementa hasta llegar a la presión umbral, por encima de la cual la demanda se mantiene constante (por ejemplo un 120 % de la demanda requerida) Esta consideración mejora la curva de Wagner.

$$\begin{aligned} q_i &= q_{req} \cdot \left[ \frac{P_{i,umbral}}{P_{i,req}} \right]^\alpha = cte && \text{si } p_i \geq P_{i,umbral} \\ q_i &= q_{req} \cdot \left[ \frac{p_i}{P_{i,req}} \right]^\alpha && \text{si } 0 < p_i < P_{i,umbral} \\ q_i &= 0 && \text{si } p_i < P_{i,min} \end{aligned} \quad \text{Ec 2- 26}$$

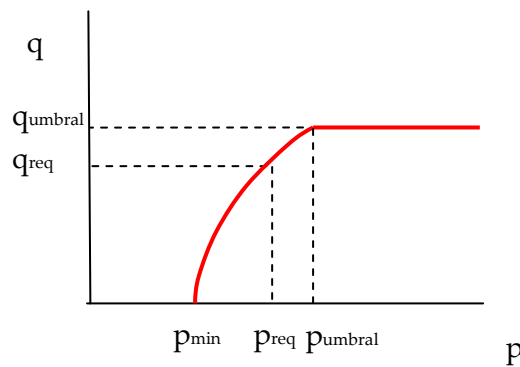


Fig. 2-9. Curva de variación de la demanda con la presión empleada por Wu

Los autores, aplicaron el método a tres redes, incluida una real. Sin embargo, la curva DDP que adoptan, presenta puntos singulares, y no mantiene la continuidad de la primera derivada, lo cual dificulta la convergencia al resolver el sistema de ecuaciones. Este hecho es omitido por los autores.

Wu y Walski (2006), desarrollaron e integraron este modelo en el módulo de cálculo del programa WaterGems comercializado por Bentley.

Por otra parte Giustolisi, Savic y Kapelan (2008) proponen un modelo conducido por presión que contemple la dependencia global de la demanda con la presión incluyendo las fugas, empleando la modificación del algoritmo global del gradiente (EGGA) formulada por Todini (2003). Para el caso de la demanda de los consumidores adoptan la curva de Wagner (1988) como curva que correlaciona la demanda con la presión. Para el caso de las fugas adoptan la propuesta por Germanopoulos (1985), donde el caudal de fugas en una tubería viene expresado por

$$q_{k\text{leak}} = \beta_k L_k P_k^{\alpha_k} \quad \text{Ec 2- 27}$$

siendo

- $q_{k\text{leak}}$  el caudal de fugas en la tubería k
- $\beta_k$  un parámetro que depende de las características de la tubería (edad, diámetro, espesor, número de conexiones...) y características externas ambientales (cargas de tráfico, corrosión...) Está relacionado con el número de fugas por unidad de longitud de la tubería
- $\alpha_k$  depende de la rigidez del tubo (diámetro respecto al espesor y el material). Está relacionado con el tipo de fuga (orificio longitudinal....)

A continuación, el caudal de fugas en una tubería k se distribuye entre los nudos de la misma al 50% o proporcional a la presión de ambos nudos.



El modelo es aplicado a dos redes ejemplo reales, poniendo de manifiesto la convergencia del mismo tras introducir un parámetro de relajación, sin el cual se observaron serios problemas de convergencia.

Los autores ponen de manifiesto la necesidad de emplear un modelo conducido por presiones, sobre todo para orientador al gestor acerca de la ubicación y distribución de las fugas, frente al modelo tradicional conducido por demandas donde las fugas son distribuidas proporcionalmente a la demanda, dando lugar a presiones de cálculo inferiores.

Del mismo modo Siew y Tanyimboh (2011) proponen un modelo conducido por presiones modificando el algoritmo global del gradiente GGA, para incorporar en las ecuaciones la dependencia de la demanda con la presión dada por la curva propuesta por Tanyimboh y Templeman (2004, 2010). Los autores destacan como punto problemático el hecho de que incluir una nueva relación no lineal, en un sistema de ecuaciones ya de por sí no lineal, reduce la rapidez de la convergencia del método GGA. Por ello emplean una curva DDP sin puntos angulosos, cuya primera derivada sea continua y además introducen un parámetro de relajación que modifica el intervalo de iteración de Newton. Finalmente el modelo es programado dentro del módulo de cálculo de EPANET, generando una nueva extensión llamada EPANET- DPX.

#### **4.2 Procedimiento iterativo sobre un modelo tradicional conducido por demandas considerando una curva DDP**

Bajo esta categoría se agrupan aquellas metodologías que para tener en cuenta la dependencia de las demandas con la presión, realizan varias iteraciones o simulaciones de la red empleando modelos tradicionales, que consideran inicialmente las demandas fijas y a continuación recalculan estas en base a las presiones resultantes y la curva DDP. El proceso finaliza cuando las presiones resultantes sean acordes a las demandas supuestas de acuerdo las curvas DDP. Estos métodos comparten las mismas ventajas y desventajas que los que modifican el método del gradiente, sin embargo frente a estos últimos, tienen como principal inconveniente la mayor lentitud en la convergencia, elevando el tiempo de cálculo necesario para simular redes de tamaño considerable, y como ventajas la facilidad de implementación.

Esta es la metodología que usan Hayuti, Naga et al. (2006), los cuales iteran sobre la solución dada por EPANET 2, recalculando en cada iteración las demandas de acuerdo a la presión resultante. Utilizan para ello la curva propuesta por Wagner (1998) donde asumen una presión mínima de 0 metros. Por otra parte modelizan las fugas como emisores, al igual que Burrows et al. (2003). Aplican la metodología a cuatro redes reales, con el objetivo de estudiar la fiabilidad de las

redes para satisfacer la demanda. Para ello, simulan el cierre de varias tuberías en la red por mantenimiento, así como alguna rotura, introduciendo para este último caso, en el punto medio de la tubería un embalse de cota igual a la piezométrica de este nudo. Tras simular estas situaciones calculan el grado de satisfacción de la demanda, a través de las zonas de deficiencia y el ratio de satisfacción de demanda. Los autores ponen de manifiesto que en los últimos años las compañías de agua han hecho mucho hincapié en reducir las presiones para reducir el nivel de fugas, lo cual ha debilitado las redes desde el punto de vista de la fiabilidad. Esto incrementa la necesidad de disponer de modelos de demandas dependientes de la presión para estudiar la fiabilidad de las redes.

Por otro lado, Pathirana (2011) plantea un método iterativo sobre la solución de EPANET, pero modelizando las demandas a través de emisores, es decir sin utilizar una curva DDP. Considera en principio para todos los nudos la misma presión deseada, por debajo de la cual el consumo es parcialmente satisfecho, y modeliza todos los nudos como emisores con la misma constante. Simula el comportamiento de la red con EPANET 2, obteniendo como resultado unas presiones y caudales. A partir de aquí recalcula la demanda en los nudos teniendo en cuenta que:

- si la presión en el nudo es superior a la deseada, elimina el emisor e impone un caudal constante, e igual al deseado,
- si la presión en el nudo es inferior a la deseada, deja el emisor en el nudo,
- si la presión en el nudo es inferior a cero, elimina el emisor del nudo e impone un consumo nulo.

El proceso iterativo se detiene cuando las condiciones para recalcular la demanda se mantienen iguales en dos iteraciones consecutivas.

De esta forma Pathirana, en realidad está modelizando las demandas dependientes de la presión como emisores, pero elimina el inconveniente que presentan los emisores, los cuales no imponen ningún límite superior ni inferior a la demanda. Para ello, mantienen la demanda constante por encima de una presión deseada, y hacen que la demanda sea cero, cuando la presión desciende por debajo de un mínimo.

Por último Jun y Guoping (2013) presentan un método iterativo sobre EPANET modificando el consumo de los nudos de acuerdo a funciones DDP planteadas anteriormente por otros autores. Consideran además tres tipos de demanda: aquellas que son independientes de la presión, aquellas que son dependientes de la presión y por último las fugas. Crean una extensión de EPANET llamada EPANET -MNO

Los autores consideran que la demanda en un nudo está formada por un consumo fijo e independiente de la presión ( $q_{c\text{fijo}}$ ) y otro variable con la presión, compuesto este último por la demanda de los usuarios ( $q_{c\text{variable}}$ ) y fugas  $q_{\text{fugas}}$

0	si presión < 0
$q_{c\text{fijo}} + q_{\text{fugas}}$	si $0 < \text{presión} < p_{\text{min}}$
$q_{c\text{fijo}} + q_{\text{fugas}} + q_{c\text{variable}}$ (según curva DDP)	si $p_{\text{min}} < \text{presión} < p_{\text{desada}}$
$q_{c\text{fijo}} + q_{\text{fugas}} + q_{c\text{variable}}$ (constante)	si presión > $p_{\text{desada}}$

Considera que la demanda siempre se satisface, y que por lo tanto es constante si la presión es mayor que la requerida.

Para considerar la dependencia de la demanda con la presión utiliza 4 curvas DDP (Wagner, Fujiwara and Li, Tucciarelli y Tanymboh)

Consideran además la dependencia de las fugas con la presión a través de la expresión de Germanopoulos, con exponente 1,18.

Finalmente el procedimiento se puede resumir de la siguiente forma:

- Asumen inicialmente un porcentaje de fugas, un caudal fijo y un caudal variable.
- Simulan con EPANET, considerando la distribución anterior de demandas, y recalculan de nuevo los caudales de fugas, fijo y variable de acuerdo a la curva DDP adoptada y la expresión de Germanopoulos.
- Simula de nuevo la red con EPANET iterativamente.
- Si tras M iteraciones el error es mayor que uno dado, imponen  $Q_{c\text{fijo}}$  o  $Q_{c\text{variable}}$  para asegurar convergencia.

En cuanto a la convergencia ponen de manifiesto que la curva DDP de Wagner presenta un punto de discontinuidad en la primera derivada en el origen mientras que el resto no, lo cual dificulta la convergencia.

Aplican el método a dos redes ejemplo y una real, comparando los resultados que obtienen con las distintas curvas DDP, obviamente diferentes. Concluyen que la metodología que ofrecen es flexible y válida, implementada algorítmicamente como una extensión de EPANET 2, pero manifiestan la necesidad de realizar medidas o ensayos reales a fin de saber qué curva DDP se ajusta mejor a la realidad.

### 4.3 Modelización de las demandas dependientes de la presión a través de emisores

Rosman (2000) introdujo en el software de simulación de redes EPANET el elemento emisor, inicialmente pensado para simular la operación de hidrantes. En esencia, el emisor es una propiedad del nudo donde su demanda se ajusta en función de la presión disponible, simulando así la descarga por un orificio a la atmósfera, de acuerdo a la siguiente expresión,

$$q_i = C_d P_i^\gamma \quad \text{Ec 2- 28}$$

donde

- $q_i$  es el caudal de descarga por el nudo
- $C_d$  es el coeficiente de descarga del nudo
- $\gamma$  es el coeficiente de descarga, por defecto 0,5

Aprovechando la propiedad del emisor, se pueden simular en EPANET las demandas dependientes de la presión, modelizando las demandas en cada nudo del modelo con un emisor. De hecho, muchos autores han seguido esta metodología como el ya referido Pathirana (2011). No obstante, presenta algunos inconvenientes:

- Con el emisor, la demanda en un nudo crece sin límite con la presión, hecho que en la realidad no se observa. Esto sería válido para el caso del caudal de fugas, pero no para simular el consumo del usuario.
- Con el emisor, se pueden obtener demandas negativas. En efecto, si la presión en el nudo desciende por debajo de cero, la demanda en un nudo se hace negativa, lo cual claramente es incorrecto.
- Con los emisores, solo se puede simular una única forma de variación de la demanda con la presión, de acuerdo a la expresión potencial, cuando en algunos casos puede no ajustarse a la realidad. De hecho varios autores han propuesto diferentes curvas DDP.

Cheung et al. (2005) para superar las desventajas de los emisores, programaron una extensión de EPANET, utilizando la TOOLKIT y aprovechando la propiedad de los emisores, la cual fue modificada para tener en cuenta una curva DDP. La extensión programada fue aplicada en dos redes reales, teniendo en cuenta la curva DDP formulada por Tucciarelli, Fujiwara y Wagner; y se compararon los resultados obtenidos con EPANET (modelo conducido por demandas), y la propia extensión desarrollada que tenía en consideración las demandas

dependientes de la presión según las curvas mencionadas. Como resultado, observaron que con las curvas de Tucciarelli y Fujiwara obtenían demandas similares, mientras que con la curva de Wagner se obtenían presiones superiores en general.

Guidolin et al. (2010) desarrollaron un programa de simulación hidráulica de redes, con código abierto, llamado CWSNET, con el objetivo de ser un sustituto del propio EPANET. Como mejoras respecto a este último introducía nuevos elementos como bombas de velocidad variable, permitía modificar la topología en modo *run time* y permitía simular demandas dependientes de la presión modificando la propiedad de los emisores para limitar el caudal con la presión. Sin embargo en el momento de la redacción del artículo, el módulo de demandas dependientes de la presión no estaba finalizado todavía.

#### **4.4 Modelización de las demandas dependientes de presión introduciendo embalses ficticios**

Algunos autores consideran que para simular demandas dependientes de la presión, no es necesario emplear una curva DDP que correlacione la demanda con la presión, sino que basta con simular el comportamiento de la red con un modelo conducido por demandas e introducir en aquellos nudos en los que la presión sea inferior a la requerida, unos embalses cuya altura piezométrica sea igual a la requerida, evaluando la demanda como el caudal de circulación hacia dichos depósitos.

La ventaja de esta metodología es que no se requiere introducir una curva DDP que represente la variación de la demanda con la presión, en la práctica difícil de definir para que se ajuste además a la realidad. Esta metodología no requiere el aporte de ningún parámetro adicional, salvo la altura mínima requerida en cada nudo.

En cuanto a las desventajas, como algunos autores comentan, resaltar que es una metodología difícil de aplicar a redes de gran tamaño, por la gran cantidad de embalses ficticios que se introducen y además al incorporar embalses en los nudos con insuficiencia de presión, se obtiene como resultado el caudal demandado pero nunca la presión del nudo

Todini en el año 1998 formuló el método del gradiente para resolver el comportamiento hidráulico de una red, considerando las demandas constantes, siendo este el método ampliamente adoptado por todos los softwares de simulación de redes, incluido el propio EPANET. Posteriormente Todini (2003, 2006), siendo consciente de las limitaciones que supone considerar las demandas

constantes, formula la modificación del método del gradiente (GGA) para considerar las demandas dependientes de la presión mediante una curva cualquiera DDP. Sin embargo pone de manifiesto las elevadas dificultades que tiene el encontrar una curva DDP que se ajuste a la realidad y que presente además las propiedades matemáticas adecuadas (diferenciable y continua en su primera derivada) para que la resolución iterativa del sistema de ecuaciones sea convergente. Es por todo ello que trata de obviar la consideración de unas curvas DDP y propone a cambio, la simulación de la red bajo demandas constantes, introduciendo embalses en aquellos nudos en los que la presión sea inferior a la requerida. La metodología básicamente propuesta es la siguiente:

- Primero se simula el comportamiento de la red considerando un modelo conducido por demandas, es decir considerando que la demanda en los nudos es la requerida.
- Si como resultado en algunos nudos la presión es inferior a la requerida, entonces se introduce en el nudo un embalse con altura piezométrica igual a la requerida y se vuelve a simular el comportamiento de la red. En función del caudal de alimentación resultante hacia el embalse se adopta la siguiente decisión:
  - Si el caudal hacia el embalse es negativo, se impone demanda cero al nudo (la presión es insuficiente para satisfacer la demanda)
  - Si el caudal hacia el embalse es mayor a la demanda requerida del nudo, se impone como demanda la requerida (ya no se trabaja en condiciones de insuficiencia de presión)
  - Si el caudal hacia el depósito es positivo e inferior a la demanda requerida en el nudo, se mantiene el embalse
- Vuelve a simular el comportamiento de la red con las consideraciones anteriores y así sucesivamente hasta que no haya cambios de una iteración a la siguiente

Todini observa que con 2 - 3 iteraciones es suficiente y aplica el método a una red ejemplo de 12 nudos y 17 tuberías.

Ozger (2003) propone un método similar a Todini, esto es fijando la demanda requerida en cada nudo, propone simular el comportamiento de la red con un modelo tradicional conducido por demandas, procediendo a conectar un embalse con aquellos nudos cuya presión resultante sea inferior a la requerida, por debajo de la cual el consumo es satisfecho parcialmente. La cota del embalse es igual a la cota más elevada del punto de consumo a satisfacer desde dicho nudo. Al igual que Todini, elimina los embalses:

- cuando el caudal de alimentación del embalse es superior al caudal requerido, lo cual significa que hay altura piezométrica suficiente para satisfacer por completo la demanda. Impone en este caso al nudo la demanda requerida inicialmente
- cuando el embalse inyecta agua, lo cual significa que no hay potencial suficiente para satisfacer la demanda, ni siquiera parcialmente. Impone entonces al nudo una demanda cero.

Posteriormente Ang & Jowith (2006) proponen un algoritmo similar programado sobre EPANET, al que denominan PDNA, pressure deficient network algorithm. La metodología que proponen parte de simular el comportamiento de la red con demandas cero, y conectan un embalse a una cota igual a la del nudo de consumo en aquellos nudos en los que la altura piezométrica sea superior a la mínima. Vuelven a simular el comportamiento de la red y eliminan los embalses cuando el caudal de alimentación a los mismos es superior a la demanda requerida o cuando aporten agua a la red, al igual que Todini y Ozger.

## 5. Conclusión

A modo de **conclusión** podemos decir que hasta la fecha son varias las propuestas realizadas para formular un modelo DDP y una curva DDP desde el punto de vista teórico, cada una de ellos con sus ventajas y limitaciones.

En cuanto a las curvas DDP, prácticamente todas consideran constante la demanda en condiciones de presión suficiente, y son pocos los análisis que se han realizado para formular y adaptar una curva DDP a las diferentes tipologías de suministros urbanos que se dan en la realidad, con el fin de integrarlas en un modelo dinámico de una red existente, que considere la dependencia real de la demanda con la presión.

A lo largo de este trabajo en primer lugar se va a analizar, desde el punto de vista teórico, cómo depende de la presión el consumo de los usuarios en una red de suministro de agua potable.

Con el análisis efectuado se propondrá una función matemática que represente lo mejor posible esta dependencia de la demanda con la presión. Esta función debe disponer de parámetros de ajuste que permitan adaptarla a diferentes suministros urbanos y debe tener propiedades matemáticas adecuadas (puntos no angulosos básicamente) para que pueda ser implementada en el sistema de ecuaciones de cálculo hidráulico de la red, sin que dé problemas de convergencia en su solución.

A continuación se propondrá un ajuste de los parámetros de la función propuesta para adaptarla a diferentes suministros urbanos en función de la tipología de las viviendas (número de alturas o presencia o no de grupo de presión, por ejemplo).

A través de un ensayo real llevado a cabo en la red de abastecimiento de la ciudad de Valencia, se podrá contrastar experimentalmente el grado de dependencia de la demanda de los usuarios y las fugas con la presión, al mismo tiempo que se podrán ajustar para dicha red los parámetros de la función DDP.

Por último se va a proponer un modelo que integre las dependencias de las demandas y las fugas con la presión a partir de la información disponible en la práctica en un abastecimiento urbano.



## Capítulo 3

# Modelo estático realista para las DDP

### 1. Curvas motriz y resistente en un nudo de una red

La presión y caudal en un nudo de suministro de una red de distribución de agua viene determinada por la intersección entre la curva motriz de la red en dicho nudo y la curva resistente de la instalación que parte de dicho nudo hasta los puntos finales de consumo.

La curva motriz en un nudo varía con las características de los puntos de inyección de agua al sistema, las características físicas de la propia red, las demandas aplicadas en los restantes nudos, y las leyes de control que actúan sobre los dispositivos de regulación. En consecuencia, la curva motriz cambia en cada nudo y en cada instante.

La curva resistente, por su parte, depende de las características de las instalaciones interiores, del número de grifos abiertos y grado de apertura de los mismos, del número de dispositivos automáticos conectados y de la capacidad de los distintos almacenamientos de agua (cisternas, cubas de electrodomésticos, etc.). Al igual que la curva motriz, la curva resistente cambia también en cada nudo y en cada instante.

Lo que ocurre en un nudo dado a lo largo de 24 horas se resume en la figura 3.1.

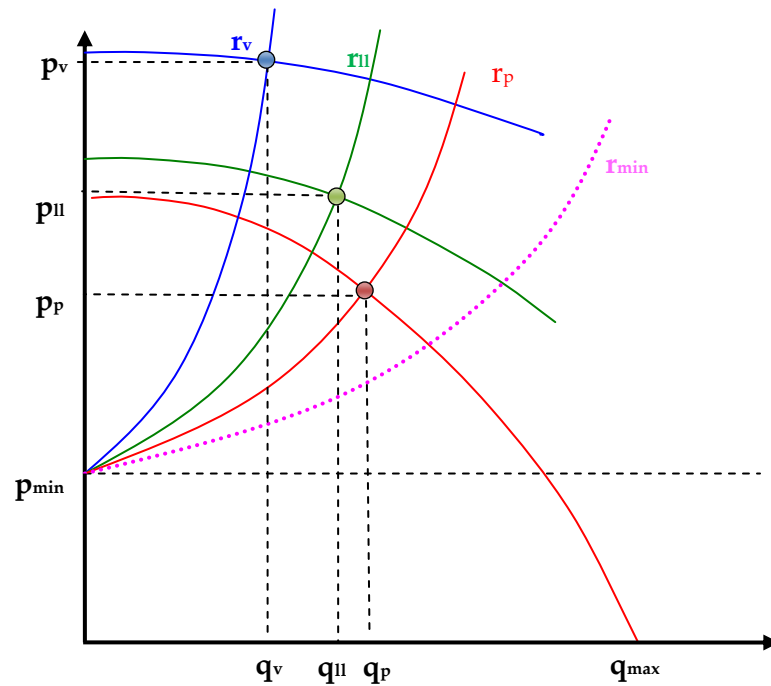


Fig. 3-1. Curva motriz y Curva resistente en un nudo para diferentes instantes (p punta, ll llano, v valle)

La curva resistente presenta siempre una resistencia mínima que raramente se alcanza, salvo condiciones extraordinarias, y correspondería a una situación en que todos los grifos de los inmuebles alimentados desde el nudo estuvieran abiertos y todos los dispositivos automáticos conectados. La curva resistente mínima, por lo tanto, no es cero como suponen algunos autores.

Cabe también señalar que para cada instante existirá un caudal de demanda máximo correspondiente a una presión de suministro cero (corte de la curva motriz con el eje de abscisas). Dicha situación, admitida por algunos autores, es en la práctica irreal, salvo que se abriera un hidrante o se produjera un reventón en el nudo con salida libre a la atmósfera, y aún así el propio hidrante o rotura tendría siempre una curva resistente que limitaría el caudal de salida.

Por otra parte, existe siempre una altura (presión) mínima por debajo de la cual no hay caudal. Esta presión mínima coincide con la altura del punto de salida del agua más bajo, con respecto a la cota del nudo.

En un modelo conducido por demandas no se tienen en cuenta todos estos detalles. Simplemente se fuerzan las demandas en cada nudo para cada hora  $q_i(t)$  y el simulador proporciona la presión en cada nudo a cada hora  $p_i(t)$ , con lo que solo se tiene en cuenta la curva motriz. Ello, sin embargo, es válido solo si es compatible con la existencia de una curva resistente que pase por dicho punto, es decir, si el nudo es capaz de absorber el caudal  $q_i(t)$  a la presión  $p_i(t)$ .

## 2. Demandas fijas y demandas variables

Las demandas en una vivienda son básicamente de dos tipos:

### 2.1 Demandas variables

Las demandas que denominamos variables son las demandas provocadas por la apertura de **un grifo** voluntariamente hasta obtener el caudal deseado durante el tiempo deseado. El caudal depende del grado de apertura de los grifos, además de las características de la instalación y el volumen consumido depende además del tiempo de apertura. Desde un punto de vista hidráulico, el caudal saliente por un único grifo abierto vendrá determinado por la ecuación de equilibrio:

$$\frac{p_1}{\gamma}(q_{dv}) = \Delta z + \Delta h_t(q_{dv}) + \Delta h_v(q_{dv}) + \frac{p_{res}}{\gamma}(q_{dv}) \quad \text{Ec 3-1}$$

siendo

- $q_{dv}$  el caudal demandado o de salida por el grifo (q variable)
- $p_1$  la presión en la acometida
- $\Delta z$  la diferencia de cotas entre el grifo y la acometida
- $\Delta h_t$  las pérdidas en las tuberías interiores que alimentan el grifo
- $\Delta h_v$  las pérdidas adicionales introducidas por la válvula de regulación del grifo
- $p_{res}$  la presión mínima requerida por el dispositivo para consumir el caudal demandado, y representa las pérdidas en el grifo de toma con la válvula de regulación abierta, e incluye la altura dinámica del chorro (suele estar entre 5 y 10 m.c.a)

Excepto  $\Delta z$ , todos los demás términos dependen de  $q_{dv}$  y este se obtendrá como resultado del equilibrio hidráulico de energías.

La variación de  $q_{dv}$  según las necesidades del consumo está basada fundamentalmente en la variación del valor de  $\Delta h_v$ , o del coeficiente de pérdidas  $k_v$  según la expresión:

$$\Delta h_v = k_v \frac{8}{\pi^2 g d^4} q_{dv}^2 \quad \text{Ec 3-2}$$

donde  $d$  es el diámetro nominal de la válvula del grifo. Si un grifo está cerrado  $k_v$  es infinito y en consecuencia  $q_{dv}$  será cero.

En una vivienda hay **muchos grifos** de toma y en la práctica algunos pueden estar abiertos simultáneamente. Sin necesidad de entrar en el detalle de cada uno, en el modelo simplificado de una vivienda podemos admitir que la ecuación (3-1)

correspondiente a la demanda variable sigue siendo válida para el conjunto de todos ellos.

La interpretación de la ecuación (3-1) para el conjunto de grifos de una vivienda o de varias viviendas similares es ahora la siguiente:

- $\Delta h_t$  representa las pérdidas equivalentes en el sistema de conducciones, (tubería general, contador, montantes y ramificaciones) que lleva el agua hasta los distintos puntos de uso. Asumiremos que las propiedades físicas de la tubería equivalente no cambia con el número de dispositivos conectados, con lo que  $\Delta h_t = k_t \cdot q_{dv}^2$  con  $k_t$  constante
- $p_{res}$  es la presión residual requerida por cada grifo para suministrar el caudal deseado y se mide en la cota a la que está ubicado el grifo. Los usuarios modifican su demanda fundamentalmente porque abren un mayor número de grifos, no porque modifican la apertura de sus grifos abiertos. En consecuencia, admitiremos que  $p_{res}$  no cambia con el número de grifos abiertos. Así pues, si para un grifo:

$$p_{res} = k_{res,i} q_{dv,i}^2 \quad \text{o bien} \quad q_{dv,i} = C_{res,i} p_{res}^{0.5} \quad \text{Ec 3-3}$$

admitiremos que el coeficiente equivalente  $C_{res} = 1/\sqrt{k_{res}}$  aumentará lo suficiente al incrementarse el número de grifos abiertos, con tal de que  $p_{res}$  no cambie

- $\Delta h_v$  son las pérdidas introducidas por la válvula de los grifos y podemos suponer globalmente que

$$\Delta h_v = k_v \cdot q_{dv}^2 \quad \text{Ec 3-4}$$

tomando  $k_v$  en cada momento el valor necesario para obtener el  $q_{dv}$  deseado.

En resumen para el conjunto de tomas regulables de una o más viviendas similares podremos seguir aplicando la ecuación (3-1) donde ahora:

- $k_t$  es un indicador de las pérdidas en las conducciones
- $k_v$  es un indicador del grado de apertura de los grifos abiertos
- $k_{res}$  es un indicador del número de grifos abiertos.

Como consecuencia de esta discusión, la curva  $q_{dv}$  presentará la forma aproximada de una parábola con origen en  $p_{min} = \gamma \Delta z$ , y un grado de apertura tal que para  $p_1 = p_s$  (presión de suministro en el nudo a la hora actual) nos dé un caudal  $q_{dv}$ , igual a la fracción de la demanda total a esa hora clasificada como demanda variable (según la figura 3-2).

En realidad, la causa fundamental que determina la variación de  $q_{dv}$  en la acometida a lo largo del día está basada fundamentalmente en el estado de cierre o apertura de todos los grifos de las viviendas conectados a la acometida, y en menor medida en el grado de apertura de los grifos abiertos controlado por  $k_v$ . Es decir, influye más el hecho de que un grifo esté completamente cerrado o abierto que el hecho de que esté más o menos abierto.

## 2.2 Demandas fijas

Las demandas que denominamos fijas son aquellas provocadas por los aparatos automáticos que toman un volumen de agua determinado de la red cada vez que se accionan, como, por ejemplo, las cisternas, lavadoras, lavavajillas, riegos automatizados por volumen, etc

Hidráulicamente el caudal fijo instantáneo  $q_{df,i}$  consumido por un aparato  $i$  viene determinado por la ecuación de equilibrio:

$$\frac{P_1}{\gamma}(q_{df,i}) = \Delta z + \Delta h_i(q_{df,i}) + \frac{P_{res}}{\gamma}(q_{df,i}) \quad Ec 3-5$$

donde el término  $\Delta h_v$  desaparece al abrir totalmente la toma, mientras que  $p_{res}$  puede ser menor que en el caso anterior (por ejemplo entre 1 y 3 m.c.a).

Sin embargo, puesto que lo que importa es el volumen, la toma estará abierta el tiempo necesario  $t_i$  hasta obtener el volumen deseado  $V_{df,i}$ , con lo que

$$V_{df,i} = q_{df,i} \cdot t_i \quad Ec 3-6$$

y el caudal medio horario en l/s consumido por el total de apartados de una vivienda será:

$$q_{df} = \frac{\sum V_{df,i}}{3600} = cte \quad Ec 3-7$$

En un modelo de simulación simplificado podremos suponer que el caudal medio horario es constante e independiente de la presión, mientras sea  $t_i < 3600$  seg. En consecuencia, el caudal medio  $q_{df}$  en una hora, para una acometida dada, vendrá determinado por el número de accionamientos de los dispositivos de este tipo conectados a la acometida en dicha hora, así como por el volumen consumido por estos en cada accionamiento.

Sin embargo, cuando la presión disponible es muy baja, es posible que  $t_i > 3600$  seg. Entonces será  $q_{df} = q_{df,i}$ , con  $q_{df,i}$  dado por la ecuación (3-5).

Para simular el comportamiento real de los consumos de este tipo podremos suponer que:

- Si  $\frac{p_1}{\gamma}(q_{df,i}) - \Delta z - \Delta h_t(q_{df,i}) > \frac{p_{res}}{\gamma}(q_{df,i})$ , entonces  $q_{df}$  es fijo e independiente de la presión, y
- Si  $\frac{p_1}{\gamma}(q_{f,i}) - \Delta z - \Delta h_t(q_{f,i}) < \frac{p_{res}}{\gamma}(q_{f,i})$ , entonces  $q_{df} = q_{df,i}$  Ec 3-8

En cualquier caso, tanto  $q_{dv}$  como  $q_{df}$  serán cero si  $p_1 < \Delta z \cdot \gamma = p_{min}$

### 2.3 Demanda global

En la figura 3-2 se muestran superpuestas las curvas de demandas típicas para una hora dada y un conjunto de viviendas similares, todas ellas situadas a la misma cota y conectadas a una misma acometida, diferenciando la curva correspondiente a las demandas fijas  $q_{df}$  y las demandas variables  $q_{dv}$ .

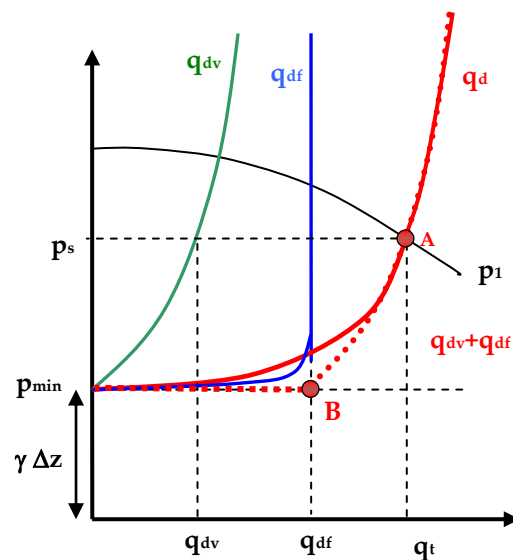


Fig. 3-2- Variación de la demanda con la presión en un instante dado, para viviendas de igual altura

Si admitimos ahora que  $q_{df}$  es fijo para  $p > p_{min}$ , la curva de **demanda total** será la curva  $q_d = q_{df} + q_{dv}$  señalada a trazos rojos en la figura, con un vértice en el punto B. A diferencia de otros autores aquí se contempla en una sola curva los dos tipos de demanda (fija y variable).

Sin embargo, si tenemos en cuenta que  $q_{df}$  puede reducirse para presiones próximas a  $p_{min}$ , por no obtener el volumen deseado en el periodo de tiempo considerado, la curva de demanda se mostrará suavizada en el entorno del punto B, de modo que  $q_d = 0$ , para  $p = p_{min}$ , tal como se muestra en trazo más grueso.

En la práctica, la curva de demanda total  $q_d$  suele aproximarse mediante una función potencial del tipo

$$p = k_t \cdot q_d^\alpha \quad \text{con } \alpha > 2 \text{ y } k_t = \frac{P_s}{q_{d,s}^\alpha} \quad \text{Ec 3-9}$$

o bien 
$$q_d = \left(\frac{P}{k_t}\right)^{\frac{1}{\alpha}} = C_t \cdot p^\beta \quad \text{con } \beta < 0,5 \quad \text{Ec 3-10}$$

siendo  $p_s, q_s$  la presión y el caudal medio observado en una determinada hora.

Observemos de la figuraa 3-2 que  $\alpha$  será tanto mayor que 2 (o  $\beta$  menor que 0,5) cuanto mayor sea el ratio  $q_{af}/q_d$

La curva potencial propuesta presenta sin embargo varios inconvenientes:

- el caudal  $q_d$  no tiene límite al aumentar la presión.
- muestra un discontinuidad en la primera derivada para  $p = p_{min}$ .
- solo tiene una presión de ajuste  $p_s$  y su forma no siempre ajusta a la realidad.

por lo que propondremos una ley alternativa más adelante.

### 3. Caso de edificios en altura

Si las viviendas alimentadas desde la acometida son edificios en altura, la cosa cambia, pues existirá una  $p_{min}$  diferente para cada piso y en consecuencia habrá que diferenciar también las curvas  $q_v$  y  $q_f$  para cada piso. La curva equivalente será el resultado de asociar estas en paralelo. En la siguiente figura se muestra un ejemplo para un edificio de 4 plantas

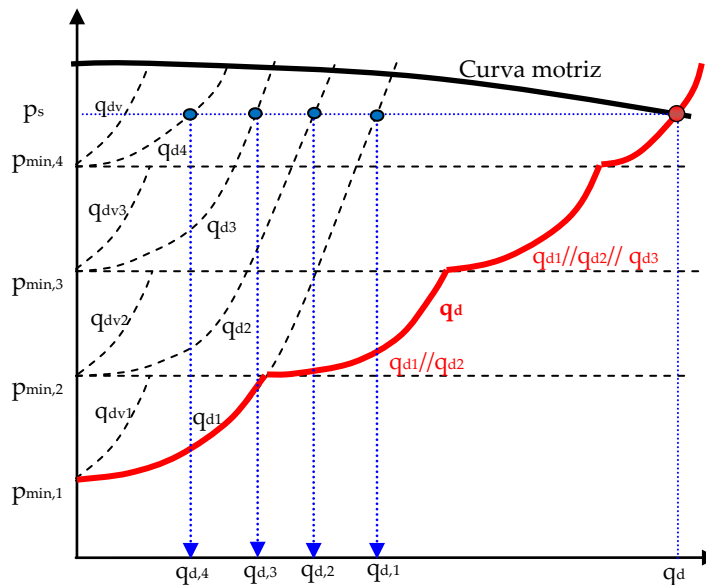


Fig. 3-3. Variación de la demanda con la presión en un instante dado, para viviendas de igual altura

Si admitimos la misma curva  $q_{dv}$  y el mismo  $q_{df}$  para cada planta, resultará para una presión dada en la acometida  $p_s$  que:  $q_{d,4} < q_{d,3} < q_{d,2} < q_{d,1}$  debido a la forma creciente de  $q_{dv}$ , es decir, un consumo mayor en las plantas bajas con respecto a las plantas altas. Para obtener el mismo  $q_d$  en cada planta, las curvas  $q_{dv}$  deberían ser más cerradas en las plantas más bajas (lo que equivale a aumentar  $k_v$  en las plantas más bajas, hasta cierto punto lógico pues los usuarios cerrarán más los grifos al tener más presión). Si además consideramos que las pérdidas  $\Delta h_t$  aumentan con la altura de la planta, al ser la longitud de tubería mayor, habrá que modificar aún más  $k_v$  en las plantas más bajas para obtener el mismo  $q_{dv}$ .

También podríamos haber considerado de entrada  $q_{d,4} < q_{d,3} < q_{d,2} < q_{d,1}$  por el hecho de que no todos los edificios tienen la misma altura, con lo que hay menos viviendas en general en una ciudad que estén ubicadas en los pisos más elevados.

Vemos que la forma de la curva de demanda en cada planta influye en el reparto de caudales entre plantas. Asimismo, se observa que la forma global de la curva de demandas se ve afectada por el número de alturas, distanciándose de la forma abombada y tendiendo a la linealidad a medida que aumenta el número de alturas. Además, cada cambio de planta provoca un punto de inflexión en la curva global.

#### 4. Variación de la demanda con la presión en un instante dado

Volvamos a la figura 3-2 para viviendas de una sola planta, supongamos que en un instante dado la presión de servicio es  $p_s$  y el caudal demandado en la acometida es  $q_d$ , siendo el punto de equilibrio el punto A mostrado en la figura.

La curva  $p_1$  es la curva motriz de la instalación. Se obtiene al ir incrementando el caudal total demandado en la acometida. Para cada caudal, la presión  $p_1$  viene determinada por las características de la red.

La curva  $q_d$  (equivalente a la curva  $r_B$  en la figura 3-4) es la curva resistente y ha sido obtenida al hacer variar  $p_1$  en las ecuaciones (Ec 3-1) y (Ec 3-3). Los valores de  $q_v$  se derivan de (Ec 3-1) suponiendo  $k_t$ ,  $k_v$  y  $k_{res}$  constantes, para una hora determinada, mientras que  $q_{df}$  se supone fijo o bien dado por (Ec 3-3) para valores bajos de  $p_1$ , con  $k_t$  y  $k_{res,f}$  constantes.

Supongamos ahora que por una variación en las condiciones de suministro en la red (por ejemplo, el nivel en un depósito), la curva motriz se desplazara



verticalmente, tal como muestra la figura 3-4, dando lugar a las curvas  $p_1' > p_1$  y  $p_1'', p_1''', p_1^{iv} < p_1$ .

En el primer caso, para la curva  $p_1'$ , la presión de servicio en el nudo aumentará, mientras que el caudal  $q_d$  variará o no según la hipótesis que efectuemos. Si admitimos que la curva resistente global  $r_B$  no cambia, es decir que el número de grifos abiertos y sus posiciones no cambian, ni tampoco el número de aparatos automáticos conectados, el nuevo punto de funcionamiento será el  $B'$  y el caudal  $q_d$  aumentará un poco dependiendo fundamentalmente del ratio  $q_{dv} / q_t$ .

Si admitimos en cambio que la curva  $r_B$  cambia a la  $r_C$ , porque los usuarios cierran un poco más los grifos al observar que hay más presión, podemos llegar a suponer que  $q_d$  no cambia, siendo el nuevo punto de equilibrio el  $C'$ .

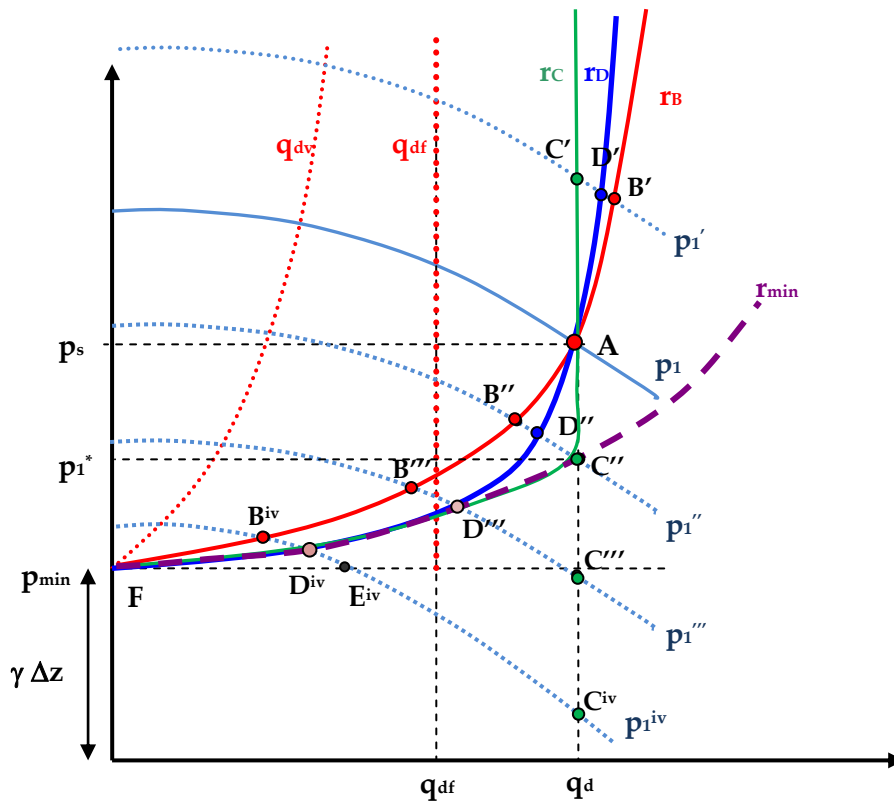


Fig. 3-4. Variación de la demanda con la presión en un instante dado, para viviendas de igual altura

Lo más probable, sin embargo, es que se dé una situación intermedia, es decir que la curva  $r_B$  se transforme en la curva  $r_D$  no tan cerrada, y el punto de funcionamiento termine siendo el  $D'$

Supongamos ahora que disminuye la altura en origen y la curva motriz pasa a ser la  $p_1''$ . En el supuesto de que  $q_d$  no cambie, para lo cual los usuarios deberían abrir más los grifos al ver que la presión se ha reducido, el punto pasaría a ser el  $C''$  (intersección de la curva motriz  $p_1''$  con la curva resistente  $r_C$ ). Si por el

contrario los usuarios no modifican la posición de los grifos el punto de funcionamiento pasaría a ser el B''. Sin embargo, lo más probable es que se dé la situación intermedia, es decir, que los usuarios abran más los grifos pero no suficientemente, pasando a ser finalmente el punto de funcionamiento el D''.

Si admitimos ahora que la curva pasa a ser la  $p_1'''$ , el mantenimiento del caudal  $q_d$ , nos llevaría al punto de trabajo C''', lo que probablemente no sea realista, puesto que existe una curva de mínima resistencia para cada hora, dada por la ecuación (Ec 3-1), en el supuesto de que todos los grifos operativos a esa hora estuvieran totalmente abiertos. La realidad nos conducirá a un punto de funcionamiento más probable como el D''', cuyo caudal será algo mayor que el del punto B''' correspondiente al caso en que los usuarios no hubieran modificado la posición de los grifos abiertos en ese momento.

Finalmente si la presión en origen se reduce aún más, pasando la curva motriz a ser la  $p_1^{iv}$ , la hipótesis de  $q_d$  constante sería insostenible al ser  $p < p_{min}$ . (punto C<sup>iv</sup>). Algunos autores suponen que  $q_d = 0$  en este caso, lo que es claramente incorrecto. Otros asumen que en este caso  $p = p_{min}$  dando lugar al punto E<sup>iv</sup> lo que resulta más próximo a la realidad. Con la curva  $r_B$  inicial hubiera resultado el punto B<sup>iv</sup>, mientras que si imponemos la curva de mínima resistencia se obtiene el punto D<sup>iv</sup>, que sería la situación más realista.

#### En resumen:

- **Suponer  $q_d$  constante para  $p \geq p_{min}$** , como hacen los modelos de demandas fijas, **no es del todo realista**. Puede resultar aceptable mientras  $p > p_{min} + k_{min} q_d^2 = p_1^*$  (por encima de C'') alejándose de la realidad para  $p$  entre  $p_1^*$  y  $p_{min}$  (donde claramente se está trabajando en condiciones de insuficiencia de presión)
- **Suponer  $q_d = 0$  cuando se obtiene  $p_1 < p_{min}$** , como resultado de imponer una demanda fija, **es erróneo**. Esto equivaldría a considerar  $q = 0$  cuando, en un modelo de demandas fijas, la presión fuera igual o inferior a la mínima. Lo que ocurrirá en la práctica es que el caudal será satisfecho parcialmente, recuperándose en parte la presión.
- Resultaría algo **más realista suponer como valor de  $q_d$  el obtenido al imponer la condición  $p_1 = p_{min}$**  en la curva motriz de la instalación, siendo ello tanto más cierto cuanto menor resulte  $q_d$ , pues para valores próximos al  $q_d$  nominal se vuelve a cometer un error al no tener en cuenta la curva de mínima resistencia (trazado A- C'''-F en la fig. 3-4). Este es la hipótesis realizada por ejemplo por Jowit y Todini.

- Sin embargo, **admitir la curva  $r_B$  constante**, es decir  $k_v$  constante independientemente de la presión de suministro, **tampoco es del todo realista**. Según ello  $q_{dv}$  aumenta con  $p_1$  y disminuye con  $p_1$  conforme una curva resistente fija, mientras que sus valores podrían verse alterados al regular los usuarios la apertura de los grifos. En efecto, normalmente los usuarios, en un instante determinado, abrirán más o menos los grifos en función de la presión disponible, pero no en el valor exacto para conseguir siempre  $q_{dv}$  constante. Así pues,  $q_{dv}$  aumentará con  $p_1$ , pero no tanto como si  $k_v$  fuera constante. Por otra parte,  $q_{dv}$  disminuirá con  $p_1$  pero tampoco tanto como si  $k_v$  fuera constante, pues los usuarios intentarán abrir más sus grifos al ver que la presión es insuficiente. Por su parte  $q_{df}$  no cambiará mientras la presión sea mayor que la presión  $p^*_1$  correspondiente a  $r_{min}$ . Por debajo de esta presión y por encima de  $p_{min}$  el caudal  $q_{df}$  se verá también reducido.
- **Lo más realista sería considerar como curva resistente la  $r_D$** , cuya curvatura es mayor que la original  $r_B$ . Así para  $p > p_s$  la demanda  $q_T$  aumenta ligeramente y disminuye ligeramente para  $p < p_s$ , hasta el valor  $p^*_1$ . Cuando se alcanza  $p^*_1$ ,  $q_d$  comienza a disminuir rápidamente hasta hacerse 0 para  $p < p_{min}$ .

En el caso de edificios en altura, la discusión anterior es aplicable a nivel del consumo  $q_{d,i}$  en la planta  $i$ . Conforme la figura 3-3, la curva global de demandas tiene menos curvatura que para viviendas de una sola planta y es más lineal entre  $p_{min}$  y  $p_s$ , con lo que  $q_d$  se reduce más acusadamente para  $p < p_s$ , mientras que para  $p > p_s$  aumenta solo ligeramente. En este caso la hipótesis efectuada por Todini es todavía más incorrecta.

En definitiva debe imponerse una curva de demandas  $q_d(p)$  (curva DDP) para simular el comportamiento real de la demanda servida por cada nudo de la red. Una **función potencial** puede ser adecuada para viviendas de una altura y un ratio  $q_{df}/q_d$  elevado. Sin embargo, para  $p > p_s$  una función de este tipo sobrestima el caudal demandado, el cual no tendría límite. Por otra parte, para edificios en altura la excesiva curvatura de este tipo de funciones se aleja de la realidad.

Sería preferible, en consecuencia, utilizar una función que limitara el crecimiento de la demanda  $q_d$  a presiones elevadas. Una función con  $q_d$  limitado asintóticamente por un valor límite  $q_{lim}$ , y con una curvatura más suave al principio ( $p < p_s$ ) y más pronunciada después ( $p > p_s$ ) sería la propuesta más adecuada. Además de ello, sería deseable poder controlar la curvatura mediante la introducción de uno o dos parámetros.

Por otra parte, hemos visto que para  $p < p_{min}$  la demanda  $q_d$  se hace cero bruscamente. Sería deseable poder anular  $q_d$  de forma suave como se muestra la figura siguiente, para evitar problemas de convergencia derivados de la presencia de una discontinuidad en la primera derivada.

**En conclusión una curva en S**, como la mostrada en trazo continuo en la figura 3-5, sería la más apropiada para simular la curva realista de variación de la demanda con la presión, tanto para viviendas de una altura, como para edificios de varias alturas.

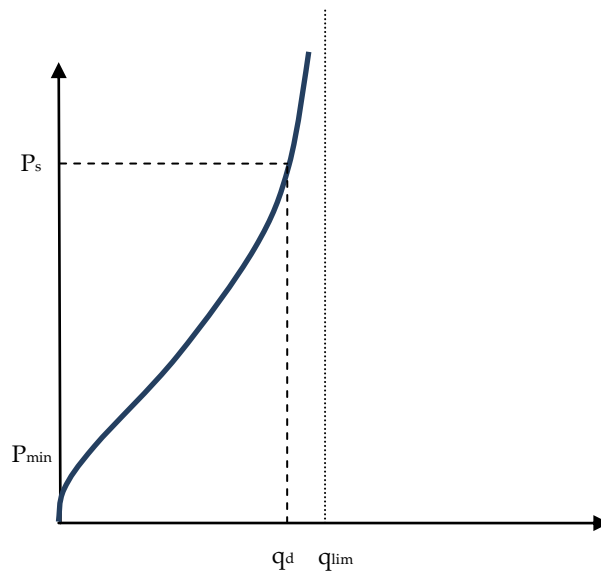


Fig. 3-5. Curva realista para expresar la variación de la demanda con la presión en un instante dado

Finalmente hay que remarcar que en algunos casos, la curva de demandas dependiente de la presión DDP puede depender de la causa que origina la disminución de presión en origen. Si se trata de una causa puntual de corta duración, la curva  $r_B$  podría ser la más indicada, pues los usuarios probablemente no modifiquen la posición de sus grifos ( $k_v$ ) tan rápidamente. En cambio, a medida que el déficit de presión se prolonga en el tiempo, tendría más sentido usar una curva como la  $r_D$ . Finalmente si la causa fuera permanente (una insuficiencia de diseño), el número de tomas abiertas en cada hora cambiaría continuamente, tratando de mantener el valor de  $q_d$  constante, y haciendo así la curva resistente más vertical.

## Capítulo 4

# Modelo de evolución diaria de las DDP

### 1. Variación de la curva DDP a lo largo de 24 horas

Asumiremos de nuevo una curva de tipo potencial para expresar las DDP, a fin de simplificar los razonamientos en lo que sigue, y más adelante analizaremos la introducción de curvas en S para reproducir mejor el comportamiento real.

En la figura 3-1 se puso de manifiesto que la variación de la demanda a lo largo de un día se debe a la variación de la curva resistente de las viviendas (apertura de los grifos). Cada una de las curvas resistentes de la figura 3-1 supone un valor de  $k_v$  constante. Sin embargo, hemos visto que si queremos modelar la variación de la demanda con la presión en cada instante, una curva en S puede ser más apropiada. Además la forma de la curva puede también verse modificada por la gravedad de la disfunción de la presión y su duración.

La curva  $r_{min}$  se obtuvo haciendo  $k_v = 0$  (los usuarios abren por completo sus grifos) y suponiendo  $k_{res}$  constante. Cuando se observa que de una hora a la siguiente, aumenta el consumo por ejemplo, en realidad es porque aumenta el número de grifos abiertos por término medio en esa hora. Entonces aumenta  $q_d$  y  $k_{res}$  disminuye con tal de mantener  $p_{res}$  constante. En consecuencia, la curva de resistencia mínima para  $k_v = 0$  en la nueva franja horaria resultará más plana. Este mismo razonamiento también es aplicable a viviendas en altura.

La curva de mínima resistencia absoluta (para cualquier instante) se obtendrá haciendo  $k_{res}=k_{res,min}$  (todos los grifos accionados) y  $k_v=0$  (todos los grifos

accionados completamente abiertos), tanto para las demandas fijas como variables. Entonces la curva de mínima resistencia vendrá limitada prácticamente por  $k_t$ , es decir, por el coeficiente de pérdidas en la instalación. Esta situación ideal es prácticamente imposible en la práctica. A dicha curva de mínima resistencia la llamaremos  $r^*_{min}$  y envuelve a todas las demás curvas  $r_{min,i}$  para cada instante  $i$ .

En la figura 4-1 se muestra la curva  $r_{min,p}$  para la hora punta y  $r^*_{min}$ . Se representa también la curva de demanda para la hora valle (A), para una hora intermedia (B) y para la hora punta (C). En cada hora la curva motriz se supone distinta, siendo la presión en el nudo para  $q = 0$  mayor en hora valle que en hora punta, como sucede en la práctica. Los caudales valle  $q_v$ , llano  $q_B$  y punta  $q_p$  estarán en las intersecciones de las curvas motriz y resistentes respectivamente.

En la figura 4-2 se representa la evolución de los caudales demandados  $q_v$ ,  $q_B$ ,  $q_p$  frente el tiempo. Vemos que con la misma presión de servicio puede suministrarse un caudal  $q'_B > q_B$  si disminuye la curva resistente (por un mayor número de grifos accionados) y al propio tiempo que se eleva la curva motriz a  $p'_B$ .

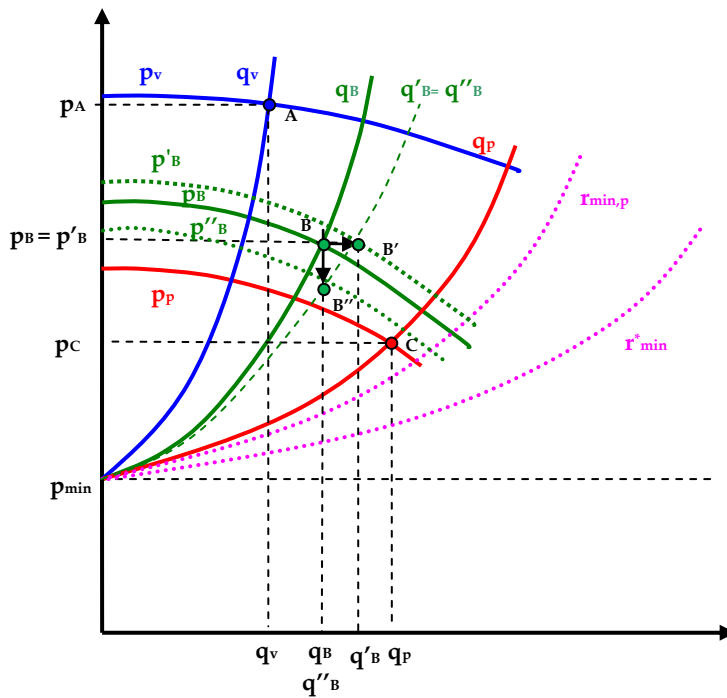


Fig. 4-1. Curva motriz y resistente en un nudo para distintos instantes

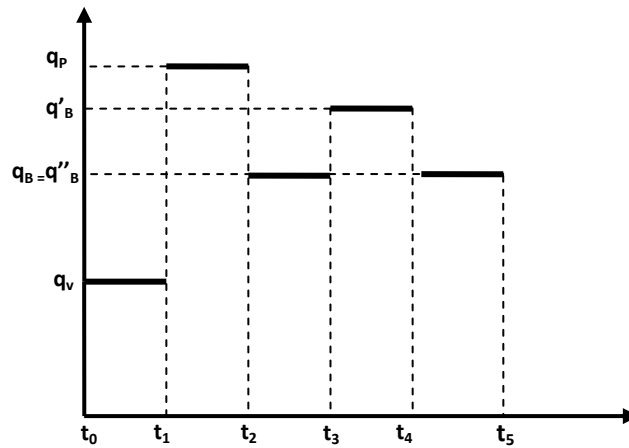


Fig. 4-2. Caudales demandados en función del tiempo

También es posible dar el mismo caudal  $q''_B = q_B$  con una presión de servicio distinta si por ejemplo disminuye la curva resistente hasta  $q''_B$  (igual a  $q'_B$  en la figura 4-1) y al propio tiempo lo hace también la curva motriz hasta  $p''_B$ . Luego, para el mismo caudal o la misma presión de servicio las curvas resistentes pueden ser distintas, y para la misma curva resistente podemos tener distintos caudales y presiones de servicio

En consecuencia no existe una correspondencia única caudal demandado-presión válida para todo el día. Más bien para cada instante  $t$  existe una curva de demanda distinta, y sobre ella se situará el punto de trabajo, según las características de la red y de la instalación alimentada desde el nudo. Así pues, para hacer una simulación a 24 horas en condiciones de insuficiencia de presión deberemos identificar antes las curvas de demanda para cada instante de cálculo.

Además de ser las curvas de demanda distintas, la posición relativa del punto de equilibrio sobre la curva correspondiente también cambiará, como ya se ha dicho. Por ejemplo, podemos estar en la zona más plana de la curva durante el día y en la zona más vertical durante la noche, es decir, la pendiente de la curva resistente en el punto de trabajo (en términos relativos) dependerá de la hora del día.

## 2. Curvas similares. Punto de referencia

Ya hemos visto que para cada hora existe una curva resistente diferente. A fin de facilitar el cálculo podríamos admitir que todas las curvas tienen los mismos parámetros y guardan similitud, con lo que todas ellas pasarían a ser similares (u homólogas). La principal conclusión de esta hipótesis, no muy alejada de la realidad y aceptada por casi todos los autores, es que si todas las curvas son homólogas, al adimensionalizarlas se superponen.

Para adimensionalizarlas utilizaremos un punto de paso de cada curva, que podría ser el punto de consumo actual en cada hora, caracterizado por el caudal  $q$  y la presión  $p$  observados (puntos A, B y C de la figura 4-1), o bien otro punto de paso de referencia, que llamaremos  $q_{ref}$ ,  $p_{ref}$ .

Así por ejemplo, si adoptamos como curva de demanda la expresión  $q = k (p - p_{min})^\alpha$  con  $\alpha =$  constante y  $p_{min}$  constante, y con  $k$  distinto para cada instante  $t$ , dado un punto de paso  $q_{ref}$  y  $p_{ref}$  para el instante  $t$ , podemos escribir  $q_{ref} = k (p_{ref} - p_{min})^\alpha$  y dividiendo ambas:

$$\frac{q}{q_{ref}} = \left( \frac{p - p_{min}}{p_{ref} - p_{min}} \right)^\alpha \quad \text{Ec 4-1}$$

o bien:

$$q' = (p')^\alpha$$

con

$$q' = \frac{q}{q_{ref}} \quad \text{y} \quad p' = \left( \frac{p - p_{min}}{p_{ref} - p_{min}} \right)^\alpha \quad \text{Ec 4-2}$$

La curva adimensional es ahora común para cualquier instante  $t$ , mientras que los valores de  $q_{ref}$  y  $p_{ref}$  caracterizan a cada curva en cada instante. Así, la curva de demandas adimensionalizada para un nudo será única para cualquier instante  $t$ , y el punto de paso  $p'=1$ ,  $q'=1$  será el correspondiente al  $(p_{ref}, q_{ref})$  elegido en cada instante para adimensionalizar la curva.

Una vez adimensionalizada la curva, podemos calcular su derivada en cualquier punto como:

$$dq' = \alpha p'^{\alpha-1} dp \quad \text{Ec 4-3}$$

y en particular, para el punto tomado como referencia,  $p' = 1$ , resulta:

$$dq' \Big|_{ref} = \alpha dp' \Big|_{ref} \quad \text{o bien} \quad \frac{dq'}{dp'} \Big|_{ref} = \alpha \quad \text{Ec 4-4}$$

Ello nos permite interpretar el exponente  $\alpha$  como la variación del caudal relativo respecto a la presión relativa, en el punto de paso adoptado como punto de



referencia. Dicho valor suele adoptarse como constante en un nudo para cualquier hora del día, de modo que todas las curvas resistentes resultan similares. Podría, sin embargo, ser distinto para cada nudo de la red.

Si hubiéramos identificado  $q_{ref}$  y  $p_{ref}$  con los puntos A, B y C de la figura 4-1, en el supuesto de  $\alpha$  constante para cualquier hora, la expresión anterior nos dice que la variación relativa del caudal con la presión sería la misma a cualquier hora e igual a  $\alpha$ , lo que parece contradecir lo mostrado en dicha figura, donde aparentemente el caudal cambia más con la presión en las horas punta que en las horas valle. Ello es en realidad un efecto aparente, derivado de utilizar en este caso variables absolutas. En efecto, una misma variación de la presión  $\Delta p$  en términos absolutos, supone un cambio menor de la presión relativa en las horas valle (con mayores presiones) que en las horas punta (con presiones menores), y en consecuencia, el cambio de caudal relativo será también menor en horas valle que en punta. Si además tenemos en cuenta que el consumo valle es menor que el punta, el resultado final termina siendo acorde con lo mostrado en la figura 4-1, para las variables absolutas y con la afirmación anterior para las variables relativas.

Sin embargo, la adopción como punto de referencia en cada hora de un punto distinto al de funcionamiento actual, basado en la fijación de una presión de referencia  $p_{ref}$  independiente, establecida como aquella presión necesaria en el nudo para satisfacer toda la demanda requerida en dicha hora en condiciones de confortabilidad, sin excesos ni defectos de presión, conduce a resultados más ajustados a la realidad, al tiempo que permite determinar cuándo la presión es excesiva, y al mismo tiempo evaluar los caudales suministrados por exceso o por defecto. Todo ello sin afectar a la similitud de las curvas de demanda, siempre que se mantenga el valor del parámetro  $\alpha$ .

La presión de referencia podría ser distinta a cada hora, si bien, a raíz de la interpretación dada en los apartados anteriores, en que la variación de la demanda en cada hora se debe más bien al cierre y apertura de los grifos, que a una regulación del coeficiente de pérdidas en cada uno de ellos, puede asumirse perfectamente constante para todas las horas, si bien diferente para cada nudo. Una propuesta para asignar la presión de referencia en un nudo es hacer

$$p_{ref} = \Delta z + \Delta h_f^d + p_{res}^d \quad \text{Ec 4-5}$$

donde el exponente  $d$  indica valores de diseño y  $\Delta z$  corresponde al punto de toma más alto. Equivale a la presión mínima requerida para suministrar la demanda requerida. Por ejemplo, si  $\Delta z = 7 \text{ m}$  (2 alturas),  $\Delta h_f = 4 \text{ m}$  (pérdidas en la acometida, contador y tuberías interiores) y  $\Delta h_{res} = 9 \text{ m}$  (monomandos, calentador gas, etc....) entonces  $p_{ref} = 20 \text{ m}$ . Para  $\Delta z = 20 \text{ m}$  (5 alturas),  $p_{ref} = 33 \text{ m}$ .

Dada la curva  $q' = f(p')$  y fijado  $p_{ref}$  en el instante  $t$ , así como los valores observados de  $q_t$  y  $p_t$  en dicho instante (puntos A, B, C etc...), el valor de  $q_{ref,t}$  en dicho instante se obtiene del siguiente modo:

$$p'_t = \frac{p_t - p_{\min}}{p_{ref} - p_{\min}} \rightarrow q'_t = (p'_t)^\alpha \rightarrow q_{ref,t} = \frac{q_t}{q'_t} \quad \text{Ec 4-6}$$

Así el valor de  $q_{ref,t}$  resulta distinto para cada  $t$  y se obtiene por cálculo. Si  $p_t$  es próximo a  $p_{ref}$ , entonces  $q_{ref,t}$  estará próximo a  $q_t$ . Podemos así también determinar el exceso de caudal suministrado,  $q_{exc,t} = q_t - q_{ref,t}$ , o el bien defecto de caudal  $q_{def,t} = q_{ref,t} - q_t$ , según el caso, en función de la curva de demandas adoptada y del alejamiento de  $p_t$  respecto de  $p_{ref}$ .

También podríamos haber actuado a la inversa, fijar  $q_{ref,t}$  para el instante  $t$  y determinar  $p_{ref}$  por cálculo, según:

$$q'_t = \frac{q_t}{q_{ref,t}} \rightarrow p'_t = (q'_t)^{\frac{1}{\alpha}} \rightarrow p_{ref,t} = \frac{p_t - p_{\min}}{p'_t} + p_{\min} \quad \text{Ec 4-7}$$

Pero ello es menos recomendable, pues no hay criterios fiables para fijar  $q_{ref,t}$  en cada  $t$ , salvo que hagamos  $q_{ref,t} = q_t$ .

De acuerdo con uno u otro criterio, la curva de demandas adimensionalizada para un nudo será única para cualquier instante  $t$ . En función de la presión disponible respecto a la requerida, los puntos de trabajo observados sobre dicha curva serán el A (valle), B (llano) o C (punta), conforme se muestran en la figura 4-3. Si el punto queda por debajo del punto (1,1) habrá un defecto de demanda, y si queda por encima habrá un exceso de demanda, sobre la que hubiera sido razonable en cada instante, es decir sobre  $q_{ref,t}$ .

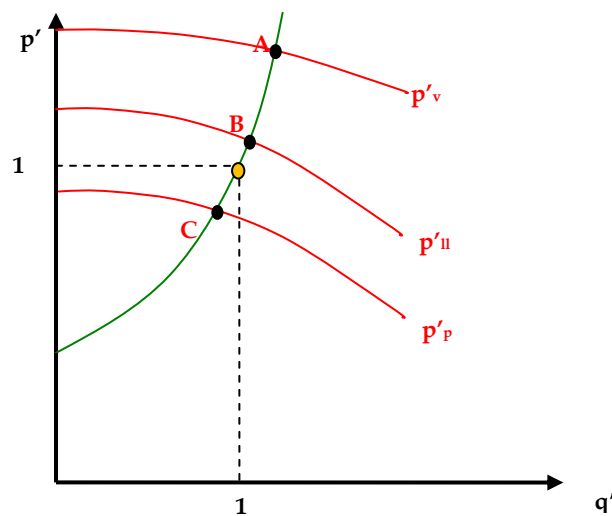


Fig. 4-3. Curvas similares para la DDP, adimensionalizadas para una misma  $p_{ref}$ , y situación de los puntos de consumo en valle (A), llano (B) y punta (C)

Si fijamos  $p_{ref}$  con el criterio antes indicado independientemente de la presión observada, y asumimos  $q_{ref,t} = q_t$  como sugieren muchos autores, entonces la curva no pasaría por el punto actual  $p_t, q_t$  obtenido con demandas fijas y se obtendrían resultados distintos con demandas fijas y con demandas dependientes de la presión, lo cual es absurdo.

Muchos autores, para evitar el problema anterior, suelen adoptar  $p_{ref,t} = p_t$  y  $q_{ref,t} = q_t$  con lo que se hacen coincidir los puntos A, B y C en un mismo punto (1,1) de la curva adimensionalizada, en cuyo caso no resulta factible estimar el déficit o exceso de demanda respecto a unos valores de referencia. No obstante, el cálculo de las demandas para otras condiciones de presión utilizando dicha adimensionalización es correcto, y los déficits o excesos de demanda se obtienen comparando la nueva situación con la de partida, y con los caudales de referencia que hubieran consumido los usuarios bajo la presión de referencia.

En otros casos, los valores de  $p_{ref}$  o de  $q_{ref}$  se utilizan simplemente para limitar la curva potencial, evitando su crecimiento indefinido, tal como muestra la figura 4-4. En tal caso, se introduce un punto singular, con discontinuidad en la primera derivada, que posteriormente puede conducir a problemas de convergencia. En este trabajo se proponen funciones alternativas a la potencial, que solventan este problema, como se verá más adelante.

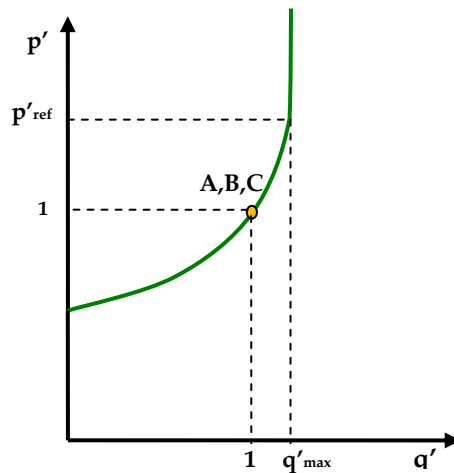


Fig. 4-4. Curva DDP similar adimensionalizada respecto al punto de trabajo en cada instante, y limitación forzada del caudal máximo

En definitiva para analizar el comportamiento de la red a lo largo de un día por ejemplo, se necesitarían en un caso general tantas curvas DDP por nudo como instantes de tiempo, esto es 24 curvas, ya que en cada instante la resistencia es diferente. Para solventar tal inconveniente se propone utilizar una única curva DDP adimensionalizada respecto al caudal de referencia  $q_{ref}$  y presión de referencia  $p_{ref}$  en cada instante.

La presión de referencia es la presión necesaria para satisfacer la demanda requerida en condiciones de confortabilidad. El caudal de referencia se deriva en cada instante se deriva a partir de los valores observados de presión y de caudal en dicho instante. Esto supone una contribución novedosa a lo propuesto hasta

ahora, donde se utiliza una única curva DDP para todos los instantes, lo que implica suponer una resistencia única, hecho que no se da en la realidad (ver figura 4.3). Además la formulación propuesta permite evaluar el caudal de exceso o de déficit en cada momento, como resultado de comparar la presión observada con la de referencia.

## Capítulo 5

# Análisis de la variación de la demanda con la presión en suministros urbanos tipo

### 1. Introducción

En los capítulos anteriores se ha analizado desde el punto de vista teórico cómo varía la demanda con la presión. A continuación, vamos a verificar dicha variación en suministros de agua urbano tipo modelizando mediante elementos hidráulicos disponibles con el software EPANET una red que simula el comportamiento de la instalación interior de suministro de una serie de viviendas conectadas a un nudo del modelo.

Para cada esquema de suministro modelado (viviendas unifamiliares, viviendas de varias plantas y con distintos porcentajes de demanda fija y variable), se modificará la presión en la acometida para analizar cómo se ve afectada la demanda.

### 2. Esquema básico para simular las demandas fijas y variables

Para simular las demandas variables en función de la presión, se puede emplear una válvula que reproduzca el grado de apertura de los grifos, más un emisor que simule la descarga a la atmósfera. La válvula simula la pérdida de carga en los grifos por el hecho de encontrarse regulados, y el emisor la presión residual. Para imponer el estado de la válvula se van a considerar dos tipos, válvula limitadora de caudal VLQ que impone el caudal de paso para simular la reacción

de los usuarios sobre los grifos y la válvula de regulación convencional por estrangulamiento TCV que no tiene en cuenta dicha reacción e impone directamente el coeficiente de pérdidas en la válvula.

## 2.1 Caso 1: Válvula VLQ + Emisor

Supongamos en primer lugar el siguiente esquema de suministro

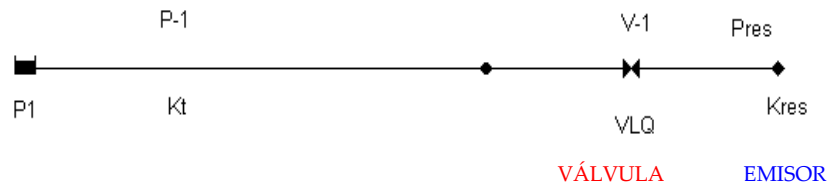


Fig. 5-1. Esquema que modeliza el consumo variable en un modelo estático (Opción 1)

El embalse representa la presión en la acometida, considerada en principio constante. La línea P-1 es una conducción equivalente que representa las pérdidas entre la conexión de la acometida y los puntos de uso. La válvula V-1 es una válvula limitadora de caudal VLQ que permite fijar la demanda variable en el valor deseado mientras sea posible. A partir de la diferencia de presiones entre sus extremos  $\Delta p_v$  podemos deducir el valor de  $k_v$  como:

$$k_v = \frac{\Delta p_v / \gamma}{q_{dv}^2} \quad \text{Ec 5-1}$$

que representa la posición de los grifos abiertos en un momento dado. El hecho de simular la posición de los grifos como una válvula VLQ, supone admitir que ante variaciones en la presión de suministro, los usuarios van a reaccionar maniobrando los grifos para conseguir exactamente el caudal deseado, mientras haya capacidad de maniobra, es decir, hasta la apertura por completo de los grifos. En efecto, si la presión desciende tanto que el caudal deseado  $q_{dv}$  no puede darse, la válvula VLQ abre completamente y las pérdidas en la misma se hacen cero ( $k_v = 0$ ). Finalmente la presión residual puede modelizarse mediante un emisor cuyo coeficiente de descarga viene dado por

$$C_{res} = \frac{q_{dv}^2}{\sqrt{p_{res}}} \quad \text{Ec 5-2}$$

siendo  $p_{res}$  la presión residual prefijada y  $q_v$  el valor prefijado por la válvula VLQ. Si la presión en la acometida  $p_1$  desciende excesivamente entonces la válvula VLQ se abre por completo y  $q_{dv}$  puede ser inferior al deseado, al tiempo que la



Para ser más realistas y tener en cuenta la variación de la presión en la acometida desde el punto de vista de la red (curva motriz) el esquema contempla también de forma simplificada las tuberías de transporte y de distribución, remontándose hasta los depósitos de alimentación de la red.

Así el embalse R-1 representa el depósito principal del sistema de suministro. La línea P-1 es la tubería de transporte hasta la red de distribución, P-2 es una conducción equivalente cuyas pérdidas son equiparables a las de una red de suministro hasta el nudo J2 desde el cual se suministra todo el caudal requerido por el grupo de viviendas. La línea P-3 representa a la tubería de acometida equivalente y las líneas P-4, P-5 y P-6 las conducciones equivalentes al conjunto de tuberías interiores. Finalmente las líneas P-7, P-8, P-9 y P-10 representan las tuberías de distribución equivalentes que suministran las demandas fijas y variables en la planta baja y primera planta, las cuales se han equipado con válvula de retención para evitar el flujo inverso.

Las válvulas V-1 y V-2 son las válvulas limitadoras de caudal VLQ (o en su caso las válvulas TCV) que determinan respectivamente el caudal fijo y variable en la planta baja, mientras que las válvulas V-3 y V-4 hacen lo propio en la primera planta. Las cotas de los nudos J1, J2 y resto de los nudos en las instalaciones de la planta baja se han supuesto de 0 metros, y para la primera planta de 4 metros.

En cuanto a las conducciones se ha supuesto una aducción de DN 400 mm y longitud 3.000 m y una red equivalente de distribución de DN 300 mm y longitud 1.000 m. La acometida es DN 70 mm y longitud 25 metros, las conducciones de la planta baja son DN 70 mm y las de la planta superior DN 60 mm, incluido el montante. En la siguiente tabla se muestran las longitudes y diámetros de cada una de las conducciones

Conducción	Longitud (m)	Diámetro (mm)
P-1	3000	400
P-2	1000	300
P-3	25	70
P-4	0,1	60
P-5	4	60
P-6	0,1	60
P-7	20	70
P-8	20	70
P-9	20	60
P-10	20	60

Asimismo se ha considerado un coeficiente Hazen –Williams de 120 para todas las conducciones.



En el nudo J2 se ha supuesto una demanda fija de 90 l/s que representa la demanda de los restantes nudos de la red. Por su parte la demanda de las viviendas conectadas al nudo J2 se ha fijado en 10 l/s adicionales. De ellos se suponen que 6 l/s se consumen en la planta baja y 4 l/s en la primera planta

La presión residual en los emisores que simulan las demandas variables se ha considerado de 9 m.c.a. y en los que simulan las demandas fijas de 2 m.c.a. En cuanto a las válvulas V1 a V4 serán consideradas como VLQs o como TCVs y se analizarán los resultados en cada caso.

A continuación se ha procedido a simular el comportamiento del sistema bajo las siguientes consideraciones:

- Altura del depósito R-1: variable desde 50 metros hasta 11 metros a intervalos de 1 metro
- Caudal total demandado por las viviendas de 10 l/s, 7 l/s o 3 l/s
- Un reparto de la demanda total en cada caso entre fija y variable de:
  - 70% demanda fija y 30% demanda variable
  - 50% demanda fija y 50% demanda variable
  - 30% demanda fija y 70% demanda variable

En las figuras siguientes se muestran los resultados. En cada curva se ha representado el caudal que circula por la acometida, línea P-3, frente al valor de la presión en dicha acometida, nudo J2.

### 3.1 Caso 1: Válvula VLQ + Emisor

Se ha simulado el esquema anterior considerando que las válvulas son válvulas limitadoras de caudal que imponen el caudal fijo y variable previamente establecido en cada planta. Las curvas obtenidas son equivalentes a la curva  $r_c$  de la figura 3-4, observándose que el caudal demandado se mantiene efectivamente constante hasta llegar a la curva de mínima resistencia  $r_{\min}$  ( $p=p_i^*$ ) a partir de la cual el caudal sigue dicha curva entre  $p_i^*$  y  $p_{\min}$ , siendo  $p_{\min}=0$  en este caso.

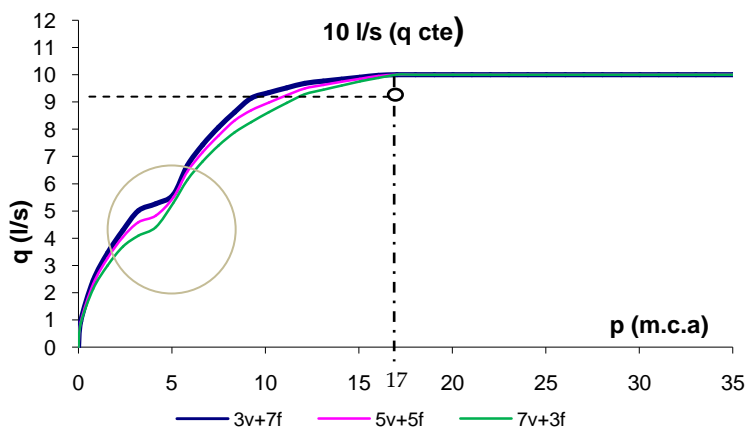


Fig. 5-4. Curvas DDP de viviendas unifamiliares, considerando VLQ para consumo fijo y variable y distintos porcentajes de caudal fijo y variable

Dicho de otra forma, vemos cómo hay una presión mínima necesaria en la acometida para satisfacer la demanda (17 m.c.a. en el ejemplo). Si la presión es superior a la mínima el caudal permanecerá constante, porque los usuarios reaccionarán abriendo o cerrando más los grifos, lo que se emula mediante la activación de la válvula VLQ. Si la presión es inferior a la mínima el caudal demandado disminuirá, los usuarios ya no tienen capacidad de reacción por haber abierto ya completamente los grifos, lo que significa que estamos trabajando en condiciones de insuficiencia de presión (las válvulas VLQ se abren totalmente en este caso).

Vemos cómo las curvas presentan un punto de inflexión, correspondiente al momento en el que la presión es insuficiente para satisfacer el consumo de la primera planta, pero suficiente para suministrar a la planta baja. Se observa además que la curvatura de la gráfica depende de la relación entre el porcentaje de volumen fijo y el porcentaje de volumen variable considerado, presentando una curvatura más suave cuanto mayor es el porcentaje de caudal variable.

Lo mismo se observa si el caudal demandado, en lugar de ser 10 l/s fuera 7 l/s o 3 l/s, como se refleja en el gráfico siguiente, donde se ha considerado que el 70 % de consumo es fijo y el 30% de consumo es variable. Como era de esperar, a medida que se reduce la demanda total se reduce la presión mínima necesaria para satisfacer la totalidad de la demanda.

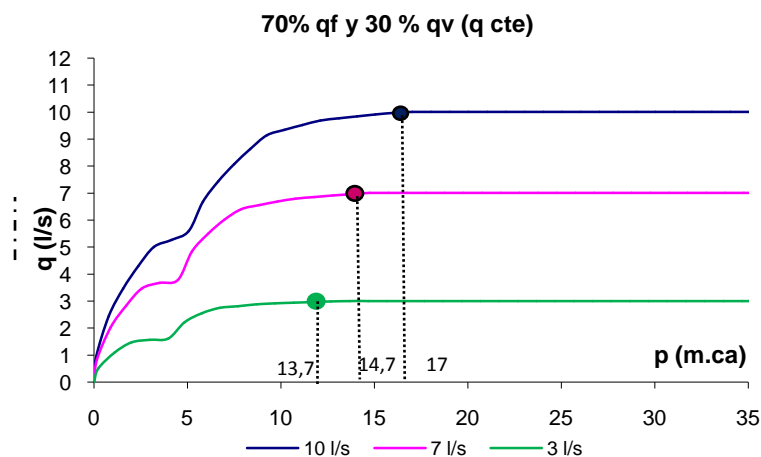


Fig. 5-5. Curvas DDP de viviendas unifamiliares, considerando la demanda fija y variable mediante VLQ para varias demandas totales

### 3.2 Caso 2: Válvula TCV + Emisor

Se han repetido todos los casos anteriores, considerando ahora que las demandas variables (válvulas V2 y V4), en vez de estar caracterizadas por una VLQ, para forzar el caudal a presiones superiores a un umbral, se caracterizan mediante una TCV que mantiene su coeficiente de pérdidas  $k_v$  constante, lo que se corresponde con la curva  $r_B$  de la figura 3-4. El valor de  $k_v$  se ha calculado considerando el caudal  $q_v$  y la pérdida en la válvula limitadora de caudal, obtenida en el caso anterior, en el que la presión en la acometida es la mínima necesaria para satisfacer la totalidad de la demanda. Los resultados se muestran en la siguiente gráfica:

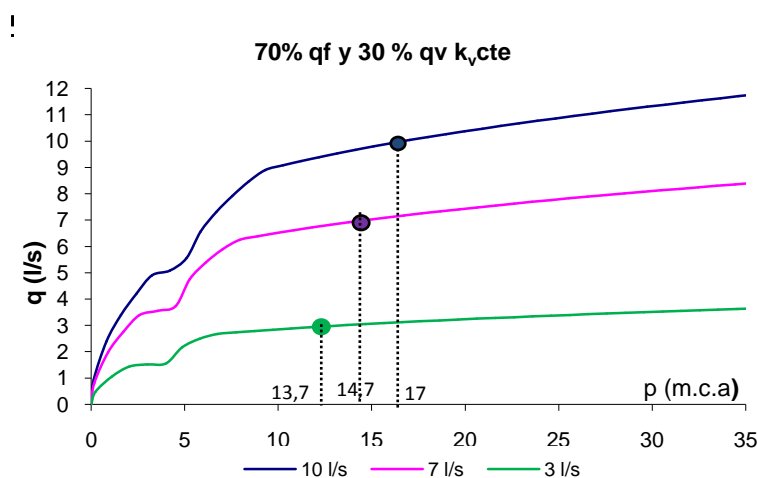


Fig. 5-6. Curvas DDP de viviendas unifamiliares, considerando VLQ para demanda fija y TCV para variable para varias demandas totales

La diferencia con la figura 5-5 está fundamentalmente en que el caudal crece con la presión más allá de la presión mínima necesaria para satisfacer la demanda por completo, obtenida con el apartado anterior para las tres demandas nominales de 10 l/s, 7 l/s y 3 l/s.

Dos casos particulares a considerar serían aquellos en los que:

- Se supone  $k_v = 0$  para las demandas variables, y se mantiene el caudal fijo constante, lo que supone abrir totalmente los grifos ante una reducción de presión.
- Se supone  $k_v = 0$  y además se abren todas las VLQ para el caudal fijo. Este caso se correspondería con la mínima resistencia absoluta, en la que solo se tiene en cuenta la resistencia de los emisores que simulan los dispositivos de salida de los caudales fijo y variable.

Los resultados se muestran en las siguientes figuras para un caudal demandado de 10 l/s y distintos porcentajes de caudal fijo y variable.

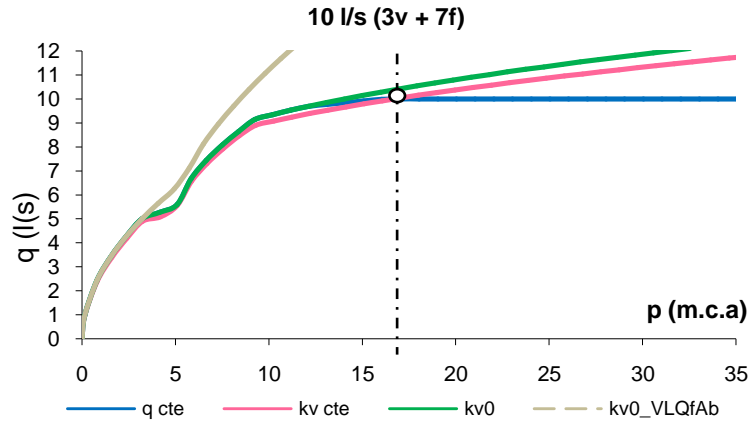


Fig. 5-7. Curvas DDP de viviendas unifamiliares, 30 % consumo variable y 70% consumo fijo

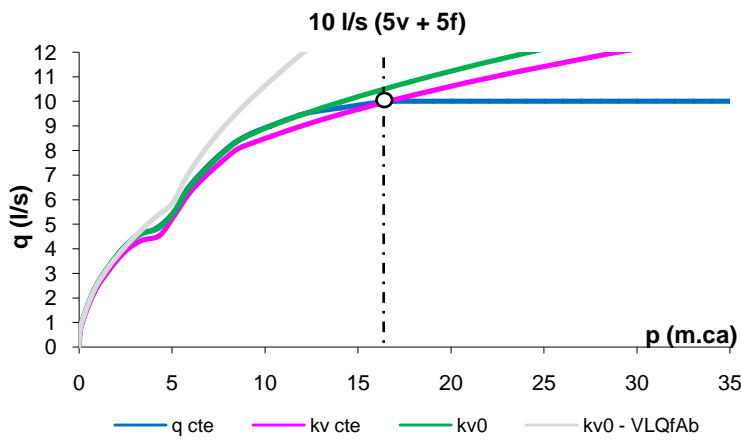


Fig. 5-8. Curvas DDP de viviendas unifamiliares, 50% consumo variable y 50% consumo fijo

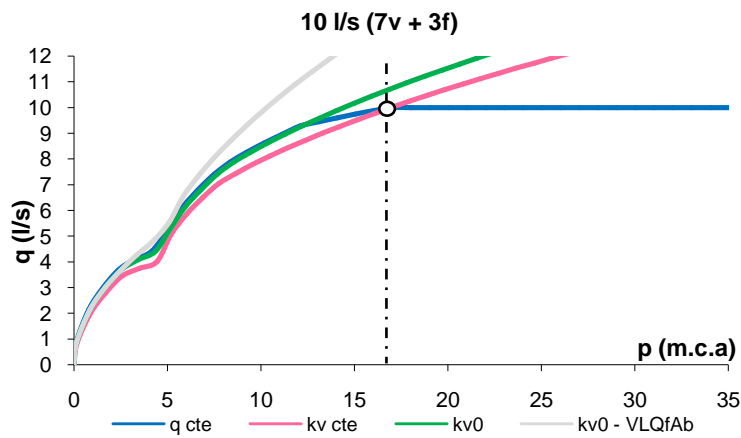


Fig. 5-9. Curvas DDP de viviendas unifamiliares, 70% consumo variable y 30% consumo fijo

Se observa cómo la curva DDP se abre mucho más para  $k_v=0$ , siendo el caudal mayor que 10 l/s a la presión mínima necesaria para satisfacer la demanda global. La curva resistente mínima se abre mucho más aún en el último caso, en el que  $k_v=0$  y las válvulas VLQ que limitaban el caudal fijo se han supuesto abiertas.

## 4. Suministro a edificios de varias alturas

Para simular un suministro a edificios de varias alturas, se ha considerado ahora un nuevo ejemplo en el que cabe destacar:

- Hasta cinco plantas con las siguientes cotas.  $Z_1=4$ ,  $Z_2=8$ ,  $Z_3=12$ ,  $Z_4=16$  y  $Z_5=20$  m.
- Cada planta dispone de dos tomas, una para caudal variable y otra para el fijo. Los caudales suministrados en total en cada planta son:  $q_1=3$  l/s,  $q_2=2,5$  l/s,  $q_3=2$  l/s,  $q_4=1,5$  l/s,  $q_5=1$  l/s lo que suman un total de 10 l/s (se supone que por término medio el número de viviendas por planta se reduce en altura al considerar que el edificio esquematizado representa un equivalente de todos los edificios alimentados desde un nudo)
- Todos los montantes se han supuesto de una longitud de  $4 + 0,1$  metros, mientras que los ramales se han considerado de 20 metros.
- Los diámetros asignados a cada planta (montante y ramal) son de  $D_1=70$  mm,  $D_2=60$  mm,  $D_3=50$  mm,  $D_4=40$  mm,  $D_5=30$  mm,
- Las presiones residuales asignadas a la demanda variable y fija son de 9 m.c.a. y 2 m.c.a. respectivamente.
- La acometida y la red se suponen iguales al caso anterior.

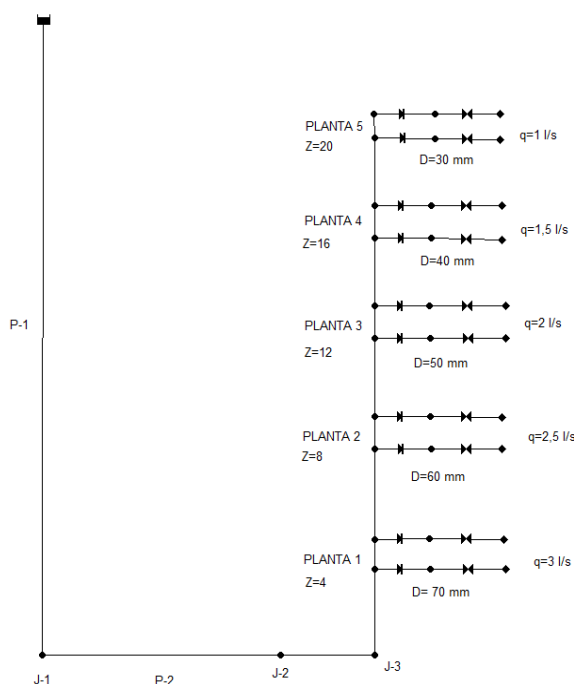


Fig. 5-10. Esquema que modeliza el suministro a un edificio de varias alturas

Se han construido en total 12 casos correspondientes a unas demandas globales de 10, 7 y 3 l/s bajo las siguientes situaciones:

- simulación de caudal variable y fijo con VLQ ( $q=cte$ ),
- simulación de caudal variable con TCV fija ( $k_v=cte$ ),

- simulación de caudal variable con TCV abierta por completo ( $k_v=0$ )
- simulación de caudal variable y fijo con válvulas totalmente abiertas ( $k_v=0$  y VLQ abierta por completo, resistencia mínima)

Además para cada caso se han considerado distintos porcentajes de demanda fija y variable.

En la figura 5-11 se muestran los resultados de la simulación considerando **VLQ tanto para el caudal fijo como variable**. Si analizamos cómo se comporta el caudal demandado en función de la presión en la acometida, se observa que existe una presión mínima por debajo de la cual no hay consumo, la cual se corresponde con la altura de la primera planta.

Además vemos que al descender la presión, se van quedando sin consumo las plantas altas, no pudiendo satisfacer primero el caudal variable y a continuación el fijo. Esto provoca que la curva presente un punto de inflexión por planta, a medida que la presión resulta insuficiente para satisfacer la demanda de esa planta, tal como teóricamente ya habíamos considerado.

Asimismo, se observa cómo influye el porcentaje de caudal fijo y variable en la variación del consumo con la presión; en general las curvas son más abiertas (menor variación de la demanda con la presión) a medida que el porcentaje de caudal fijo aumenta.

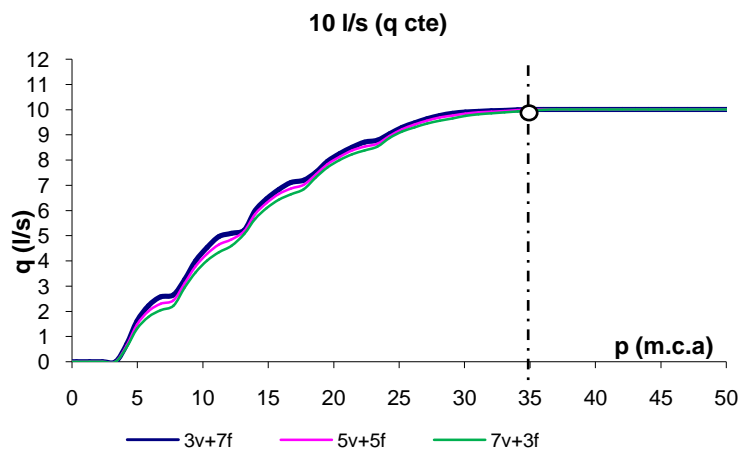


Fig. 5-11. Curva DDP de un edificio, considerando VLQ para demanda fija y variable

Considerando ahora un 70% de consumo fijo y un 30 % de consumo variable, en la figura 5-12 y 5-14 se muestran los resultados obtenidos al considerar VLQ (para caudal fijo y variable), TCV con  $k_v$  constante (para caudal variable), TCV abierta por completo (para caudal variable) o TCV y VLQ abiertas por completo para caudal variable y fijo (curva de mínima resistencia). Cada figura corresponde a un valor distinto de la demanda total

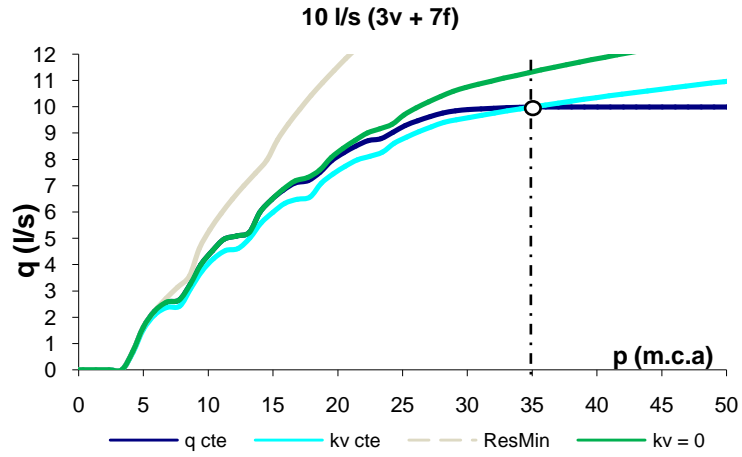


Fig. 5-12. Curva DDP de un edificio, considerando TVC para demanda variable, 30% demanda variable y 70% demanda fija y una demanda total de 10 l/s

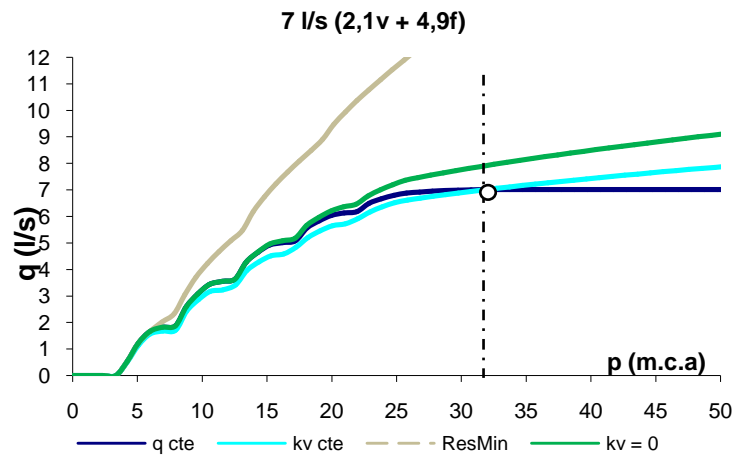


Fig. 5-13. Curva DDP de un edificio, considerando TVC para demanda variable, 30% demanda variable y 70% demanda fija y una demanda total de 7 l/s

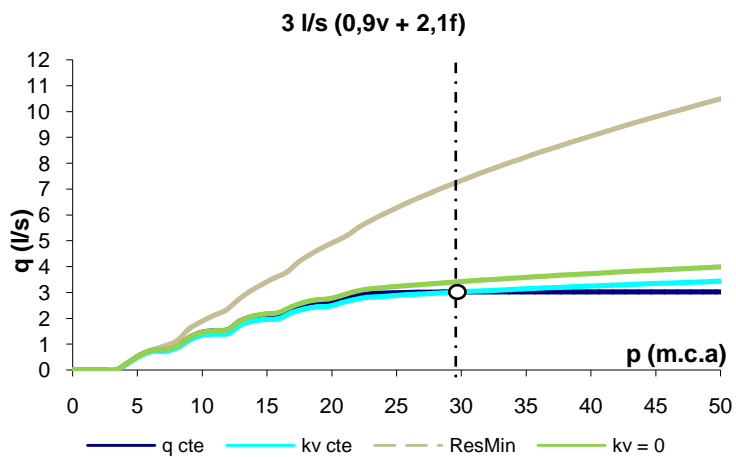


Fig. 5-14. Curva DDP de un edificio, considerando TVC para demanda variable, 30% demanda variable y 70% demanda fija y una demanda total de 3 l/s

Se observa de nuevo cómo solamente, en el caso de considerar VLQ para el consumo fijo y variable, hay un consumo máximo que permanece constante a partir de cierta presión. En el resto de casos el consumo siempre se incrementa a medida que aumenta la presión, siendo más acusado este incremento a medida que disminuye la constante de pérdidas considerada en las TCV que modelizan las demandas, lo que en la práctica significaría que el incremento de demanda con la presión es mayor a medida que los grifos permanecen constantemente en una posición fija más abierta. El límite de esta variación, está en la curva de mínima resistencia, que considera totalmente abiertas las válvulas que modelizan el consumo fijo y variable, o lo que es lo mismo, lo que en la práctica equivaldría a tener todos los grifos abiertos al máximo.

Se observa también comparando estos resultados con los obtenidos para el caso de viviendas unifamiliares que la curva DDP resulta tanto más "lineal" en el tramo correspondiente para la presión mínima para  $q_{i=0}$  y la presión umbral  $p^*_i$  que satisface la demanda, cuanto mayor es el número de plantas del edificio.

En el caso de que el edificio tuviera un grupo de presión la curva DDP sería diferente a la mostrada anteriormente. En efecto en algunos abastecimientos es usual que los edificios dispongan de grupos de presión para alimentar las plantas más elevadas. De este modo las primeras plantas son alimentadas en directo desde la red, y a partir de una determinada altura todas las viviendas son alimentadas con la bomba, por lo que la presión influye de manera muy diferente. Este caso se analizará más adelante en el capítulo 7.

## 5. Evolución del suministro de las DDP en 24 horas

Para construir en EPANET un modelo de DDP válido a lo largo de un periodo de 24 horas a partir del anterior, se han introducido los siguientes cambios sobre los esquemas anteriores:

- Los emisores se han sustituido por una válvula TCV y una descarga a depósito. De esta forma se puede controlar el coeficiente del emisor mediante el control del coeficiente  $k_v$  de la válvula TCV. Para conectar las dos válvulas entre sí, la que regula el caudal y la que emula el emisor, se ha tenido que introducir un tramo de tubería de longitud 1 metro y mismo diámetro que el ramal. Las cotas de los nudos y el embalse son los de la planta a la que modelizan y el diámetro de las válvulas, el del ramal.

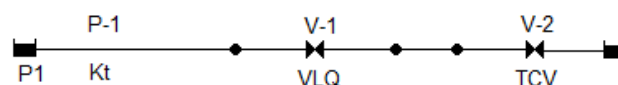


Fig. 5-15. Esquema que modeliza consumo variable en un modelo dinámico



- Sobre una demanda punta 10 l/s, el reparto de caudales en cada planta se ha supuesto igual que en el ejemplo anterior,  $q_1=3$  l/s,  $q_2=2,5$  l/s,  $q_3=2$  l/s,  $q_4=1,5$  l/s,  $q_5=1$  l/s lo que suman un total de 10 l/s. Dicho reparto se mantiene porcentualmente para cualquier otro valor de la demanda global. Se ha supuesto también en cada planta el 30% de demanda variable y el 70% fijo.
- Se ha declarado una curva de modulación a 24 horas para la demanda total, y se ha considerado un consumo base de 7 l/s.

t	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Coficiente	0,59	0,5	0,43	0,43	0,5	0,65	1	1,22	1,38	1,43	1,43	1,4
t	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Coficiente	1,3	1,25	1,25	1,32	1,35	1,28	1	1,05	0,91	0,8	0,71	0,65

El consumo horario es fruto del producto del consumo base por el coeficiente de modulación que le corresponda a esa hora. Ahora bien, esta curva de modulación no puede imponer en el modelo directamente, ya que no hay nudos de demanda fija. Para ello, se ha modificado hora a hora, la constante de pérdidas  $k_v$  de la válvula TCV que sustituye al emisor, para que en cada hora se obtenga el caudal deseado. Dicha constante  $k_v$  se ha calculado a partir de la ecuación  $k_v = \frac{\Delta p / \gamma}{v^2 / 2g}$ , siendo

$\Delta p / \gamma$  la presión residual de 9 m.c.a. para el caudal variable y 2 m.c.a. para el caudal fijo, y  $v$  la velocidad del agua en el ramal para el caudal considerado hora a hora. Además el caudal horario en cada instante en cada hora, se ha impuesto como consigna a las válvulas VLQ (V-1) que limitan el caudal fijo y variable. Recordemos que mientras las VLQ emulan la posición de los grifos, las  $k_v$  de las TCV que sustituyen a los emisores emulan el número de grifos abiertos en ese momento. Así, cambiando la imposición de los caudales a las VLQ y el valor de  $k_v$  a las TCV se consigue reproducir por cálculo las presiones residuales de 9 m.c.a. y 2 m.c.a. respectivamente aguas arriba de las TCV

La siguiente figura muestra el nuevo esquema de la red simulado en EPANET para un edificio de 5 plantas:

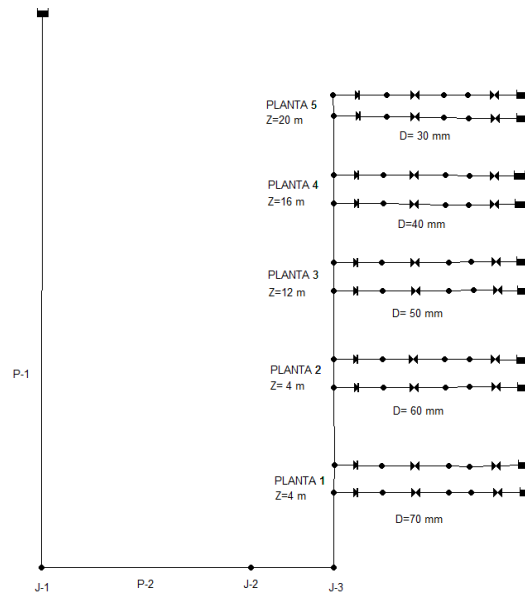


Fig. 5-16. Esquema que modeliza consumo de un edificio de varias plantas en un modelo dinámico

Si realizamos ahora una simulación para una **altura en el depósito de alimentación de 50 m**, se obtienen los caudales esperados en cada planta hora a hora, tanto fijos como variables, debido a que la presión es suficiente para satisfacer la demanda. Si representamos la presión aguas arriba y aguas abajo de las VLQ que modelizan el caudal variable en la primera y en la última planta se obtiene la siguiente gráfica:

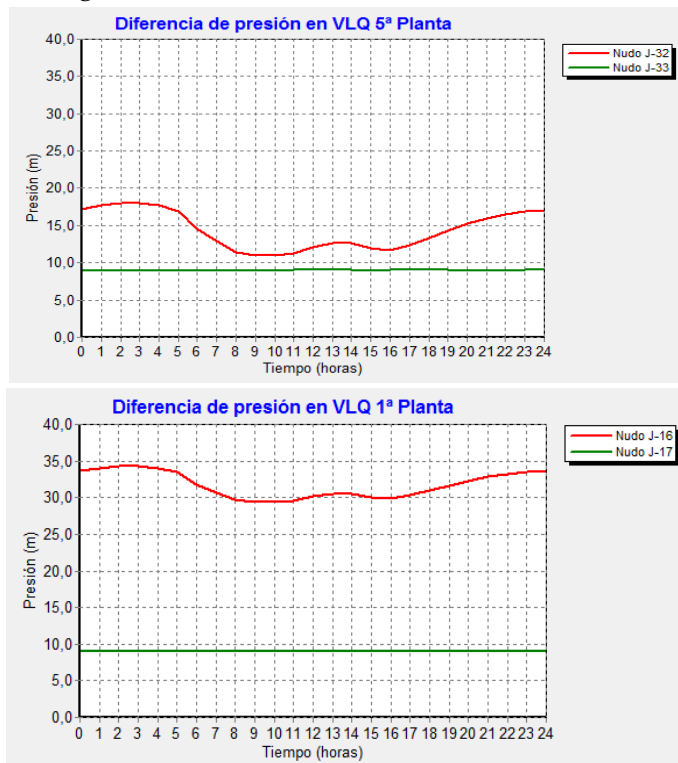


Fig. 5-17. Presiones horarias aguas arriba y aguas abajo de las VLQ que modelizan el consumo variable en 1ª y 5ª planta, para una altura de depósito de 50 m

La diferencia de presiones representa la pérdida de carga que se produce en los grifos por estar estrangulados, con lo que el consumo previsto podrá ser satisfecho mientras dicha pérdida de carga sea mayor que cero. En definitiva, esa pérdida de carga representa el grado de estrangulación medio de los grifos para conseguir el caudal deseado. La presión representada aguas abajo de la VLQ es la presión residual en los grifos. Algo similar se obtiene si representamos dicha pérdida de carga en las VLQ que representan las demandas fijas, solo que en este caso la presión residual será menor, esto es 2 m.c.a. en lugar de 9 m.c.a

Si realizamos ahora la simulación para una **altura en el depósito de 45 m.**, comienza a aparecer un déficit de demanda en la última planta, para la demanda variable. La figura 5-18 representa la diferencia de presiones para la demanda con la nueva altura. Se observa que en las horas centrales de mayor demanda, la VLQ abren totalmente igualándose las presiones aguas arriba y aguas abajo.

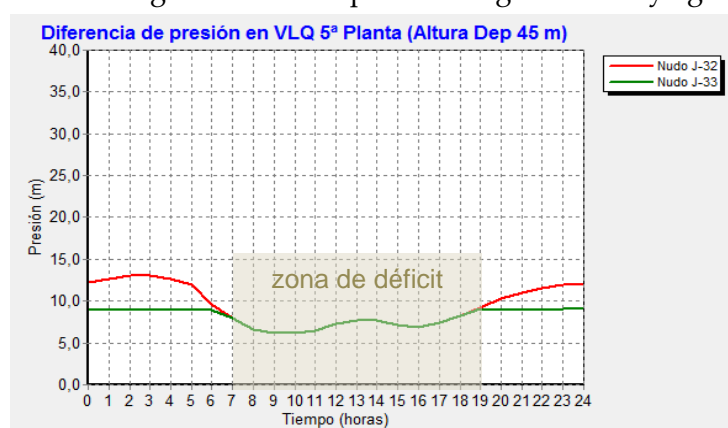


Fig. 5-18. Presiones aguas arriba y aguas abajo de la VLQ que modeliza el consumo variable en 5ª planta, para una altura de depósito de 45m

Esto implica que en este periodo, en el que la VLQ abre por completo, y la presión en los grifos es inferior a la residual, no se puede satisfacer la demanda prevista, la cual se verá reducida. En la figura 5-19 se ha contrastado la demanda variable prevista en la quinta planta, frente a la realmente suministrada

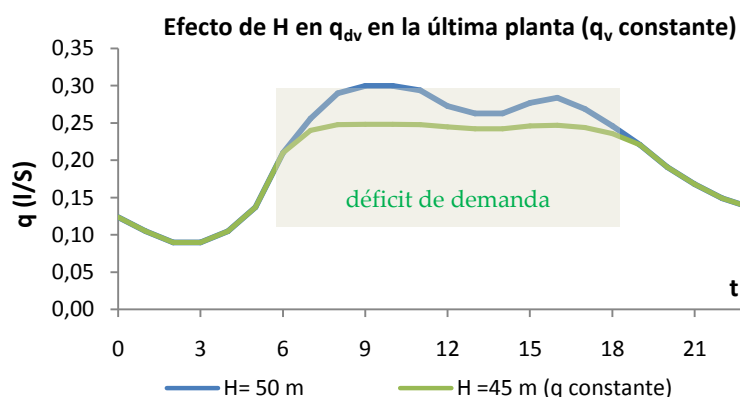


Fig. 5-19. Evolución diaria de la demanda variable en 5ª planta para una altura de depósito de 50 m y de 45 m

Si realizamos ahora la simulación para una **altura en el depósito de 30 m.** el déficit de demanda real frente a la prevista, se manifiesta de forma diferente en cada planta, tal como se ve en la figura 5-20. Para facilitar la representación, cada curva de demanda variable se ha adimensionalizado respecto al caudal medio esperado en condiciones normales en cada una de las plantas.

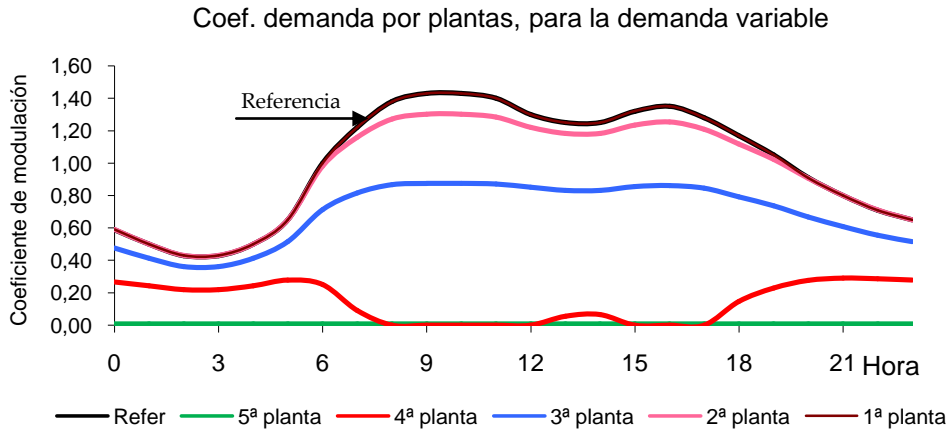


Fig. 5-20. Coeficiente horario de demanda variable, respecto al medio esperado, para cada planta considerando una altura de depósito de 30 m

La curva de referencia, es la curva de modulación prevista. Vemos cómo a la quinta planta no le llega nada de agua. A la cuarta planta solo le llega en horas valle, aunque menos que lo esperado, cayendo a cero en las horas punta. En la tercera planta le llega algo más, estando muy laminado en horas punta, En la segunda planta, puede satisfacerse la demanda en prácticamente todas las horas, salvo los momentos punta. Finalmente el consumo de la primera planta puede satisfacerse por completo. Si en lugar de representar el caudal variable, representamos el total demandado en cada planta (fijo + variable) el déficit es menor, tal como se muestra en la figura 5-21.

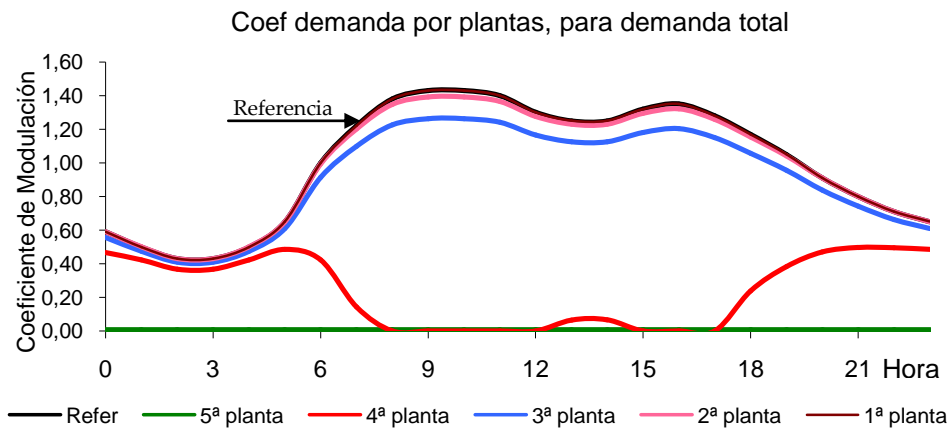


Fig. 5-21. Coeficiente horario de demanda total, respecto al medio esperado, para cada planta considerando una altura de depósito de 30 m

Ahora se observa cómo en la segunda planta prácticamente no hay déficit de demanda. La tercera planta prácticamente no experimenta déficit en horas valle. La cuarta planta recibe más agua, pero presenta déficit en todo el intervalo horario. La quinta planta no recibe agua.

Si contrastamos ahora las curvas de demanda global en toda la acometida, resulta la gráfica siguiente:

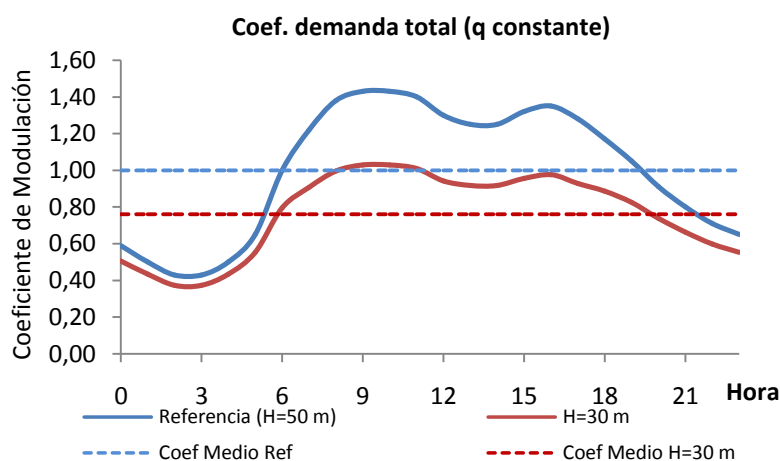


Fig. 5-22. Coeficiente horario de demanda total en la acometida, respecto al medio esperado, considerando una altura de depósito de 30 m

Se observa cómo el valor del coeficiente de demanda medio se reduce en este caso de 1 para H=50 m a 0,76 para H=30 m, es decir que en término medio a lo largo del día se ha producido un déficit de demanda del 24% por el hecho de reducir la presión en la acometida. Esto significa que, se ha suministrado un caudal medio en la acometida a lo largo de las 24 h de 5,34 l/s en vez de 7 l/s que era el requerido. Los mayores déficits se dan en las horas de mayor demanda, como era de esperar.

Todo el análisis realizado hasta ahora para un periodo extendido de 24 horas, supone que tanto el caudal variable como el fijo es forzado a ser constante en cada instante mediante las VLQ, lo que supone que los usuarios en cada instante accionarán sus grifos, cuando la presión en la acometida se modifique con tal de obtener exactamente el caudal deseado, excepto cuando la presión en la acometida descienda tanto que la presión en el grifo sea inferior a la residual, momento a partir del cual habrá déficit de demanda, al no poder ser satisfecha toda la demanda requerida.

Podemos ahora analizar estos mismos resultados, si admitimos que los grifos permanecen en una posición constante en cada uno de los instantes, lo que equivale a sustituir en el modelo las válvulas VLQ que simulan y fijan el caudal

variable, por válvulas TCV con  $k_v$  constante en cada instante. No cabe esperar demasiados cambios puesto que hemos supuesto que el caudal variable supone un 30% del consumo total, pero en cualquier caso debemos obtener un déficit algo mayor, debido a que la presión en el grifo será menor al provocar siempre la válvula TCV una pérdida de carga, aún cuando la presión en la acometida descienda mucho, lo que significaría que los usuarios no reaccionarían abriendo los grifos ante una reducción de la presión en la acometida.

En las siguientes figuras se muestra el esquema empleado ahora para simular las demandas variables y fijas:

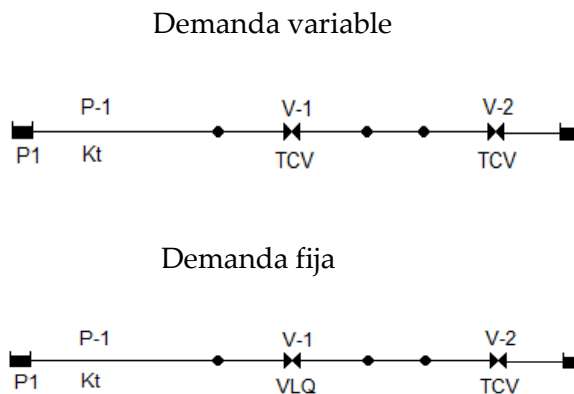


Fig. 5-23. Esquema que modeliza la demanda variable y fija en un edificio de varias plantas en un modelo dinámico

Para determinar el valor del coeficiente de pérdidas  $k_v$  en las válvulas en cada instante, se ha partido de la situación en la que todo el consumo es satisfecho ( $H=50$  m). Para cada instante, conocido el caudal variable y la pérdida en la válvulas limitadoras de caudal VLQ, que simulan el caudal variable, se ha calculado el coeficiente de pérdidas en dicha válvula. Estos coeficientes  $k_v$  se han impuesto como leyes de control a las válvulas TCV en lugar de las leyes de control de las VLQ.

A continuación se muestran los resultados obtenidos en la figura 5-24. Se observa por ejemplo en la última planta una reducción de caudal superior a la observada cuando modelizamos el caudal variable mediante VLQ.

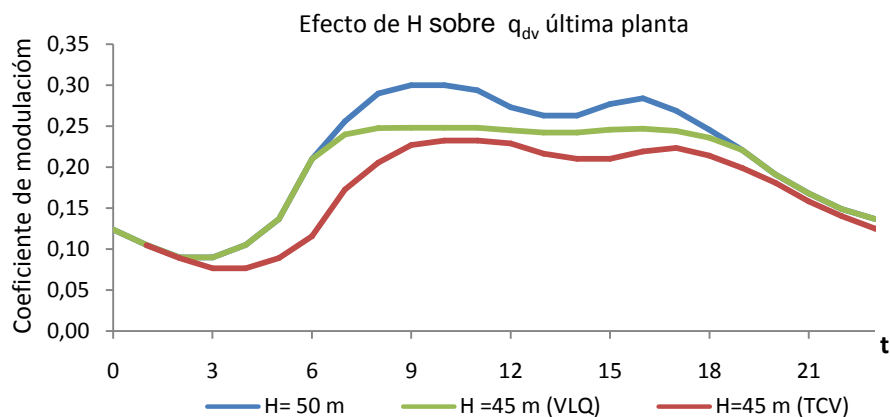


Fig. 5-24. Coeficiente de demanda total en última planta, respecto al medio esperado, considerando una altura de depósito de 45 m, y válvulas TCV para modelizar el consumo variable

En las siguientes gráficas se muestra la reducción de demanda respecto a la media esperada, por cada una de las plantas y en global para la acometida. Se ha representado el coeficiente de demanda respecto a la media esperada para cada una de las plantas, considerando el consumo total (variable + fijo). Se comparan en cada caso los resultados modelizando la demanda variable mediante TCV o mediante VLQ

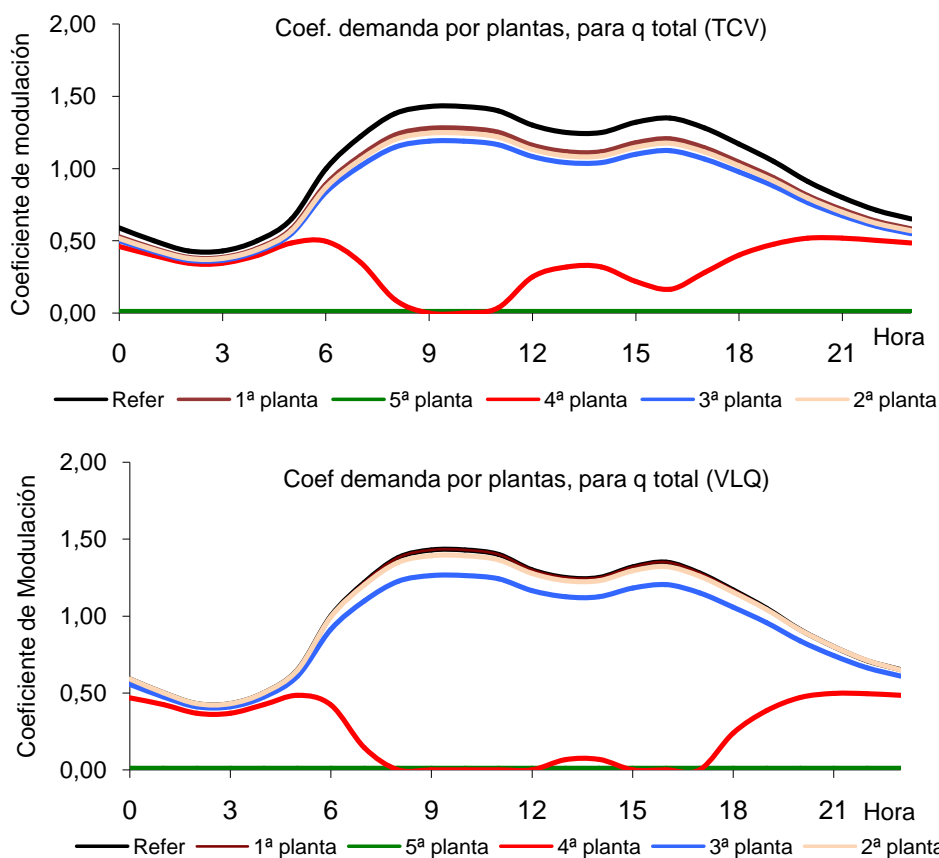


Fig. 5-25. Coeficiente horario de demanda total, respecto al medio esperado, para cada planta, considerando una altura de depósito de 30 m

Se observa cómo con TCV (sin ajustar la demanda en cada hora) sigue sin llegar suministro de agua a la quinta planta, y los coeficientes en la tercera, segunda y primera planta son algo inferiores. En cuanto a la demanda global se ve más reducida en media, habiendo pasado ahora a suministrarse un 70 %, es decir hay un déficit de la demanda de un 30% en lugar de un 24 %, Se observa además una mayor laminación global de la demanda en horas punta.

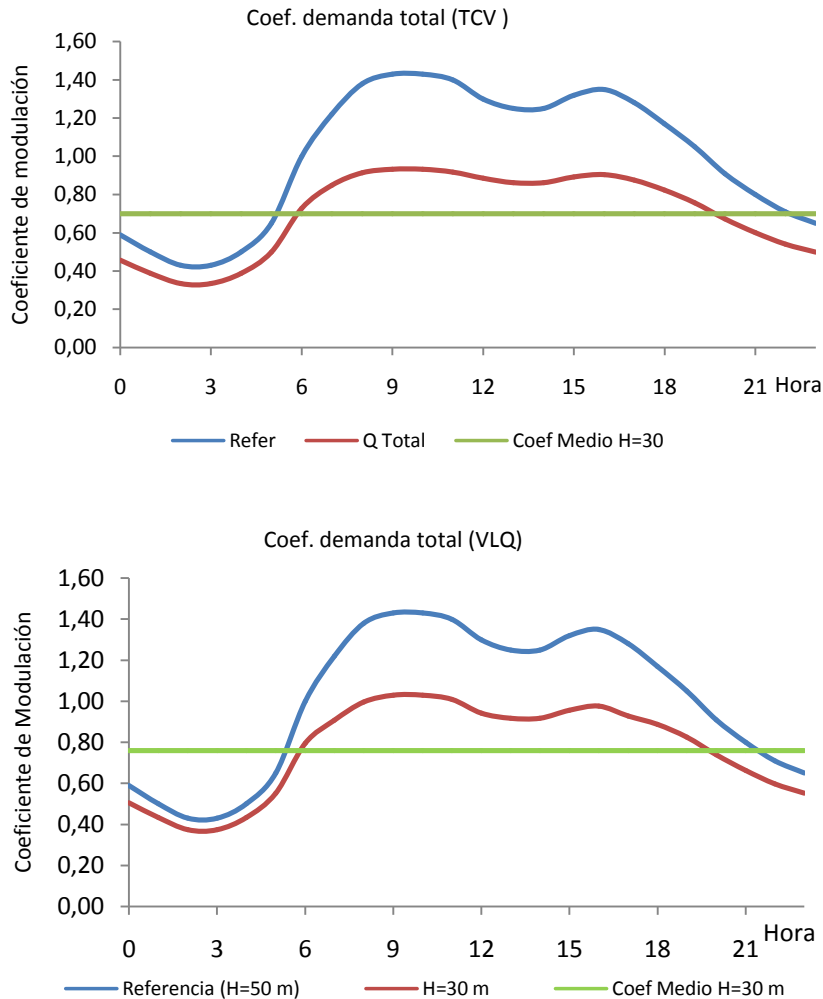


Fig. 5-26. Coeficiente horario de demanda total en la acometida, respecto al medio esperado, considerando una altura de depósito de 45 m

En la práctica, ambos déficits suponen un límite superior e inferior respectivamente, pues los usuarios probablemente no abran sus grifos lo suficiente para mantener la misma demanda (déficit 24 %) ni los mantengan fijos sin manipular (déficit 30 %) ante una reducción de presión en la acometida.

El estudio de los casos en que  $k_v=0$  ó  $k_v=0$  y además las VLQ del caudal fijo están abiertas por completo, no se han realizado ya que son casos particulares de los analizados anteriormente en los que se abrirían las VLQ por completo al no poder satisfacer la demanda.



Si promediamos los resultados obtenidos para  $kv$  constante (TCV) y  $q$  constante (VLQ), como una aproximación a la realidad, donde los usuarios reaccionan manualmente accionando los grifos, obtendríamos las siguientes curvas DDP para hora punta, valle y llano.

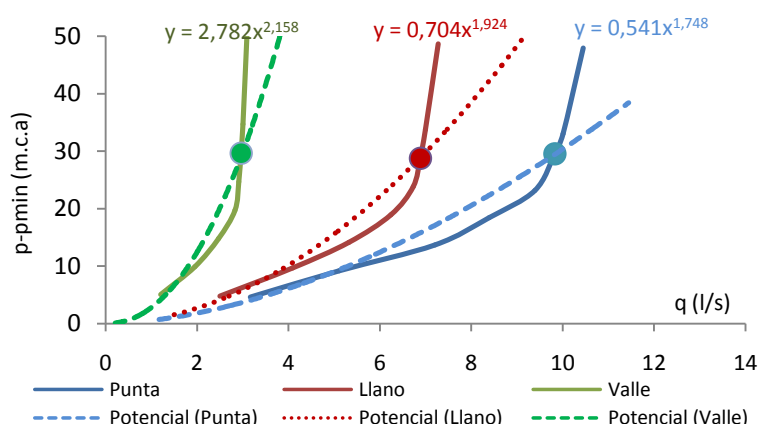


Fig. 5-27. Aproximación Curvas DDP para un edificio en hora punta, valle y llano (promedio entre caso  $kv$  constante TCV y  $q$  constante VLQ). A trazos un ajuste potencial

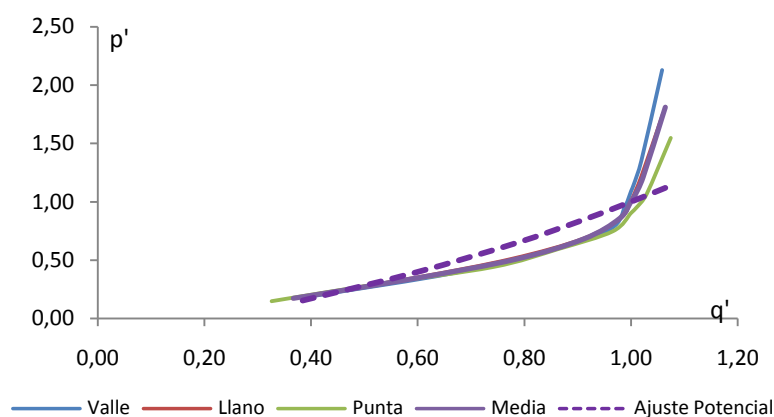


Fig. 5-28. Curvas universales DDP para un edificio en hora punta, valle y llano

En la figura 5-27 se ha supuesto además en trazo discontinuo el ajuste a una función potencial. Se observa que la curva potencial no es la adecuada para modelizar la curva DDP obtenida como resultado de las simulaciones debido a que:

- presenta un crecimiento excesivo del caudal sin limitación
- no representa bien el comportamiento real cuando la presión desciende por debajo de la de referencia, proporcionando caudales inferiores a los que realmente se dan,
- presenta un punto anguloso para  $p=p_{min}$  lo cual genera problemas de convergencia.

Para ajustar mejor el comportamiento real deducido de este estudio, es necesario definir otro tipo de función que permita representar la dependencia de la demanda con la presión con mayor fidelidad y con parámetros que permitan adaptarlos a los distintos casos de estudio.



## Capítulo 6

# Funciones matemáticas propuestas para simular el comportamiento de las DDP

### 1. Introducción

En los apartados anteriores se ha analizado cómo varía la demanda con la presión en suministros de agua urbanos. Se ha visto que existe una presión mínima necesaria por debajo de la cual la demanda es nula y un caudal límite máximo. Además se ha comprobado que la forma en que varía la demanda con la presión depende de múltiples circunstancias, como el porcentaje de caudal fijo y variable, número de altura de los edificios... Es preciso obtener pues, una función que refleje lo más fielmente posible dicha variación, y a la vez disponga de parámetros suficientes para poder adaptar dicha curva a cada circunstancia real.

La función más utilizada para simular la dependencia de la demanda con la presión es la potencial, y ya hemos justificado previamente por qué, desde el punto de vista teórico. En efecto, si

$$p = \Delta z + k \cdot q^n = p_{\min} + k q^n \quad \text{Ec 6-1}$$

se tiene que:

$$p - p_{\min} = k q^n \quad \text{y} \quad q = k^{1/n} (p - p_{\min})^{1/n} \quad \text{Ec 6-2}$$

Si  $p_{ref}$ ,  $q_{ref}$  es un punto de paso de la curva, que tomaremos como punto de referencia, entonces se tendrá:

$$p_{ref} - p_{\min} = k q_{ref}^n \quad \text{Ec 6-3}$$

y dividiendo ambas resulta:

$$\frac{p - p_{\min}}{p_{\text{ref}} - p_{\min}} = \left(\frac{q}{q_{\text{ref}}}\right)^n \quad \text{Ec 6-4}$$

o bien, si hacemos  $q' = q / q_{\text{ref}}$  y  $p' = (p - p_{\min}) / (p_{\text{ref}} - p_{\min})$  resulta:

$$p' = q'^n \quad \text{o también:} \quad q' = p'^{\frac{1}{n}} \quad \text{Ec 6-5}$$

la cual representa la ecuación de comportamiento de las demandas frente a las presiones, en variables reducidas.

Sin embargo, esta función adolece de varios defectos, como son:

- el crecimiento excesivo del caudal  $q'$  con la presión  $p'$  (depende de  $n$ )
- la no limitación del caudal (la función no tiene asíntota)
- la presencia de un punto anguloso para  $p = p_{\min}$  ( $p'=0$ ), lo que puede provocar problemas de convergencia al integrarla en un sistema de ecuaciones para realizar el cálculo hidráulico.

Además se ha analizado en el apartado anterior, que la realidad es algo más compleja, al existir un caudal variable y un caudal fijo, consumos a diferentes niveles de altura y un número de tomas abiertas variables y reguladas a voluntad del usuario para obtener el caudal deseado. Todo ello podría tenerse en cuenta considerando  $n > 2$ , y ajustando el valor de  $k$ , pero los defectos del punto anguloso para  $p_{\min}$  y el crecimiento sin límite persistiría. Por otro lado si se quisiera imponer un límite para el caudal  $q$ , se crearía un nuevo punto anguloso.

Se propone por ello emplear otro tipo de función para expresar la variación de la demanda con la presión, evitando los problemas anteriores, a la vez que disponga de parámetros de ajuste suficientes para poderla emplear en la mayor cantidad de situaciones diferentes: distintos porcentajes de caudal variable y fijo, inmuebles de diferentes alturas básicamente, provistos o no con grupo de presión. A continuación se proponen y analizan tres funciones distintas.

### 1.1 Función racional de grado 1 (Función DDP1)

Como primera opción se propone utilizar la función:

$$q = \frac{A \cdot (p - p_{\min})}{(p - p_{\min}) + C} \quad \text{Ec 6-6}$$

donde  $p_{\min}$  es la presión mínima requerida para dar algo de caudal. Si expresamos la diferencia  $p - p_{\min}$  como  $\bar{p}$ , entonces:

$$q = \frac{A \cdot \bar{p}}{p + C} \quad \text{Ec 6-7}$$

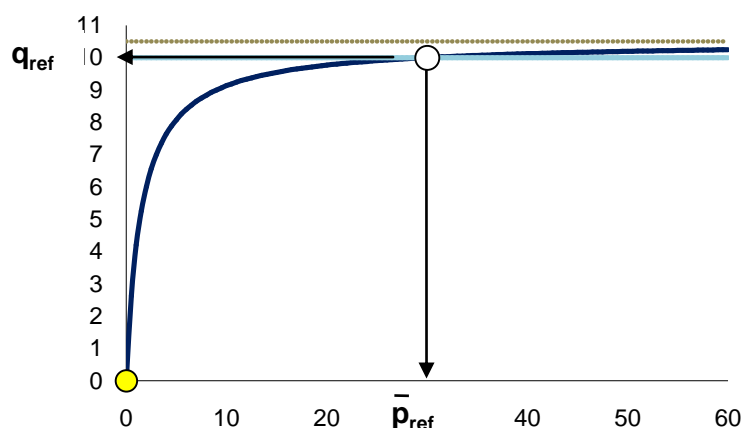


Fig. 6-1. Representación de la función DDP1  $y = (A \cdot x)/(x+C)$

Esta función es siempre creciente y tiene un límite impuesto por la asíntota horizontal  $q_{limite} = A$ . Veamos cómo podemos ajustar los parámetros de dicha ecuación A y C.

Hemos visto en apartados anteriores que ante variaciones en la presión, el usuario reacciona regulando (abriendo o cerrando un poco más) los grifos para obtener el caudal deseado. Hay un rango de presiones, por tanto, en el que apenas varía la demanda con la presión porque precisamente el usuario regula el grifo para que así sea. Sin embargo, llega un momento en que la presión es tan baja que el usuario llega a abrir totalmente los grifos para intentar obtener el caudal deseado. A partir de este momento, el usuario carece de capacidad de respuesta y si desciende más la presión ya no podrá realizar ninguna acción para conseguir el caudal deseado, reduciéndose el mismo considerablemente, y pasando a trabajar en condiciones de insuficiencia de presión. La función, por tanto, tendrá que pasar por este punto característico, que llamaremos  $p_{ref}$ ,  $q_{ref}$  siendo:

- $p_{ref}$  la presión necesaria para satisfacer la demanda completamente con  $p_{ref} = \Delta z + \Delta h_f^d + p_{res}^d$ , donde el exponente  $d$  indica valores de diseño y  $\Delta z$  corresponde a la altura del punto de toma más alto. Equivale a la presión mínima requerida para suministrar la demanda requerida. Por ejemplo, si  $\Delta z = 7$  m (2 alturas),  $\Delta h_f = 2$  m (perdidas en la tubería y acometida) y  $\Delta h_{res} = 9$  m (monomandos, calentador gas, etc...) entonces  $p_{ref} = 18$  m. Para  $\Delta z = 20$  m (5 alturas),  $p_{ref} = 31$  m.
- $q_{ref}$ , el caudal que se consumiría esa  $p_{ref}$ , en principio desconocido y que se calculará, como veremos, haciendo pasar la curva por el punto de funcionamiento actual  $q_t$ ,  $p_t$ , esto es un punto observado en la realidad, normalmente empleado en la simulación con demandas fijas. Puesto que  $q_{ref}$  y  $p_{ref}$  debe ser un punto de paso de la curva DDP se tendrá:

$$q_{ref} = \frac{A \cdot \bar{p}_{ref}}{p_{ref} + C} \quad \text{Ec 6-8}$$

Para determinar los valores de los parámetros A y C, necesitamos imponer una condición adicional al paso de la función por el punto  $q_t, p_t$ . Si forzamos que el caudal límite sea un porcentaje  $\alpha$  del caudal de referencia, esto es,  $q_{límite} = A = \alpha \cdot q_{ref}$ , con  $\alpha > 1$  entonces, despejando de la ecuación 6-8, se tiene  $C = (\alpha - 1) \cdot \bar{p}_{ref}$ .

En consecuencia, fijados los valores de  $\bar{p}_{ref}$  y del parámetro  $\alpha$ , de la anterior ecuación se obtiene el valor de C. Por otra parte, forzando a la función a pasar por el punto actual  $q_t, p_t$  se determina el valor de  $q_{ref}$ , según:

$$q_t = \frac{A \cdot \bar{p}_t}{\bar{p}_t + C} = \frac{\alpha q_{ref} \bar{p}_t}{\bar{p}_t + (\alpha - 1) \bar{p}_{ref}} \rightarrow q_{ref} = \frac{q_t}{\alpha} \left[ 1 + (\alpha - 1) \frac{\bar{p}_{ref}}{\bar{p}_t} \right] \quad \text{Ec 6-9}$$

Finalmente  $A = \alpha q_{ref}$ .

En definitiva, la función presenta un solo parámetro  $\alpha$ , que permite ajustar la mayor o menor curvatura de la función según sea el porcentaje de demanda variable o fija o la altura de las viviendas.

Sin embargo, sigue adoleciendo del problema de la presencia de un punto anguloso para  $\bar{p} = 0$ , es decir, para  $p = p_{min}$ .

## 1.2 Función racional de grado 2 incompleta (Función DDP2)

Para eliminar el punto anguloso anterior o, lo que es lo mismo, mantener la continuidad de la primera derivada en  $\bar{p} = 0$  hay que introducir un punto de inflexión, lo que se consigue con la función alternativa:

$$q = \frac{A(p - p_{min})^2}{(p - p_{min})^2 + C} = \frac{A p^{-2}}{p^{-2} + C} \quad \text{Ec 6-10}$$

la cual tiene asimismo una asíntota horizontal tal que  $q_{límite} = A$

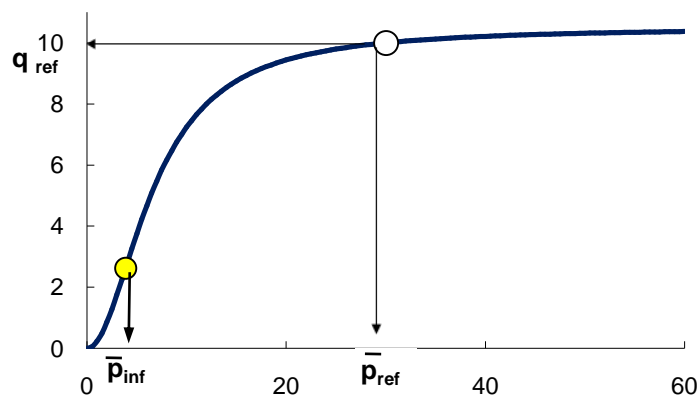


Fig. 6-2. Representación de la función DDP2  $y = (A \cdot x^2)/(x^2 + C)$

Análogamente, si hacemos pasar la curva por el punto de referencia  $p_{ref}$ ,  $q_{ref}$ , tal como lo hemos definido anteriormente, y hacemos  $q_{limite} = \alpha \cdot q_{ref}$ , con  $\alpha > 1$ , entonces:

$$A = q_{limite} = \alpha q_{ref} \quad y \quad C = (\alpha - 1) \bar{p}_{ref}^2 \quad \text{Ec 6-11}$$

de modo que la curva sigue teniendo un solo parámetro  $\alpha$ . Fijados el valor de  $p_{ref}$  y de  $\alpha$ , C queda identificado, mientras que el caudal de referencia viene dado por una expresión similar a la anterior:

$$q_{ref} = \frac{q_t}{\alpha} \left[ 1 + (\alpha - 1) \frac{\bar{p}_{ref}^2}{p_t} \right] \quad \text{Ec 6-12}$$

de donde finalmente se obtiene A.

El punto de inflexión queda caracterizado en este caso por:

$$\bar{p}_{inf} = \sqrt{\frac{(\alpha - 1)}{3}} \cdot \bar{p}_{ref} \quad y \quad q_{inf} = \frac{\alpha}{4} \cdot q_{ref} \quad \text{Ec 6-13}$$

siendo además la pendiente en dicho punto,

$$\left. \frac{dq}{dp} \right|_{inf} = \frac{9}{8\sqrt{3}} \cdot \frac{q_{ref}}{p_{ref}} \frac{\alpha}{\sqrt{\alpha - 1}} \quad \text{Ec 6-14}$$

que es, a su vez, la pendiente máxima como se justificará más adelante.

El inconveniente de esta función es que, al tener un solo parámetro  $\alpha$ , no podemos controlar de forma independiente la posición del punto de inflexión y la proximidad del caudal límite al caudal de referencia. No obstante, para valores de  $\alpha$  próximos a 1 (por ejemplo 1,1) el punto de inflexión sale próximo a  $\bar{p} = 0$  (es decir  $p = p_{min}$ ), lo que se ajusta bastante bien a la realidad. Al aumentar  $\alpha$ , la parte cóncava inicial de la curva se hace más pronunciada.

### 1.3 Función racional de grado 2 completa (Función DDP3)

Para ajustar de forma independiente el valor límite y el punto de inflexión se propone finalmente utilizar la función:

$$q = \frac{A(p - p_{min})^2}{(p - p_{min})^2 + B(p - p_{min}) + C} = \frac{A \bar{p}}{\bar{p}^2 + B \bar{p} + C} \quad \text{Ec 6-15}$$

la cual introduce un término lineal adicional en el denominador. Ello nos lleva también a la aparición de un máximo relativo (ver figura 6-3), cuyo valor es controlable.

Análogamente si hacemos pasar la curva por el punto  $p_{ref}, q_{ref}$ , tal como hemos definido anteriormente y fijamos  $q_{limite} = \alpha \cdot q_{ref}$ , con  $\alpha > 1$ , y  $q_{max} = \beta \cdot q_{ref}$ , con  $\beta > \alpha$ , entonces tenemos:

$$A = \alpha \cdot q_{ref} \tag{Ec 6-16}$$

$$C = (\alpha - 1) \cdot \bar{p}_{ref}^2 - B \cdot \bar{p}_{ref} \tag{Ec 6-17}$$

$$B = -\sqrt{4 \cdot C \cdot \left(\frac{\beta - \alpha}{\beta}\right)} = -2 \frac{\beta - \alpha}{\beta} \cdot \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\beta(\alpha - 1)}{\beta - \alpha}}\right) \bar{p}_{ref} \tag{Ec 6-18}$$

Así, fijados los valores de  $\alpha$  y  $\beta$ , y el valor de  $p_{ref}$ , la sustitución en las dos últimas ecuaciones nos permitirá obtener los valores de B y C. Conocidos estos, el caudal de referencia se determina obligando a la curva a pasar por el punto actual  $p_t, q_t$ , con lo que:

$$q_{ref} = \frac{q_t}{\alpha} \left[ \frac{\bar{p}_t^2 + B \bar{p}_t + C}{\bar{p}_t^2} \right] \tag{Ec 6-19}$$

y, finalmente, se determina A con la Ec 6-16

De este modo, la curva presenta ahora dos parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  que permiten controlar el caudal límite y el punto de inflexión de la función. Para obtener resultados coherentes debe ser  $\beta > \alpha$ . En el caso particular de que  $\beta = \alpha$  resulta  $B = 0$  y se obtiene la función anterior.

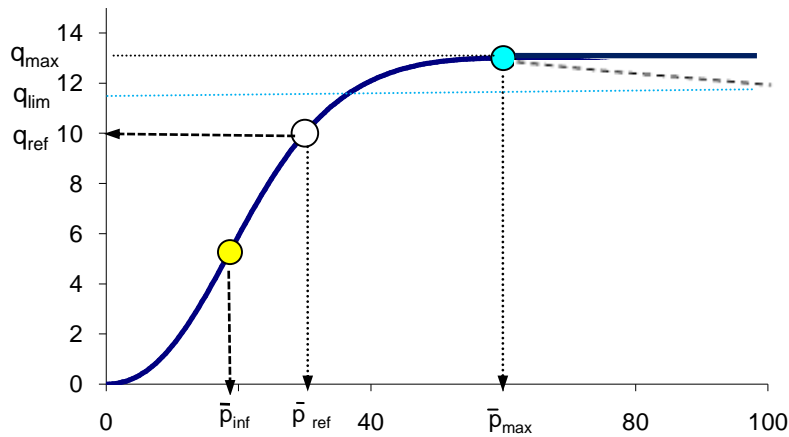


Fig. 6-3. Representación de la función DDP3  $y = (A \cdot x^2)/(x^2 + B \cdot x + C)$

Para evitar que el valor de la función disminuya a partir del máximo (trazo discontinuo en Fig 6-3), forzaremos a que a partir de dicho máximo el valor de la función permanezca constante (trazo continuo fig 6-3).

A continuación vamos a realizar un análisis matemático más detallado de cada una de las tres funciones propuestas.



## 2. Estudio de la función DDP1

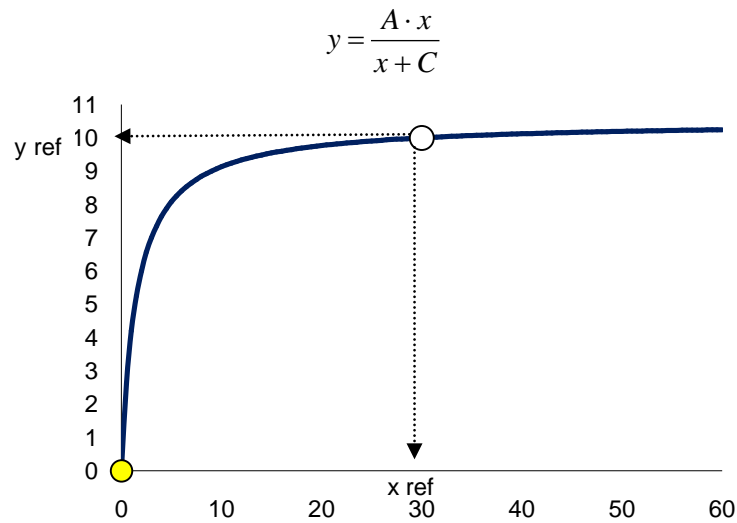


Fig. 6-4. Representación de la función DDP1  $y = (A x) / (x + C)$

Los límites de la función son:

$$\lim_{x \rightarrow 0} y = 0 \quad ; \quad \lim_{x \rightarrow \infty} y = A = y_{\max}$$

En cuanto a sus parámetros A y C podemos afirmar:

- El valor de A controla el valor de  $y_{\max}$
- El valor de C controla el valor de  $x_{ref}$  para el cual  $y(x_{ref}) = y_{ref} = y_{\max} / \alpha$ , con  $\alpha > 1$

$$y_{ref} = \frac{A \cdot x_{ref}}{x_{ref} + C} = \frac{y_{\max}}{\alpha} = \frac{A}{\alpha} \quad \text{Ec 6-20}$$

y despejando  $C = (\alpha - 1) \cdot x_{ref} \quad \text{Ec 6-21}$

Analicemos ahora la primera derivada de la función

$$y' = \frac{A(x+C) - A \cdot x}{(x+C)^2} = \frac{A \cdot C}{(x+C)^2} \quad \text{Ec 6-22}$$

$$\lim_{x \rightarrow 0} y' = \frac{A}{C} = y'_{\max} \quad ; \quad \lim_{x \rightarrow \infty} y' = 0 \quad \text{Ec 6-23}$$

Se concluye que  $y'$  es siempre decreciente y no presenta puntos de inflexión. Por otra parte,  $y'$  es máxima para  $x = 0$  y vale:

$$y'_{\max} = \frac{A}{C} = \frac{\alpha}{\alpha - 1} \frac{y_{ref}}{x_{ref}} \quad \text{Ec 6-24}$$

El problema principal de esta función es que la derivada no tiende a 0 para  $x = 0$ , perdiendo así la continuidad de la primera derivada en dicho punto, ya que valores de  $x < 0$  ( $p < p_{min}$ ) son posibles, y en tal caso deber ser  $y = 0$  ( $q = 0$ ). Se propone como solución, elevar un grado los polinomios del numerador y denominador.

### 3. Estudio de la función DDP2

$$y = \frac{A \cdot x^2}{x^2 + C}$$

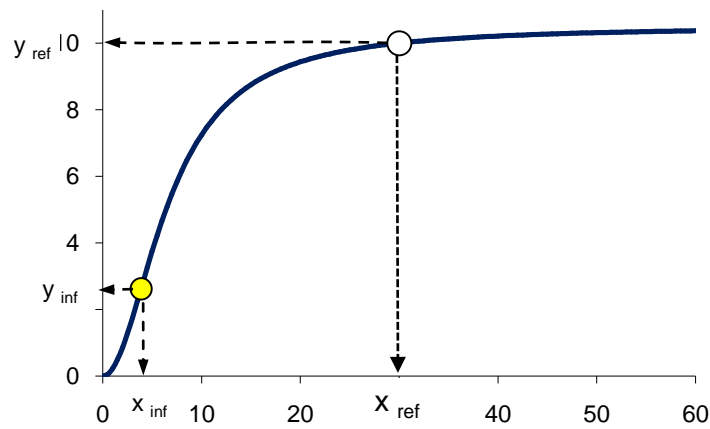


Fig. 6-5. Representación de la función DDP2  $y = (A x^2) / (x^2 + C)$

Esta función, introduce un punto de inflexión cerca de  $x = 0$ , lo que permite hacer que  $y'(0)=0$ , garantizando así la continuidad de la función y su derivada para  $x = 0$ . Tomando límites resulta:

$$\lim_{x \rightarrow 0} y = 0 \quad ; \quad \lim_{x \rightarrow \infty} y = A = y_{max} \quad \text{Ec 6-25}$$

Como en la función anterior, el parámetro  $C$  controla el valor de  $x_{ref}$  para el cual  $y(x_{ref}) = y_{ref} = y_{max} / \alpha$ , con  $\alpha > 1$ , pues:

$$y_{ref} = \frac{A \cdot x_{ref}^2}{x_{ref}^2 + C} = \frac{A}{\alpha} \quad \text{Ec 6-26}$$

y despejando, 
$$C = (\alpha - 1) \cdot x_{ref}^2 \quad \text{Ec 6-27}$$

Analicemos ahora la primera derivada de la función:

$$y' = \frac{2A x (x^2 + C) - A x^2 2x}{(x^2 + C)^2} = \frac{2A C x}{(x^2 + C)^2} \quad \text{Ec 6-28}$$

de donde: 
$$\lim_{x \rightarrow 0} y' = 0 \quad ; \quad \lim_{x \rightarrow \infty} y' = 0 \quad \text{Ec 6-29}$$

Se concluye que la primera derivada es siempre positiva, comienza con cero, pasa por un máximo (punto de inflexión) y vuelve a ser 0.

Analicemos ahora la segunda derivada:

$$y'' = \frac{2AC(x^2 + C)^2 - 2ACx2(x^2 + C)2x}{(x^2 + C)^4} = \frac{2AC(x^2 + C)(-3x^2 + C)}{(x^2 + C)^4} \quad \text{Ec 6-30}$$

El punto de inflexión de la función se da cuando  $y'' = 0$ , esto es, para

$$-3x_{inf} + C = 0 \rightarrow x_{inf} = \sqrt{\frac{C}{3}} \quad \text{Ec 6-31}$$

Luego el valor de  $\alpha$  condiciona el valor de C y éste el valor de  $x_{inf}$  para el cual se produce la inflexión de la curva. También podemos escribir:

$$x_{inf} = \sqrt{\frac{\alpha - 1}{3}} \cdot x_{ref} \quad \text{Ec 6-32}$$

$$y_{inf} = \frac{\alpha y_{ref} \frac{\alpha - 1}{3} x_{ref}^2}{\frac{\alpha - 1}{3} x_{ref}^2 + (\alpha - 1) x_{ref}^2} = \frac{\alpha (\alpha - 1)}{4 (\alpha - 1)} y_{ref} = \frac{\alpha}{4} y_{ref} \quad \text{Ec 6-33}$$

En el punto de inflexión  $y'$  será máximo y vale:

$$y'_{max} = y'(x_{inf}) = \frac{2ACx_{inf}}{(x_{inf}^2 + C)^2} = \frac{2AC\sqrt{\frac{C}{3}}}{\frac{16}{9}C^2} = \frac{9}{8}A\sqrt{\frac{1}{3C}} = \frac{9}{8\sqrt{3}}\frac{A}{\sqrt{C}} \quad \text{Ec 6-34}$$

o bien, sustituyendo:

$$y'_{max} = \frac{9}{8\sqrt{3}} \frac{\alpha}{\sqrt{(\alpha - 1)}} \frac{y_{ref}}{x_{ref}} \quad \text{Ec 6-35}$$

El problema principal estriba ahora en que no se puede controlar la posición del punto de inflexión con un parámetro independiente, ya que viene determinado directamente por los valores de  $x_{ref}$  y  $\alpha$ . Para un mayor control de la posición de  $x_{inf}$  se propone incorporar el término en  $x$  en el polinomio del denominador.

## 4. Estudio de la función DDP3

$$y = \frac{A \cdot x^2}{x^2 + B \cdot x + C}$$

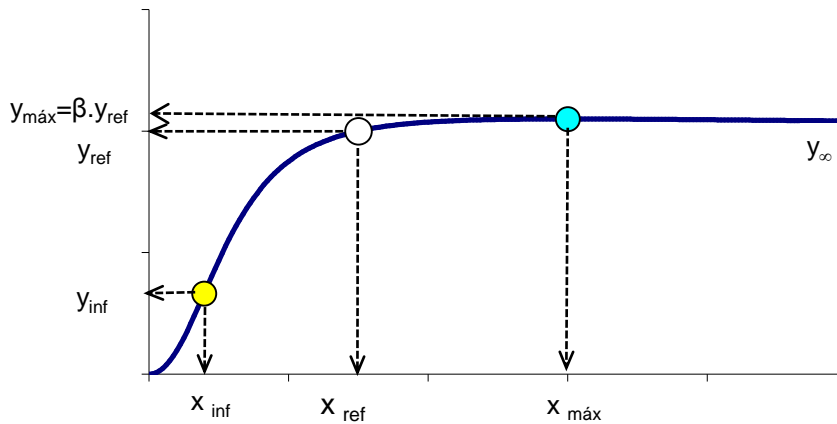


Fig. 6-6. Representación de la función  $y = (A x^2) / (x^2 + B x + C)$

Esta nueva función, a diferencia de la anterior, permite controlar la posición del punto de inflexión. Si tomamos límites:

$$\lim_{x \rightarrow 0} y = 0 \quad ; \quad \lim_{x \rightarrow \infty} y = A = y_{\infty}$$

El valor de  $x_{ref}$  para el cual  $y(x_{ref}) = y_{ref} = y_{\infty} / \alpha$  condiciona ahora el valor de C, junto con otro parámetro a definir, el cual nos determinará también el valor de B. En efecto:

$$y(x_{ref}) = \frac{A x_{ref}^2}{x_{ref}^2 + B x_{ref} + C} = \frac{A}{\alpha} \quad \text{Ec 6-36}$$

y operando resulta:

$$C = (\alpha - 1) x_{ref}^2 - B x_{ref} \quad \text{Ec 6-37}$$

En el caso que  $B = 0$ , la expresión de C coincide con la anterior. En cuanto al valor de  $\alpha$ , aunque no necesariamente debe ser  $\alpha > 1$ , en la práctica lo será para los casos más habituales como veremos

Analicemos ahora la **primera derivada** de la función:

$$y' = \frac{2 A x (x^2 + B x + C) - A x^2 (2 x + B)}{(x^2 + B x + C)^2} = \frac{A B x^2 + 2 A C x}{(x^2 + B x + C)^2} \quad \text{Ec 6-38}$$

y tomando límites:

$$\lim_{x \rightarrow 0} y' = 0 \quad ; \quad \lim_{x \rightarrow \infty} y' = 0$$

Sin embargo, la primera derivada se anula aún en otro punto en el cual la función presenta un máximo (o un mínimo). Determinémoslo:

$$y' = 0 \rightarrow A B x^2 + 2 A C x = 0 \rightarrow x_m = -\frac{2 C}{B} \quad \text{Ec 6-39}$$

siendo el valor de la función  $y_m$  en dicho punto:

$$y_m = \frac{A x_l^2}{x_l^2 + B x_l + C} = \frac{A \frac{4 C^2}{B^2}}{\frac{4 C^2}{B^2} - \frac{B 2 C}{B} + C} = \frac{4 \frac{A C^2}{B^2}}{\frac{4 C^2}{B^2} - C} = \frac{4 A C}{4 C - B^2} \quad \text{Ec 6-40}$$

**Si  $B > 0$**  la función presentará un mínimo para  $x_m < 0$ , luego no hay máximo para  $x_m > 0$  y tiende asintóticamente a  $y_\infty = y_{max}$ . Pero el valor de B tiene un límite, pues ha de ser  $C > 0$  (para  $C < 0$  la función se deforma). Así pues:

$$C = (\alpha - 1) x_{ref}^2 - B x_{ref} > 0 \rightarrow B < (\alpha - 1) x_{ref} = B_{max} \quad \text{Ec 6-41}$$

**Si  $B < 0$**  la función presenta entonces un máximo para  $x_m > 0$ . Conviene en este caso controlar el valor máximo de la función respecto a  $y_{ref}$  a través de un nuevo parámetro  $\beta > 1$ , tal que:

$$y_{max} = y(x_m) = \beta y_{ref} \quad \text{Ec 6-42}$$

o bien

$$\frac{4 A C}{4 C - B^2} = \beta \frac{A}{\alpha} \rightarrow B^2 = 4 C \left(1 - \frac{\alpha}{\beta}\right) = 4 C \frac{\beta - \alpha}{\beta} \quad \text{Ec 6-43}$$

$$B = -\sqrt{4 C \frac{\beta - \alpha}{\beta}} \quad \text{Ec 6-44}$$

Obviamente tendrá que ser  $\beta > \alpha$ , ya que  $y_{max} > y_\infty$ , lo que garantiza valores reales para B, conforme la Ec. 6-44. En definitiva, dado  $x_{ref}$  e  $y_{ref}$ , fijado  $\alpha$  se obtiene A, y fijado  $\beta$  se obtienen B y C resolviendo simultáneamente las Ec 6-37 y Ec 6-44. Si hacemos  $\beta = \alpha$  entonces  $B = 0$  y volvemos al caso anterior.

Para evitar que la función DDP descienda a partir del máximo, lo cual lógicamente en la realidad no se da, forzaremos el valor de la función a  $y = y_m = \text{constante}$  para valores de  $x \geq x_m$ , descartando a partir de  $x_m$  los valores proporcionados por la función analítica propuesta.

La figura siguiente muestra el comportamiento general de una función de este tipo:

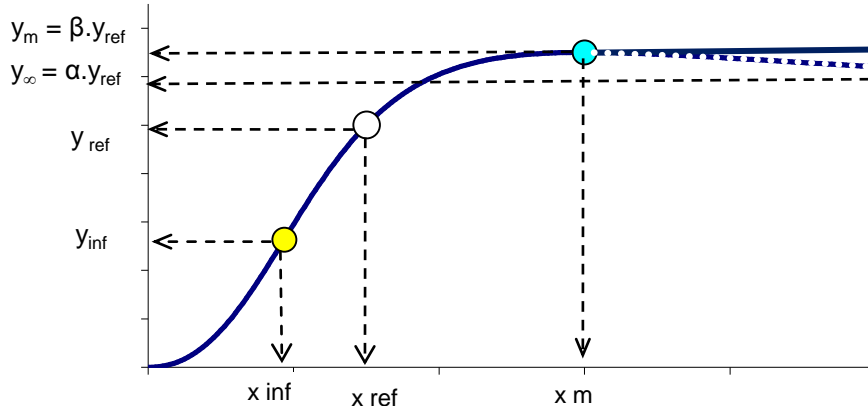


Fig. 6-7. Representación final de la función  $y = (A x^2) / (x^2 + B x + C)$

La resolución simultánea de las ecuaciones Ec 6-37 y Ec 6-44 conduce al siguiente resultado:

$$\begin{array}{l}
 B^2 = 4 C \frac{\beta - \alpha}{\beta} \\
 C = (\alpha - 1) x_{ref}^2 - B x_{ref}
 \end{array} \quad \left| \quad B^2 + \frac{\beta - \alpha}{\beta} 4 x_{ref} B - \frac{\beta - \alpha}{\beta} (\alpha - 1) x_{ref}^2 = 0 \quad \text{Ec 6-45}
 \right.$$

Expresando la ecuación anterior en la forma:

$$B^2 + m B - b = 0 \quad \text{Ec 6-46}$$

$$\text{con } m = 4 \frac{\beta - \alpha}{\beta} x_{ref} > 0 \quad \text{y} \quad b = 4 \frac{\beta - \alpha}{\beta} (\alpha - 1) x_{ref}^2 = m (\alpha - 1) x_{ref} > 0 \quad \text{Ec 6-47}$$

resulta:

$$B = -\frac{m}{2} - \sqrt{\frac{m^2}{4} + b} = 4 \frac{\beta - \alpha}{\beta} \left( -\frac{x_{ref}}{2} - \sqrt{\frac{x_{ref}^2}{4} + \frac{\beta (\alpha - 1)}{4 (\beta - \alpha)} x_{ref}^2} \right) \quad \text{Ec 6-48}$$

$$B = 4 \frac{\beta - \alpha}{\beta} x_{ref} \left( -\frac{1}{2} - \sqrt{\frac{1}{4} + \frac{\beta (\alpha - 1)}{(\beta - \alpha) 4}} \right) \quad \text{Ec 6-49}$$

$$B = -2 r x_{ref} \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{(\alpha - 1)}{r}} \right) \quad \text{con } r = \frac{\beta - \alpha}{\beta} \quad \text{Ec 6-50}$$

Conviene también, cuando  $B < 0$ , conocer el valor de  $x_m$  para el cual se produce el valor máximo, con respecto a  $x_{ref}$ , a fin de obtener curvas realistas. Si hacemos  $x_m = n x_{ref}$ , teniendo en cuenta que  $x_m = -\frac{2C}{B}$  y  $C = (\alpha - 1) x_{ref}^2 - B x_{ref}$  se obtiene:

$$-2(\alpha - 1)x_{ref}^2 + 2Bx_{ref} = Bnx_{ref} \rightarrow B(n-2)x_{ref} = -2(\alpha - 1)x_{ref}^2$$

$$B = -\frac{2(\alpha - 1)}{n-2}x_{ref} \quad \text{Ec 6-51}$$

Puesto que debe ser  $B < 0$  se concluye que siempre será  $n > 2$ , estando el punto en que se alcanza el máximo alejado del origen al menos el doble que el punto de referencia (siempre que  $\alpha > 1$ ). En el caso límite, con  $B$  tiende a  $-\infty$ , el valor de  $n$  sería 2, ya que  $\lim_{B \rightarrow -\infty} n = 2$

Un desarrollo adicional nos permite expresar con exactitud la posición del máximo en el eje  $x$ . Hemos visto que :

$$B^2 = 4C \frac{\beta - \alpha}{\beta} = 4Cr \quad \text{Ec 6-52}$$

luego:

$$x_m = -\frac{2C}{B} = -\frac{B}{2r} \quad \text{Ec 6-53}$$

y sustituyendo  $B$  por su valor obtenido anteriormente, resulta:

$$x_m = x_{ref} \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{(\alpha - 1)}{r}} \right) = x_{ref} \left( 1 + \sqrt{1 + \beta \frac{(\alpha - 1)}{\beta - \alpha}} \right) \quad \text{Ec 6-54}$$

confirmándose que  $x_m > 2x_{ref}$  si  $\alpha > 1$ , como antes hemos anticipado.

Analicemos finalmente la **segunda derivada** de la función, para localizar el punto de inflexión, y observar cómo los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  influyen en dicha posición. Derivando de nuevo:

$$y'' = \frac{(2ABx + 2AC)(x^2 + Bx + C)^2 - (ABx^2 + 2ACx) \cdot 2 \cdot (x^2 + Bx + C)(2x + B)}{(x^2 + Bx + C)^4}$$

e igualando a 0 resulta:

$$y'' = 0 \rightarrow 2(ABx + AC)(x^2 + Bx + C) - 2(ABx^2 + 2ACx)(2x + B) = 0$$

$$ABx^3 + AB^2x^2 + ABCx + ACx^2 + ABCx + AC^2 - 2ABx^3 - 4ACx^2 - AB^2x^2 - 2ABCx = 0$$

$$-ABx^3 - 3ACx^2 + AC^2 = 0 \rightarrow -Bx^3 - 3Cx^2 + C^2 = 0$$

$$x_{inf} = \sqrt{\frac{C^2 - Bx_{inf}^3}{3C}} \quad \text{Ec 6-55}$$

La solución de  $x_{inf}$  por métodos iterativos nos dará la ubicación del punto de inflexión, la cual depende de los valores de  $C$  y  $B$ , y por consiguiente de  $\alpha$  y  $\beta$ .

Una vez localizado  $x_{inf}$ , sustituyendo obtendremos el valor de la función  $y(x_{inf})$  en dicho punto, y su derivada  $y'(x_{inf})$ .

## 5. Funciones similares

Es necesario adaptar las tres funciones estudiadas a cada caso particular y determinar sus coeficientes A, B y C a partir de los valores propuestos de  $x_{ref}$  ( $p_{ref}$ ) e  $y_{ref}$  ( $q_{ref}$ ) y de  $\alpha$  para las dos primeras funciones, (con lo que quedan definidos A y C) y del valor de  $\beta$  además en la tercera (para definir B).

Puesto que la función a aplicar debe adaptarse a cada situación de la red en particular, conviene expresar las funciones propuestas en forma adimensional, para llegar así a unas funciones universales, esto es, todas ellas semejantes o similares, para cualquier estado de demandas de la red.

Para ello, en lugar de trabajar con  $x$  e  $y$ , trabajaremos con las variables adimensionales:

$$x' = \frac{x}{x_{ref}}, \quad y' = \frac{y}{y_{ref}} \quad \text{Ec 6-56}$$

### 5.1 Transformación de la ecuación DDP1

Partimos de la ecuación DDP1 en variables absolutas:

$$y = \frac{A x}{x + C}$$

Recordando que:  $\alpha = \frac{y_{max}}{y_{ref}} = \frac{A}{y_{ref}}$  y  $C = (\alpha - 1) x_{ref}$ , al transformar la

ecuación queda:

$$y = \frac{\alpha y_{ref} x}{x + (\alpha - 1) \cdot x_{ref}} \rightarrow \frac{y}{y_{ref}} = \frac{\alpha x}{x + (\alpha - 1) \cdot x_{ref}} \quad \text{Ec 6-57}$$

Dividiendo numerador y denominador por  $x_{ref}$  resulta:

$$\frac{y}{y_{ref}} = \frac{\alpha \frac{x}{x_{ref}}}{\frac{x}{x_{ref}} + (\alpha - 1)} \rightarrow \boxed{y' = \frac{\alpha x'}{x' + (\alpha - 1)}} \quad \text{Ec 6-58}$$

cuyo único parámetro es, como ya sabíamos:  $\alpha = \frac{y_{max}}{y_{ref}} = y'_{max}$

Analizando la primera derivada, tenemos:

$$\frac{dy'}{dx'} = \frac{\alpha(\alpha - 1)}{(x' + \alpha - 1)^2}, \quad \text{la cual es máxima en } x' = 0 \text{ siendo su valor } \left. \frac{dy'}{dx'} \right|_{max} = \frac{\alpha}{\alpha - 1}$$



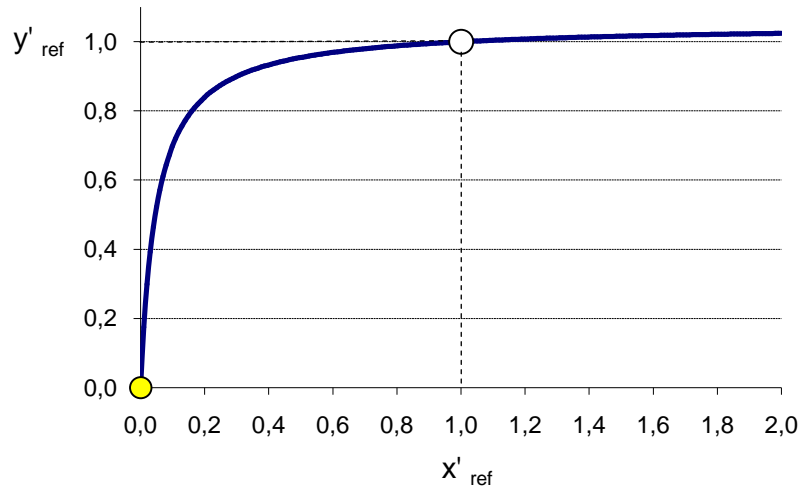


Fig. 6-8. Representación de la función DDP1  $y = (A x) / (x + C)$  en variables adimensionales

## 5.2 Transformación de la ecuación DDP2

Partimos de la ecuación DDP2 en variables absolutas:

$$y = \frac{A x^2}{x^2 + C}$$

Considerando ahora que:  $\alpha = \frac{y_{\max}}{y_{\text{ref}}} = \frac{A}{y_{\text{ref}}}$  y  $C = (\alpha - 1) x_{\text{ref}}^2$  la ecuación

DDP2 se transforma en:

$$y = \frac{\alpha y_{\text{ref}} x^2}{x^2 + (\alpha - 1) x_{\text{ref}}^2} \quad \rightarrow \quad \frac{y}{y_{\text{ref}}} = \frac{\alpha \frac{x^2}{x_{\text{ref}}^2}}{\frac{x^2}{x_{\text{ref}}^2} + (\alpha - 1)} \quad \text{Ec 6-59}$$

o bien, en las nuevas variables:

$$\boxed{y' = \frac{\alpha x'^2}{x'^2 + (\alpha - 1)}} \quad \text{Ec 6-60}$$

cuyo único parámetro sigue siendo  $\alpha = \frac{y_{\max}}{y_{\text{ref}}} = y'_{\max}$

El punto de inflexión donde la pendiente es máxima quedará caracterizado por:

$$x'_{\text{inf}} = \sqrt{\frac{\alpha - 1}{3}} \quad ; \quad y'_{\text{inf}} = \frac{9}{8\sqrt{3}} \frac{\alpha}{\sqrt{\alpha - 1}} \quad \text{Ec 6-61}$$

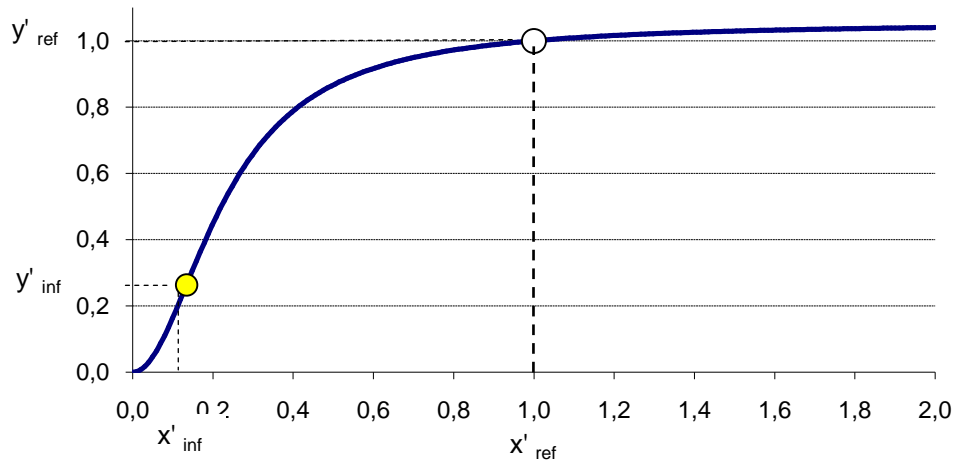


Fig. 6-9. Representación de la función  $y = (A x^2) / (x^2 + C)$  en variables adimensionales

### 5.3 Transformación de la ecuación DDP3

Partimos de la ecuación DDP3 en variables absolutas:

$$y = \frac{A x^2}{x^2 + B x + C}$$

Considerando ahora que:

$$\alpha = \frac{y_{lim}}{y_{ref}}, \quad \beta = \frac{y_{max}}{y_{ref}}, \quad C = (\alpha - 1)x_{ref}^2, \quad B = 4 \frac{\beta - \alpha}{\beta} \left[ -\frac{1}{2} - \sqrt{\frac{1}{4} + \frac{\beta - \alpha}{\beta} \frac{\alpha - 1}{4}} \right] x_{ref} \quad \text{Ec 6-62}$$

la transformación de la tercera ecuación conduce a:

$$y' = \frac{\alpha x'^2}{x'^2 + B' x' + C'} \quad \text{Ec 6-63}$$

con

$$B' = 4 \frac{\beta - \alpha}{\beta} \left[ -\frac{1}{2} - \sqrt{\frac{1}{4} + \frac{\beta - \alpha}{\beta} \frac{\alpha - 1}{4}} \right] = -2 r \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{(\alpha - 1)}{r}} \right] < 0 \quad (\text{si } \beta > \alpha)$$

$$C' = (\alpha - 1) - B'$$

siendo  $r = \frac{\beta - \alpha}{\beta}$

cuyos parámetros son :  $\alpha = y'_{\infty}$  y  $\beta = y'_{max}$  con  $\beta > \alpha > 1$

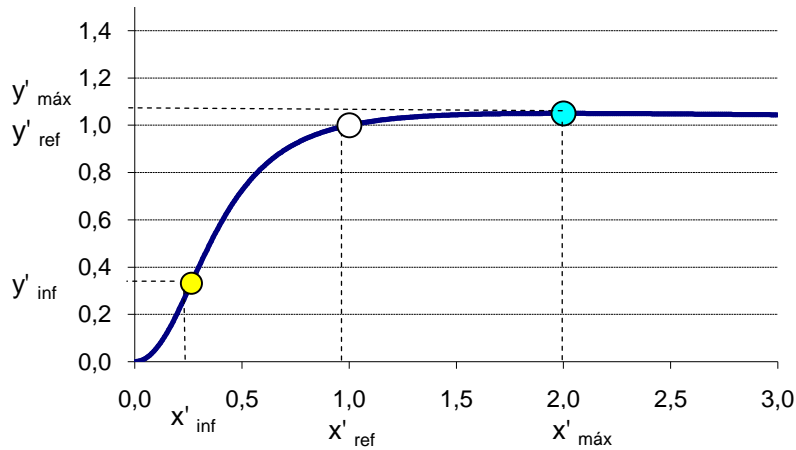


Fig. 6-10. Representación de la función  $y = (A x^2) / (x^2 + B x + C)$  en variables adimensionales

El punto de inflexión de la curva viene ahora caracterizado por la condición

$$B' x'_{inf}{}^3 + 3 C' x'_{inf}{}^2 - C'^2 = 0 \rightarrow x'_{inf} = \sqrt{\frac{C'^2 - B' x'_{inf}{}^3}{3 C'}} \quad \text{Ec 6-64}$$

cuya posición dependerá de los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  adoptados, y con ello también la forma de la curva.

La localización del punto donde se produce el máximo de la curva, quedará caracterizada por:

$$x'_{max} = -\frac{2 C'}{B'} = 1 + \sqrt{1 + \beta \frac{\alpha - 1}{\beta - \alpha}} \quad \text{Ec 6-65}$$

- |                                    |          |                          |
|------------------------------------|----------|--------------------------|
| Si $\alpha \rightarrow 1$          | entonces | $x'_{max} \rightarrow 2$ |
| Si $\alpha > 1$ y $\beta > \alpha$ | entonces | $x'_{max} > 2$           |
| Si $\alpha < 1$ y $\beta > \alpha$ | entonces | $1 < x'_{max} < 2$       |

En cuanto a la localización del punto de inflexión se cumplen las reglas siguientes:

- Dado  $\beta$  (y por lo tanto  $y'_{max}$ ), la posición de  $x'_{inf}$  depende exclusivamente de  $\alpha$
- Si  $\alpha$  se acerca a  $\beta$ ,  $x'_{inf}$  se aleja de 1 hacia el cero. Su valor mínimo corresponde al caso  $\alpha = \beta$  y en dichas circunstancias:

$$x'_{inf} = \sqrt{\frac{\alpha - 1}{3}} = \sqrt{\frac{\beta - 1}{3}} \quad \text{Ec 6-66}$$

- Si  $\alpha$  se aleja de  $\beta$ , entonces  $x'_{inf}$  se aproxima a 1, con un valor máximo correspondiente a  $\alpha = 1$

- Si  $\alpha = 1$  entonces  $B' = -4r = -C'$ , con lo que:

$$x'_{inf}{}^3 - 3x'_{inf}{}^2 + C' = 0 \rightarrow x'_{inf} = x'_{inf,max} \quad \text{con} \quad C' = 4 \frac{\beta - 1}{\beta} \quad \text{Ec 6-67}$$

- Si  $\alpha < 1$  entonces  $x'_{inf}$  rebasa el límite anterior, de modo que si  $\alpha \rightarrow 0$  entonces  $x'_{inf} \rightarrow 1$  (sin variar  $y'_{max}$ )
- Si  $\alpha < 1$  entonces también  $x'_{max} \rightarrow 1$  (sin variar  $y'_{max}$ )

Como **conclusión**, en la práctica conviene fijar  $\beta$  y con ello  $y'_{max}$ . A partir de aquí:

1. Para  $x' > x'_{max}$  hacer  $y' = y'_{max} = \text{constante}$
2. Para  $x' < 0$  hacer  $y' = 0 = \text{constante}$
3. Para  $0 < x' < x'_{max}$  se puede variar la posición del punto de inflexión y el valor de  $x'_{max}$  variando  $\alpha$ , teniendo en cuenta que:
  - a. Si  $1 < \alpha < \beta$  entonces  $x'_{max} > 2$ , tendiendo a 2 si  $\alpha$  tiende a 1  
 Al mismo tiempo  $x'_{inf}$  aumentará desde  $x'_{inf} = \sqrt{\frac{\alpha - 1}{3}}$  para  $\alpha = \beta$  hasta el valor máximo dado por Ec 6-67 para  $\alpha = 1$ .
  - b. Si  $\alpha < 1$  entonces  $1 < x'_{max} < 2$  y  $x'_{inf}$  sigue aumentando, con  $x'_{max}$  tendiendo a 1 por la derecha y  $x'_{inf}$  tendiendo también a 1 por la izquierda a medida que  $\alpha$  tiende a 0.

## 6. Estudio comparativo de las distintas funciones propuestas

En apartados anteriores se ha analizado la variación de la demanda con la presión en suministros urbanos, observando que depende de múltiples circunstancias como la altura de los edificios o el porcentaje de caudal fijo y variable.

Posteriormente se han propuesto tres funciones, que pueden representar dicha variación, con parámetros de ajuste que permiten acoplar las referidas funciones a los diferentes esquemas de suministro. Estas son:

$$q = \frac{A(p - p_{\min})}{(p - p_{\min}) + C} = \frac{A \bar{p}}{\bar{p} + C} \Rightarrow y = \frac{A x}{x + C} \quad \text{Función DDP1}$$

$$q = \frac{A(p - p_{\min})^2}{(p - p_{\min})^2 + C} = \frac{A \bar{p}^{-2}}{\bar{p}^{-2} + C} \Rightarrow y = \frac{A x^2}{x^2 + C} \quad \text{Función DDP2}$$

$$q = \frac{A(p - p_{\min})^2}{(p - p_{\min})^2 + B(p - p_{\min}) + C} = \frac{A \bar{p}^{-2}}{\bar{p}^{-2} + B\bar{p} + C} \Rightarrow y = \frac{A x^2}{x^2 + B x + C} \quad \text{Función DDP3}$$

De estas funciones, solo las dos últimas presentan propiedades matemáticas adecuadas para facilitar la convergencia del cálculo hidráulico de la red cuando se integran en un sistema de ecuaciones, y solo la última dispone de dos parámetros que permiten controlar de manera independiente el máximo y el punto de inflexión, facilitando su adaptación a diferentes suministros urbanos.

En la siguiente gráfica se muestra la variación de la demanda con la presión en un suministro urbano a viviendas unifamiliares, empleando las tres funciones propuestas, la función parabólica y la obtenida tras simular mediante EPANET dicho suministro interior.

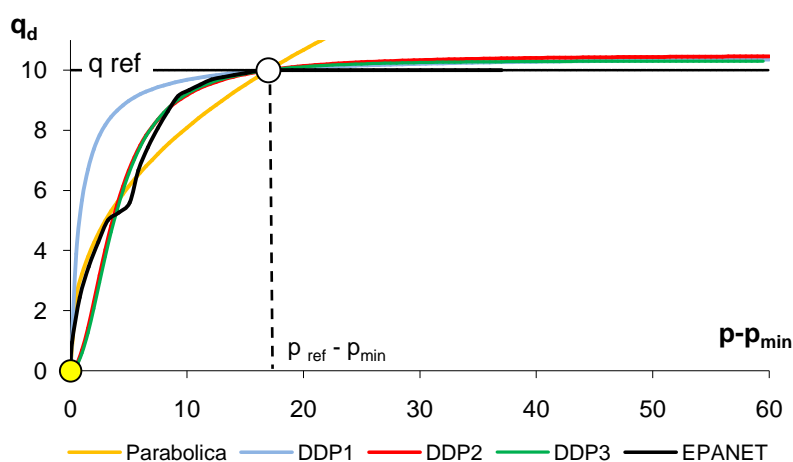


Fig. 6-11. Comparación de las tres funciones propuestas con la obtenida mediante EPANET al simular el suministro de viviendas de dos plantas

En el eje de abscisas se representa la diferencia  $p-p_{min}$ , siendo  $p_{min}$  la presión necesaria para que comience a haber consumo, y se corresponde con la altura respecto a la acometida de la planta más baja a la que se suministra agua. En el eje de ordenadas se representa el valor del caudal demandado en la acometida.

El valor de  $x_{ref}$  (presión de referencia - presión mínima) es la presión mínima necesaria satisfacer la demanda requerida, e  $y_{ref}$  el caudal de referencia que le corresponde. Para valores superiores a  $x_{ref}$  la simulación práctica del suministro de viviendas urbanas mediante EPANET considera que el caudal es fijo y constante al modelizar dichos consumos mediante válvulas limitadoras de caudal. Las funciones propuestas sin embargo consideran que el consumo aumenta ligeramente, tal como en la práctica ocurre, tendiendo a un caudal límite.

La función DDP1 presenta un punto anguloso para  $x=0$  (es decir  $p=p_{min}$ ) lo cual puede provocar problemas de convergencia en el cálculo hidráulico de la red, por lo tanto no es aconsejable. Además es la que peor se ajusta.

La función parabólica además de presentar un punto anguloso en  $x=0$ , no se ajusta bien al comportamiento real a presiones inferiores a la de referencia, aparte de provocar un crecimiento excesivo para presiones superiores

Las funciones DDP2 y DDP3 se acercan a la obtenida en la práctica con EPANET, reflejando bastante bien la dependencia real de la demanda con la presión. No presentan además puntos angulosos, lo que evita los problemas de convergencia al emplearlas en el cálculo hidráulico de la red. En este caso ambas funciones, DDP2 y DDP3, se superponen debido a que para este caso particular el mejor ajuste de la función DDP3 se obtiene con un valor de  $\alpha$  muy próximo a  $\beta$ . Sin embargo **la función DDP3** al disponer de **dos parámetros de ajuste**, se puede adaptar mejor a diferentes esquemas de suministro por lo que **es la función más adecuada para considerar las DDP**, de entre todas las analizadas. En lo que sigue nos referiremos ya únicamente a la función DDP3.

## 7. Influencia de los parámetros $\alpha$ y $\beta$ en las funciones definidas

En la función DDP2 universal existe un único parámetro  $\alpha$  que controla tanto el valor máximo (directamente) como el punto de inflexión de la curva. Así, cuanto mayor sea el parámetro  $\alpha$ , mayor es la variación de la demanda con la presión en todo el rango de presiones, tanto por encima de la presión de referencia como por debajo de la misma tal como indica la siguiente figura. El parámetro  $\alpha$  controla tanto el máximo de la función como el punto de inflexión, los cuales son mayores a medida que aumenta el valor de éste.

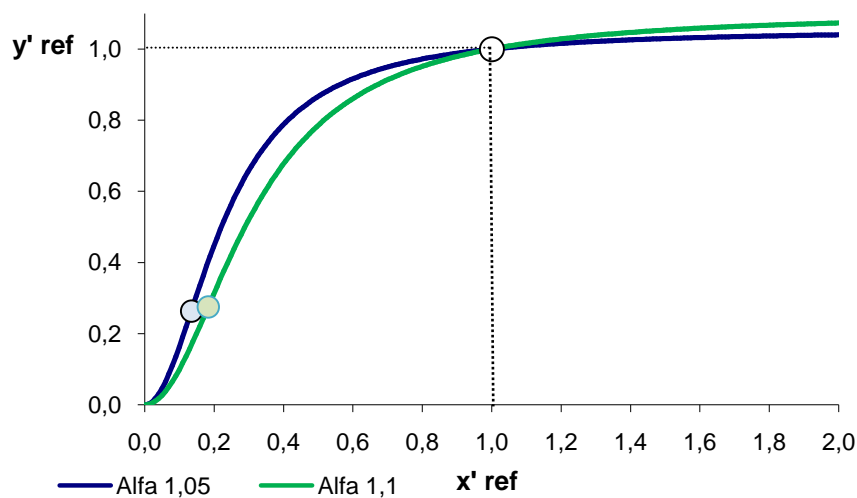


Fig. 6-12. Influencia del parámetro  $\alpha$  en la curva DDP2 universal

En la función DDP3 universal, en cambio, son dos los parámetros que controlan la forma de la función,  $\alpha$  y  $\beta$ . El parámetro  $\beta$  controla fundamentalmente el máximo de la función y el parámetro  $\alpha$ , junto al  $\beta$  el punto de inflexión. Esta función DDP3 por lo tanto es más versátil a la hora de representar la dependencia de la demanda con la presión, siendo más fácil su adaptación a distintos esquemas de suministro.

Manteniendo el parámetro  $\alpha$  constante, a medida que aumenta el valor de  $\beta$  aumenta el máximo de la función y disminuye el valor del punto de inflexión. En definitiva a mayor valor de  $\beta$  más acusada es la variación de la demanda con la presión, aumentando más su valor por encima de la presión de referencia y descendiendo más por debajo de la presión de referencia.

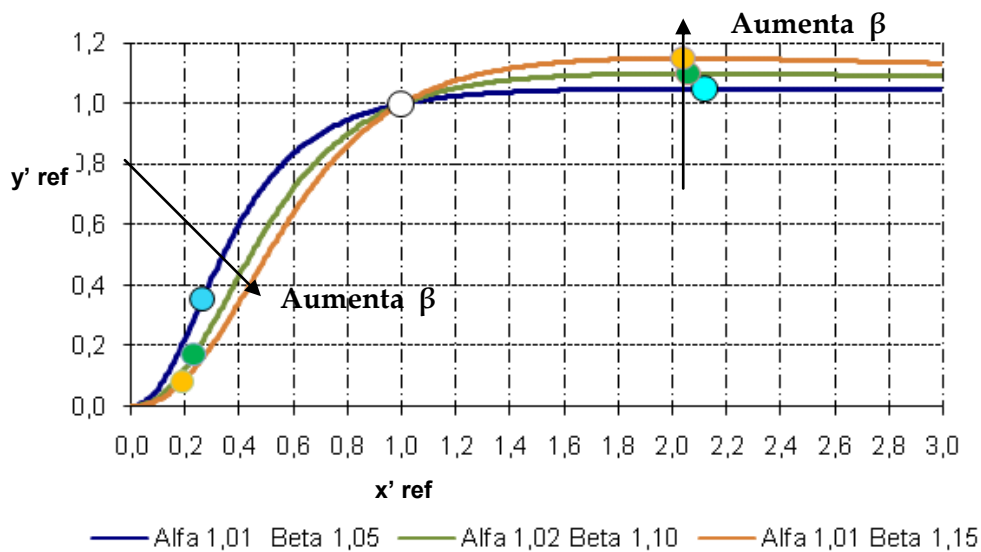


Fig. 6-13. Influencia del parámetro  $\beta$  en la curva DDP universal, fijado el valor de  $\alpha$

Por otra parte, fijado el parámetro  $\beta$ , a medida que aumenta el parámetro  $\alpha$  se observa que la variación de la demanda es menos acusada sobre todo por debajo de la presión de referencia, aunque también tiene cierta influencia, si bien menor, en la variación de la demanda con la presión a presiones superiores a las de referencia debido a que influye sobre el valor de la presión a la que se produce el máximo y por lo tanto, en cuán rápido hará que se alcance dicho máximo. En efecto, a medida que el valor de  $\alpha$  aumenta manteniendo el valor de  $\beta$  fijo:

- Disminuye la posición del punto de inflexión ya que los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  se aproximan, por lo que el descenso de la demanda con la presión se hace menos acusado.
- Por otro lado, la posición a la que se produce el máximo aumenta, cumpliéndose:
  - o si  $\alpha = 1$  el valor del máximo se produce para  $x = 2$  (el doble de la presión de referencia),
  - o si  $\alpha > 1$  el valor del máximo se produce para  $x > 2$  (más del doble de la presión de referencia),
  - o si  $\alpha < 1$  el valor del máximo se produce para  $x < 2$  (menos del doble de la presión de referencia).



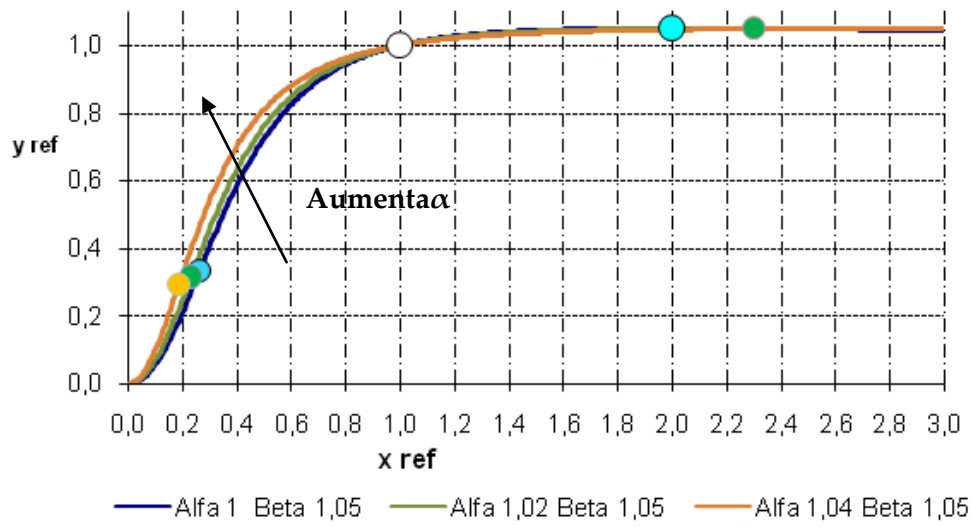


Fig. 6-14. Influencia del parámetro  $\alpha$  en la curva DDP3 universal, fijado el valor de  $\beta$



## Parametrización de la función DDP3 para suministros urbanos

### 1. Introducción

Una vez formuladas las funciones DDP que modelizan la dependencia de la demanda del usuario con la presión, para su aplicación a un caso concreto se requiere identificar los parámetros de las mismas. De las tres funciones definidas, nos decantaremos por la función DDP3 ya que al disponer de dos parámetros de ajuste,  $\alpha$  y  $\beta$ , es más fácil su adaptación y ajuste a los diferentes esquemas de suministro.

En la función DDP podemos distinguir dos tramos separados por el punto correspondiente al valor de la presión y caudal de referencia. Este punto marca la frontera entre la satisfacción parcial y completa de la demanda. En el tramo I, a presiones por debajo de la de referencia, se trabaja en condiciones de insuficiencia de presión, la demanda se ve afectada en mayor medida por la variación de presión debido a que aquella es satisfecha parcialmente y el usuario no tiene capacidad de reacción. En el tramo II, a presiones superiores a las de referencia se trabaja en condiciones de suficiencia de presión, la demanda es satisfecha completamente y se ve afectada ligeramente por la presión debido a que el usuario tiene capacidad de reacción.

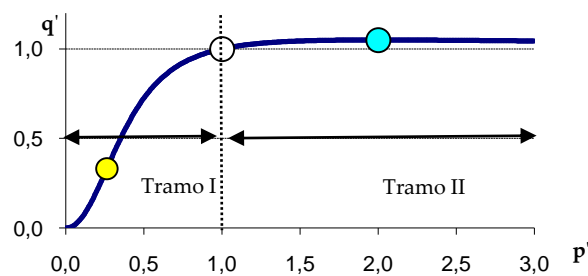


Fig. 7-1. Función DDP3 ( $q'$  -  $p'$ ). Tramos considerados

El parámetro  $\beta$  correlaciona la demanda máxima frente a la demanda de referencia, y por tanto afecta directamente al incremento de la demanda a presiones superiores a la de referencia, tramo II de la curva. El parámetro  $\alpha$  junto al  $\beta$  afectan al descenso de la demanda por debajo de la presión de referencia, tramo I de la curva.

Lo ideal es obtener los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  a partir de experiencias llevadas a cabo en la propia red de suministro de agua, si bien es difícil hacer trabajar el abastecimiento en todo el rango de presiones, de un lado, por la afección que tiene sobre el usuario cuando se trabaja a presiones bajas y por otro lado, por la afección sobre las propias tuberías cuando se trabaja a presiones elevadas, al aumentar la probabilidad de fallo y rotura de las mismas. Por tanto, en la práctica dichas experiencias son factibles de realizar sólo en el tramo II, por encima de la presión de referencia y en un rango de presiones razonable, donde la red trabaja en condiciones de suficiencia de presión y el usuario ve satisfecha su demanda por completo. Por contra, estas experiencias son difíciles de llevar a cabo en el tramo I, donde la red trabaja en condiciones de insuficiencia de presión, se afecta directamente al usuario al no satisfacer su demanda, pudiendo incumplir además las condiciones establecidas en el contrato de suministro del abastecimiento.

En definitiva, los ensayos reales que se pueden realizar en la red a presiones superiores a las referencia determinarán el parámetro de ajuste  $\beta$ . Determinado el parámetro  $\beta$ , el valor de  $\alpha$  se puede obtener a través de la modelización previa de cada tipología de suministro en EPANET de donde se obtiene el comportamiento de la demanda por debajo de la presión de referencia. En este tramo los usuarios no tienen capacidad de reacción y la variación de la demanda responde a las leyes hidráulicas propiamente dichas. Esto nos conducirá al ajuste del parámetro  $\alpha$  para distintos valores de  $\beta$  considerados.

Se han modelizado varias tipologías de edificios (distintas aturas, con presencia o no de un grupo de presión, con diferentes porcentajes de caudal fijo y variable...). Tras modificar la presión en la acometida, la simulación proporciona el caudal disponible en cada planta y por acumulación la curva DDP en variables reducidas. A continuación, se ha calculado el parámetro  $\alpha$  que, para diferentes valores de  $\beta$ , mejor ajusta la función DDP3 al comportamiento de la curva DDP obtenida a través de la modelización.

Cada tipo de suministro se ha modelado siguiendo los esquemas propuestos en el capítulo 5. La red de distribución general se ha modelado a través de un depósito y una conducción que llega hasta la acometida de la vivienda. Desde el propio ramal de la acometida se ha modelado el ramal o montante y para cada

una de las plantas se ha considerado una derivación para el consumo fijo y otra para el consumo variable a través de una válvula limitadora de caudal y un emisor que provoque la descarga de consumo a la atmósfera para la presión residual adoptada. Con la limitadora de caudal se fuerza a que:

- a presiones superiores a las de referencia el caudal sea constante e igual al de referencia,
- a presiones inferiores a la de referencia el caudal disminuye de acuerdo a la ley de descarga a la atmósfera contemplada a través del emisor.

Esto implica que este esquema no es válido para simular el comportamiento de la demanda a presiones superiores a las de referencia, Tramo II, pero sí es válido para analizar el comportamiento a presiones inferiores, Tramo I, que es precisamente la zona que se pretende estudiar.

En el esquema de suministro modelizado para cada tipología, se han adoptado diámetros adecuados para las conducciones, de modo que la velocidad de circulación del agua esté en torno a 1– 2 m/s (el reglamento de suministro de agua, según el apartado HS4 del Código Técnico de la Edificación recomienda dimensionar las instalaciones interiores de edificios para que la velocidad de circulación del agua esté comprendida en el rango de 0,5 a 2 m/s). Se ha comprobado que la curva DDP obtenida en variables reducidas no depende de la demanda y del dimensionado de la instalación. Esto es muy importante ya que permite la extrapolación de los resultados obtenidos con los esquemas considerados a cualquier instalación de la misma tipología.

## 2. Caracterización de la función DDP3 para una vivienda unifamiliar

### 2.1 Validación del esquema de suministro considerado

Se ha adoptado el esquema de la Fig. 5-3 para modelizar el suministro a una vivienda unifamiliar con planta baja y un primer piso.

El dimensionado adoptado para las tuberías ha sido el siguiente: acometida DN 30 mm y longitud 10 metros, montante DN 25 mm y red de distribución en planta baja y superior DN 20 mm. En la siguiente tabla se muestran las longitudes y diámetros de cada una de las conducciones:

Conducción	Longitud (m)	Diámetro (mm)
P-1	3000	400
P-2	1000	300
P-3	10	30
P-4	0,1	25
P-5	4	25
P-6	0,1	25
P-7	10	20
P-8	10	20
P-9	10	20
P-10	10	20

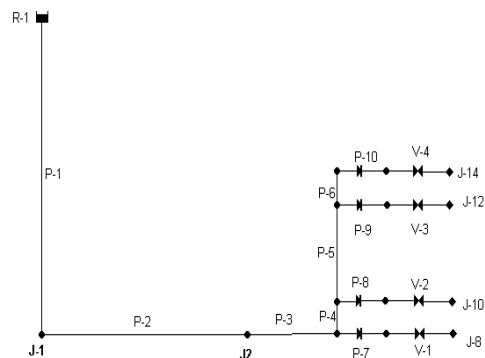


Fig. 7-2. Esquema de suministro adoptado para viviendas unifamiliares

Asimismo se ha considerado un coeficiente Hazen –Williams de 120 para todas las conducciones, y una presión residual de 2 m.c.a. para las demandas variables y 9 m.c.a. para las demandas fijas.

De la simulación del esquema de suministro se ha obtenido el caudal demandado en cada planta en función de la presión disponible y a partir de ahí la curva DDP en variables reducidas.

Con el fin de confirmar que la curva DDP obtenida en variables reducidas para este esquema concreto de suministro a vivienda unifamiliar es válida para cualquier tipo de vivienda unifamiliar, se han simulado diferentes casos (variando diámetros y demandas). A continuación se presentan los resultados obtenidos para los siguientes casos:

- Caudal de diseño total demandado por las viviendas de 1 l/s y 0,5 l/s.
- Reparto de la demanda en cada caso entre fija y variable del
  - 70% demanda fija y 30% demanda variable
  - 30% demanda fija y 70% demanda variable
- Diámetros nominales distintos para la instalación interior

**Caso 1: Demanda 1 l/s (70% fija y 30% variable)**

En este apartado se analiza la curva DDP obtenida para el caso en el que la demanda de la vivienda sea de 1 l/s, siendo un 70% variable y un 30% fija y con el reparto por planta que se indica en la figura. Considerando una presión residual de 9 m.c.a. para las demandas variables se ha calculado el coeficiente del emisor que representa dichas demandas, obteniendo un valor de 0,05. Para el caso de las demandas fijas el valor del coeficiente del emisor que las representa es de 0,247, para lo cual se ha tenido en cuenta una presión residual de 2 m.c.a.

La siguiente figura muestra en un esquema los diámetros y las demandas.

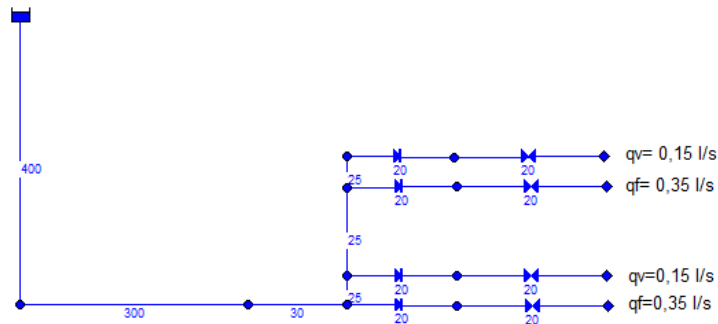


Fig. 7-3. Diámetros y demandas consideradas por planta. Caso 1

Las velocidades de circulación obtenidas en la instalación interior son 1,4 m/s para el montante y 1 m/s para la acometida y las derivaciones de cada planta respectivamente, las cuales están dentro del rango de velocidades de diseño.

La curva DDP obtenida en variables reducidas es decir,  $q' - p'$ , siendo para este caso  $p_{ref}$  14 m.c.a. y  $q_{ref}$  1 l/s, se muestra en la figura siguiente:

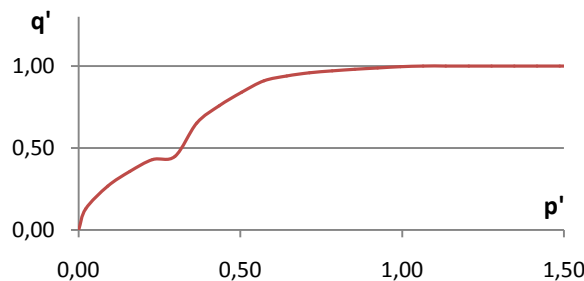


Fig. 7-4. Curva DDP en variables reducidas para una vivienda unifamiliar. Caso 1

**Caso 2: Demanda 0,5 l/s (70% fija y 30% variable)**

Con este caso se pretende analizar cómo se ve influenciada la curva DDP en variables reducidas si hubiéramos considerado una demanda de la vivienda diferente. Para ello se ha supuesto una demanda de 0,5 l/s, manteniendo constantes el resto de consideraciones del caso 1. En este caso los coeficientes obtenidos para los emisores son 0,025 para los que representan la demanda variable y 0,124 para los que representan la demanda fija. En cuanto a las velocidades de circulación se obtiene una velocidad de 0,70 m/s para la acometida y 0,5 m/s para el montante y las derivaciones en plantas. La siguiente figura muestra en un esquema los diámetros y las demandas.

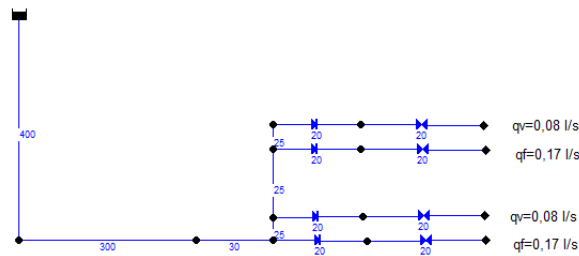


Fig. 7-5. Diámetros y demandas consideradas por planta. Caso 2

Se observa que prácticamente se obtiene la misma curva DDP que para el caso anterior siendo la  $p_{ref}$  12,3 m.c.a. y el  $q_{ref}$  0,5 l/s en este caso. Esto es debido precisamente a que estamos trabajando en variables reducidas, y aunque las curvas DDP en variables absolutas son distintas, en variables reducidas se superponen.

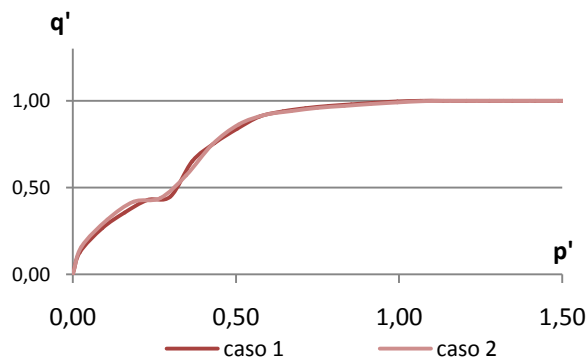


Fig. 7-6. Curva DDP en variables reducidas para una vivienda unifamiliar. Caso 1 y Caso 2. Influencia del caudal demandado



**Caso 3: Demanda 1 l/s (70% fija y 30% variable) y otro dimensionado para la instalación interior**

Vamos a analizar cómo se ve afectada la curva DDP por el hecho de considerar un dimensionado diferente para la instalación interior. Consideremos la demanda del caso 1, 1 l/s, con un 70% de demanda fija y un 30% de demanda variable, pero con la instalación interior de la vivienda dimensionada con DN 25 mm para la acometida y DN 20 mm para el montante y las derivaciones. El siguiente esquema muestra los diámetros y demandas consideradas.

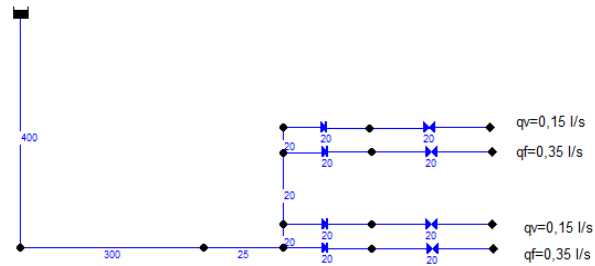


Fig. 7-7. Diámetros y demandas consideradas por planta. Caso 3

Las velocidades de circulación son ahora 2, 1,6 y 1 m/s para la acometida, montante y derivaciones de planta respectivamente. A continuación se comparan las velocidades obtenidas en el caso 1 y caso 3, donde la única variación es el cambio de diámetros considerados:

	Caso 1	Caso 3
<b>Acometida</b>	1,4 m/s	2 m/s
<b>Montante</b>	1 m/s	1,6 m/s
<b>Derivaciones Plantas</b>	1 m/s	1 m/s

La curva DDP obtenida en variables reducidas apenas varía con el dimensionado interior de la instalación, siendo el valor de  $p_{ref}$  16,6 m.c.a. y  $q_{ref}$  1 l/s en el caso 3. Se concluye por tanto, que la curva DDP en variables reducidas es prácticamente independiente del caudal de demanda y del dimensionado de las tuberías interiores, siempre y cuando estemos en el rango de velocidades razonables recomendado por la normativa. Por lo tanto la curva DDP que obtengamos en variables reducidas para un determinado porcentaje de demanda variable es extrapolable a cualquier vivienda unifamiliar.

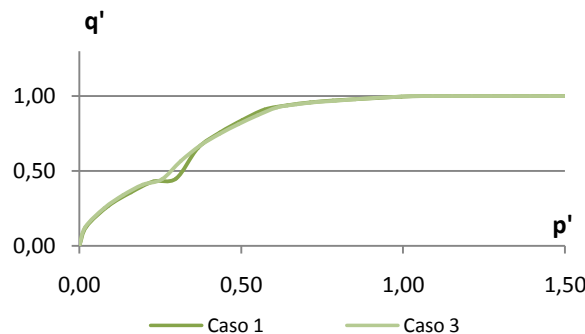


Fig. 7-8. Influencia del dimensionado interior de la instalación

**Caso 4: Demanda 1 l/s (30% fija y 70% variable)**

Por último vamos a considerar cómo influye en la curva DDP el porcentaje de demanda fijo y variable. Para ello se va a simular la instalación del caso 1, pero con un 70% de demanda variable en lugar de un 30%.

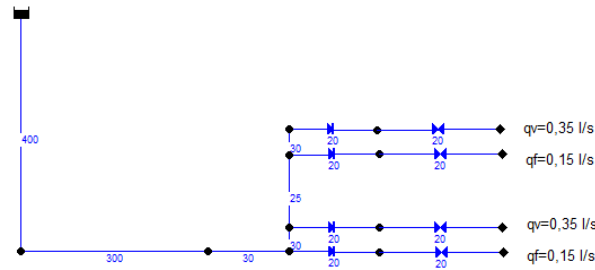


Fig. 7-9. Diámetros y demandas consideradas por planta. Caso 4

Se observa cómo en este caso la curva DDP en variables reducidas, con  $p_{ref}$  15,5 m.c.a. y  $q_{ref}$  1 l/s, sí que se ve afectada. Por tanto tendremos que adaptar la curva DDP en función de los porcentajes de demanda fija y variable.

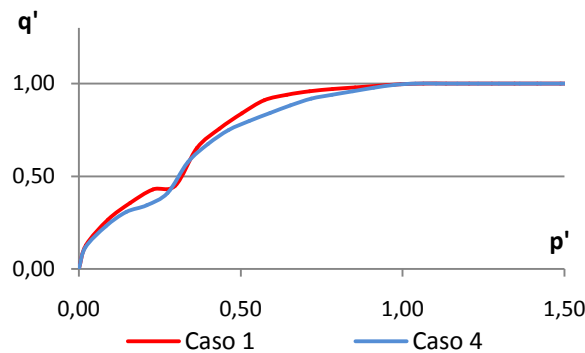


Fig. 7-10. Curva DDP en variables reducidas. Caso 1 y Caso 4  
Influencia del porcentaje de demanda variable

Se han repetido las simulaciones en EPANET para otros casos o esquemas de suministro a demandas unifamiliares, considerando diferentes dimensionados para las instalaciones interiores y diferentes demandas, manteniendo siempre las velocidades de circulación del agua en el rango de diseño de 0,5 - 2 m/s. Las **curvas DDP obtenidas en variables reducidas prácticamente no varían** de un caso a otro. Únicamente se observa variación cuando se modifica el porcentaje de demanda fija y variable. Esto implica que, manteniendo las velocidades de diseño, cualquier esquema de suministro que hubiéramos modelizado es válido para obtener la curva DDP en variables reducidas para un tipo de edificación y porcentaje de demanda variable dado. Queda garantizada por tanto la extrapolación de los resultados obtenidos a cualquier suministro de la misma tipología.

## 2.2 Parametrización de la función DDP3 para una vivienda unifamiliar

Con el esquema de suministro presentado en el apartado 2.1, y variando la presión en la acometida, se ha obtenido la curva DDP en variables reducidas para el suministro a una vivienda unifamiliar y con distintos porcentajes de demanda variable. A continuación se han ajustado los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  de la función DDP3 que mejor aproximan la curva DDP obtenida.

El ajuste se ha realizado para minimizar el error cuadrático medio ponderado con el fin de mejorar el ajuste en el rango de presiones más probable en un abastecimiento de agua urbano

Los factores de ponderación considerados son:

- Factor 0 para  $p' > 1$  debido a que la curva obtenida, como se ha comentado, no es válida para presiones superiores a la de referencia, al haber forzado que la demanda se mantenga constante, lo que equivaldría a considerar una reacción "perfecta" de los usuarios sobre los grifos para conseguir la demanda requerida.
- Factor 1 para  $0,5 < p' < 1$  que es el rango de presiones de trabajo más probable en una red que trabaje con insuficiencia de presión a consecuencia de una avería, o una situación forzada por el gestor ante un episodio de sequía.
- Factor 0,5 para  $0 < p' < 0,5$  que es el rango de presiones menos probable, ya que solo se daría ante una avería muy grave que afectase fuertemente a la demanda.

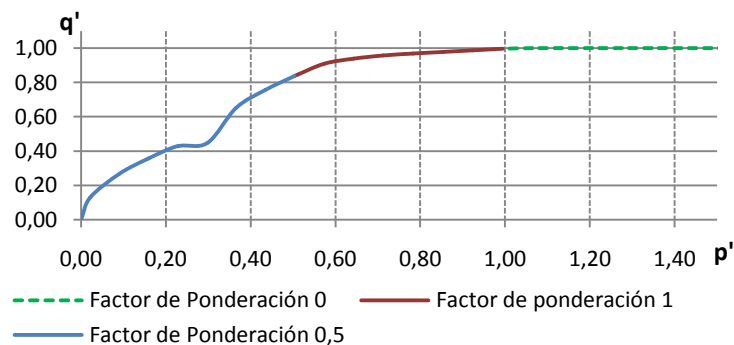


Fig. 7-11. Factores de ponderación considerados para calcular el error cuadrático medio

La siguiente tabla-resumen muestra para diferentes valores de  $\beta$  los valores de  $\alpha$  que mejor ajustan la función DDP3 a las curvas antes obtenidas, considerado que la demanda variable pueda ser un 30% o un 70% del total.

$\beta$	$\alpha$ (30% demanda variable)	$\alpha$ (70% demanda variable)
1,01	0,959	0,933
1,03	1,013	1
1,05	1,045	1,037
1,10	1,099	1,099

Tabla 7-1. Coeficientes de ajuste  $\alpha$  y  $\beta$  para una vivienda unifamiliar y distintos tipos de demanda variable

Las siguientes gráficas muestran el ajuste obtenido para cada uno de los casos considerados en la tabla anterior, donde fijado un valor de  $\beta$  se obtiene el valor de  $\alpha$  que mejor ajusta la función. Recordar que el valor de  $\beta$  se fija a priori según consideremos lo que va a aumentar la demanda por encima de la presión de referencia.

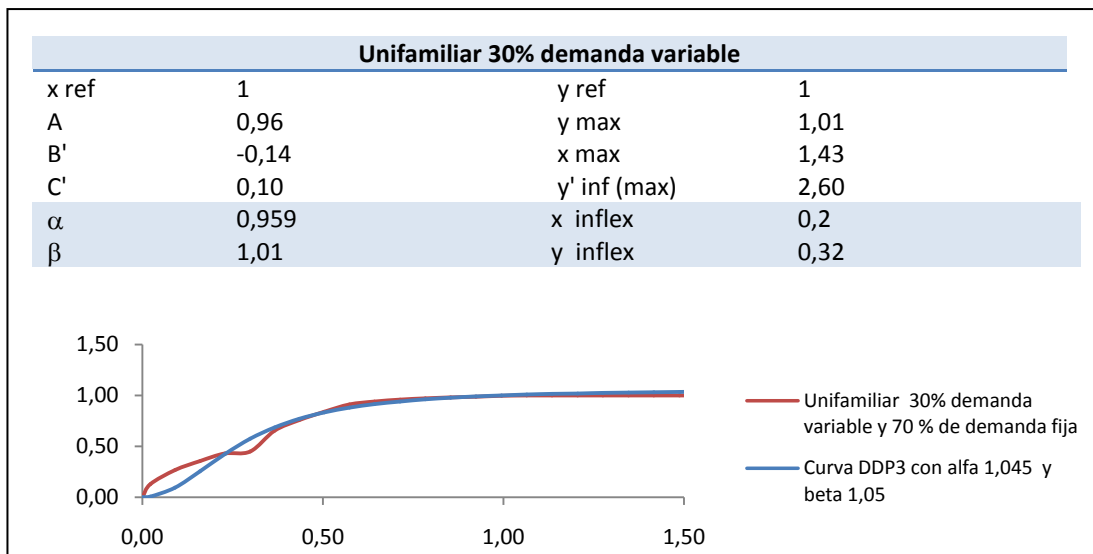


Fig. 7-12. Ajuste de la Función DDP3 para vivienda unifamiliar, 30% demanda variable y  $\beta=1,01$

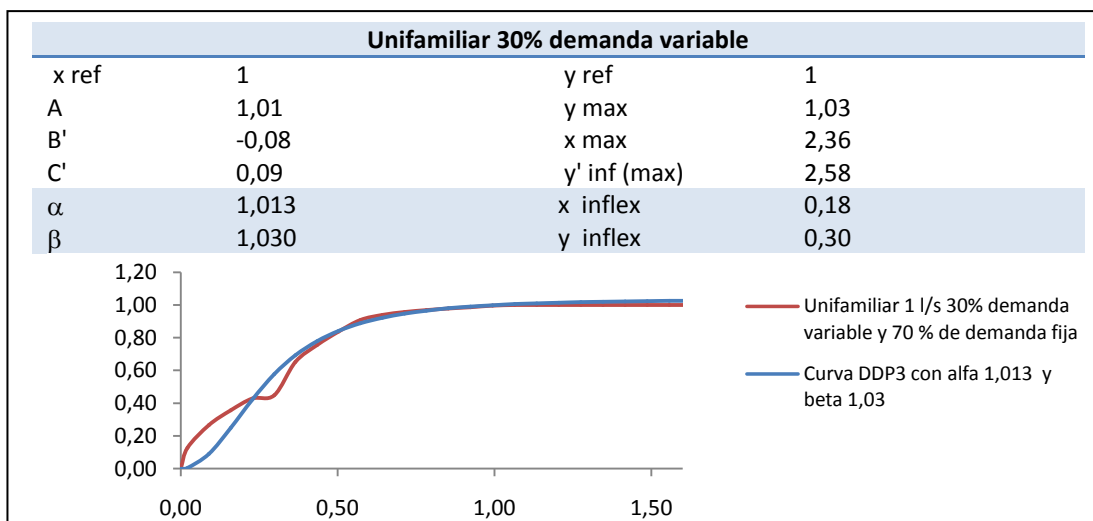


Fig. 7-13. Ajuste de la Función DDP3 para viv. unifamiliar, 30% demanda variable y  $\beta=1,03$

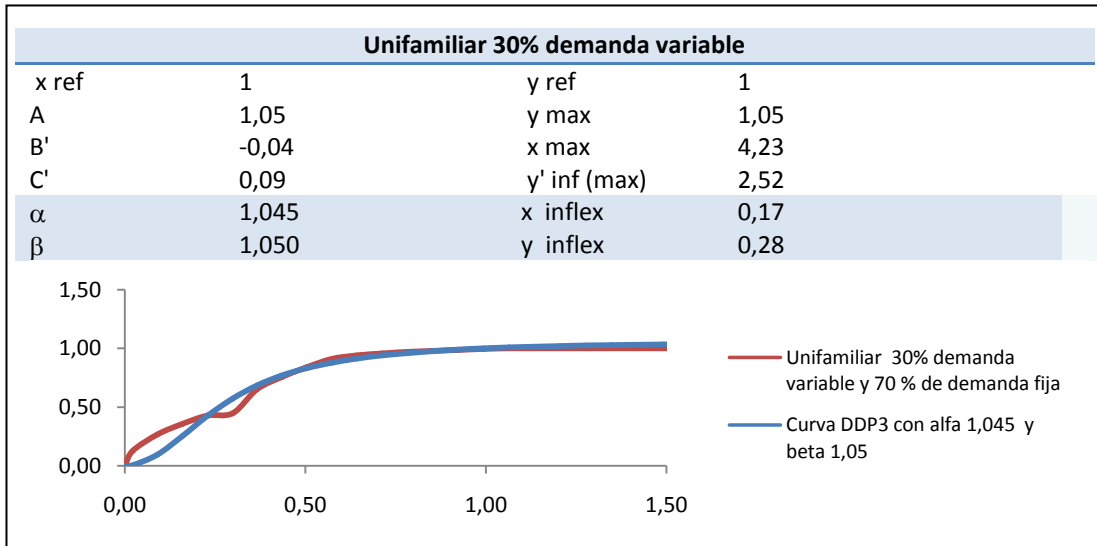


Fig. 7-14. Ajuste de la Función DDP3 para viv. unifamiliar, 30% demanda variable y  $\beta=1,05$

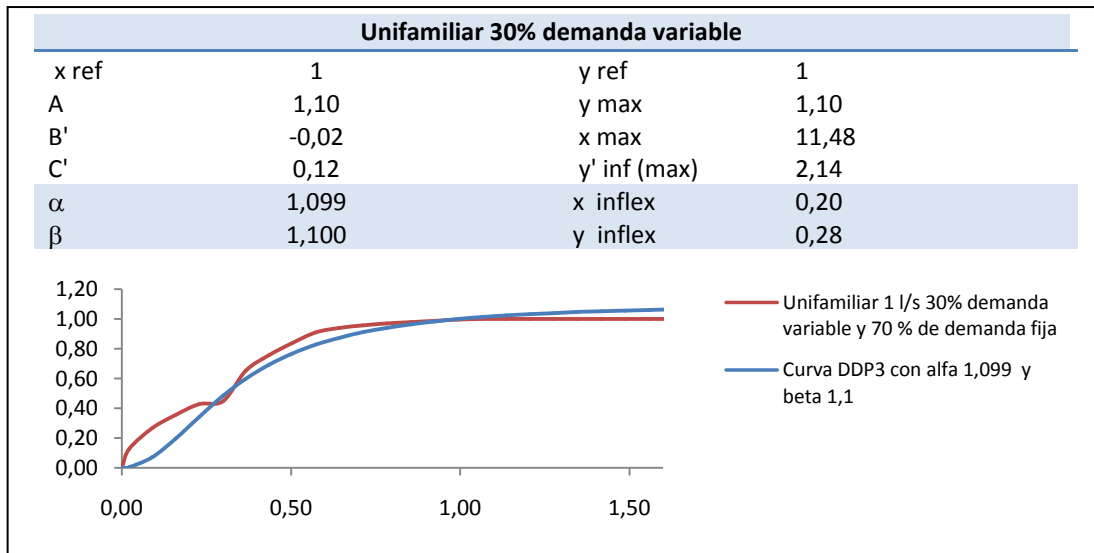


Fig. 7-15. Ajuste de la Función DDP3 para viv. unifamiliar, 30% demanda variable y  $\beta=1,1$

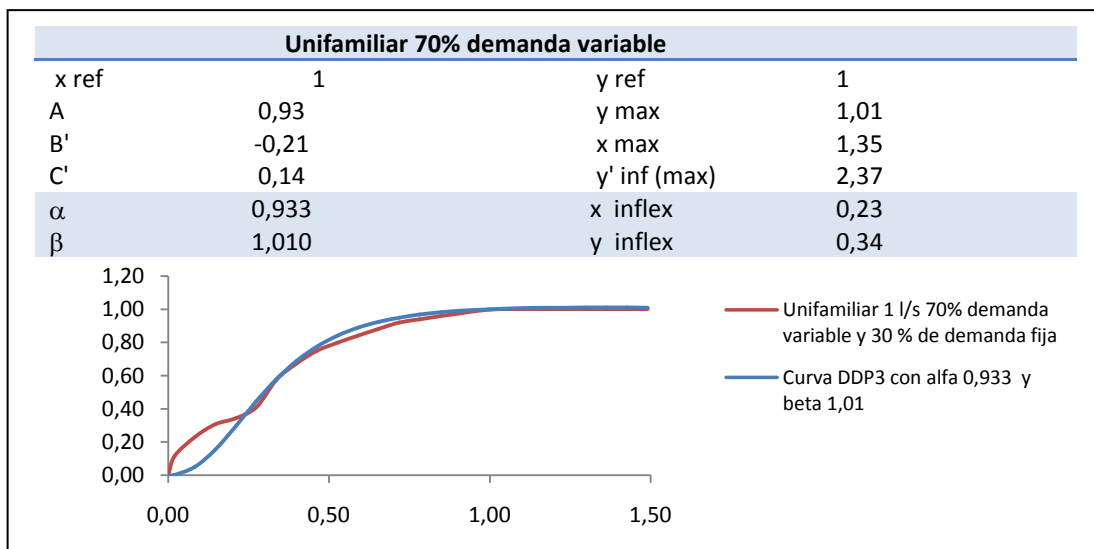


Fig. 7-16. Ajuste de la Función DDP3 para viv. unifamiliar, 70% demanda variable y  $\beta=1,01$

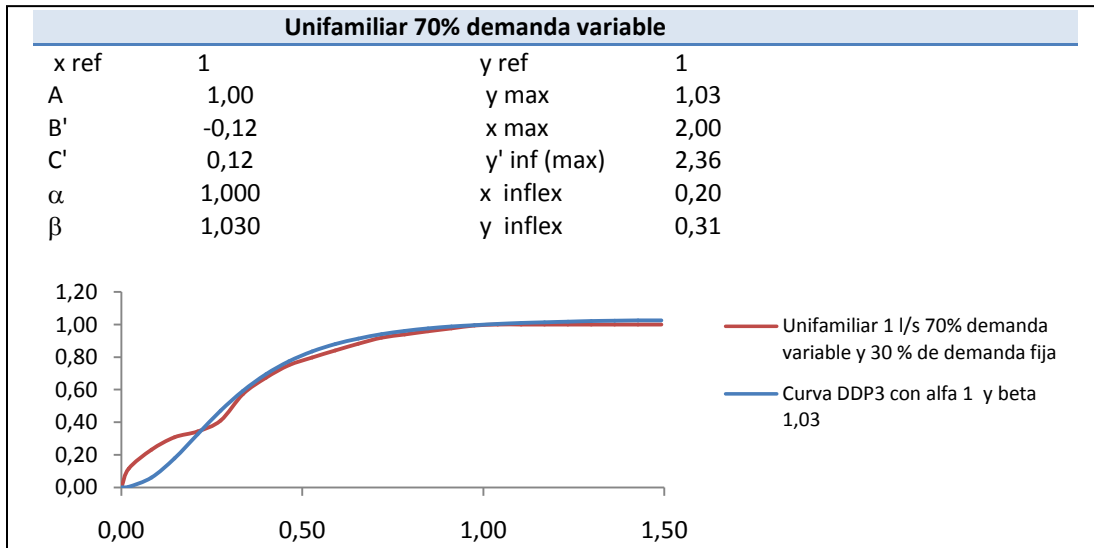


Fig. 7-17. Ajuste de la Función DDP3 para viv. unifamiliar, 70% demanda variable y  $\beta=1,03$

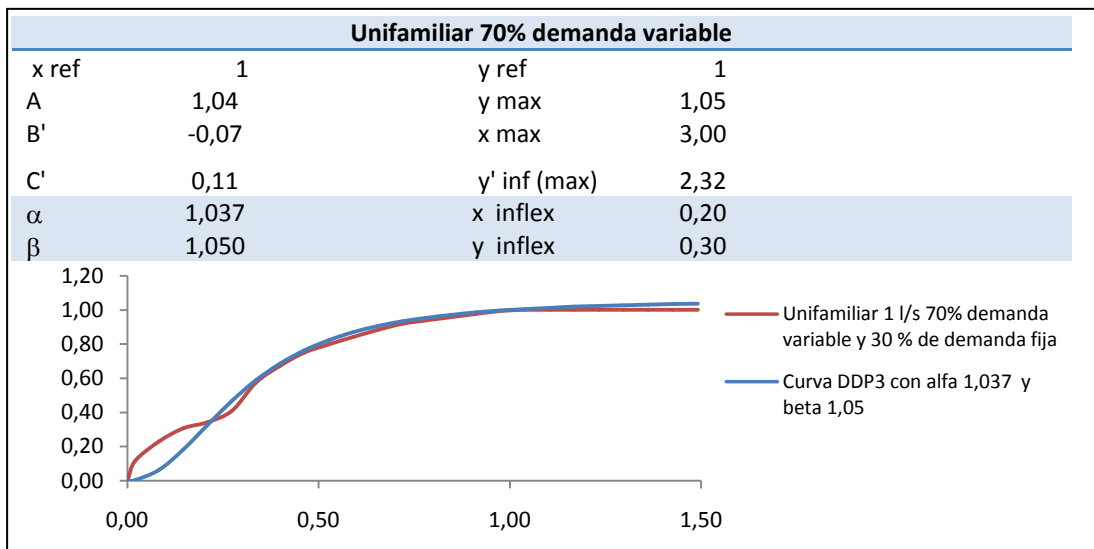


Fig. 7-18. Ajuste de la Función DDP3 para viv. unifamiliar, 70% demanda variable y  $\beta=1,05$

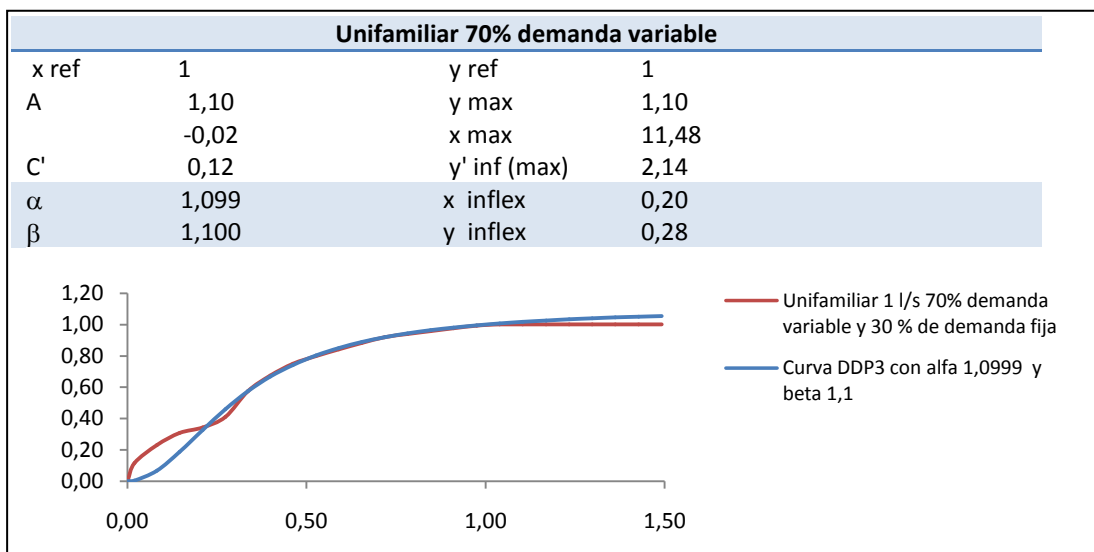


Fig. 7-19. Ajuste de la Función DDP3 para viv. unifamiliar, 70% demanda variable y  $\beta=1,1$

### 3. Caracterización de la función DDP3 para un edificio de varias plantas

#### 3.1 Influencia del número de alturas

En primer lugar se va a analizar cómo influye en la curva DDP el número de alturas del edificio, comparando la vivienda unifamiliar con un 30 y un 70% de demanda variable (caso 1 y 4 del apartado anterior) con un edificio de 4 alturas alimentado en directo, con una demanda instantánea de 2 l/s por planta y un dimensionado para sus instalaciones interiores suficiente para conseguir las velocidades de diseño recomendadas por la norma.

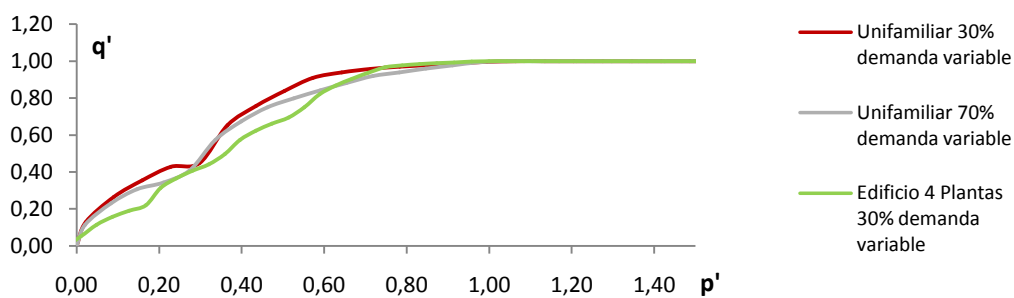


Fig. 7-20. Curva DDP en variables reducidas para viv. unifamiliar y edificio de 4 plantas. Influencia del número de alturas sobre la curva DDP

Se observa cómo la curva DDP en variables reducidas se ve influenciada por el número de alturas suministradas. Al comparar la curva obtenida para una vivienda unifamiliar con un 30% y un 70% de consumo variable, y un edificio de cuatro plantas, se observa que influye incluso más el número de alturas de la vivienda que el porcentaje de demanda variable y fija para un tipo de vivienda dado.

Se concluye que la curva DDP obtenida para un unifamiliar no es válida para un edificio de varias alturas. Por tanto la curva DDP se tendrá que parametrizar para distinto número de alturas de edificios y además para distintos porcentajes de demandas fijas y variables como hemos hecho para el caso de vivienda unifamiliar.

Para ello, se va a seguir el mismo esquema de trabajo que en el caso de viviendas unifamiliares. Se modelizarán con el software EPANET un esquema simplificado de la instalación interior de un edificio de varias alturas. Variando la presión en la acometida se obtendrá la variación de la demanda para presiones inferiores a las de referencia. Los resultados obtenidos, curva DDP en variables reducidas, serán extrapolables a cualquier tipo de edificio del mismo número de plantas, ya

que al trabajar con las curvas adimensionalizadas, los diámetros y caudales considerados apenas afectan a la curva DDP obtenida finalmente.

Finalmente ajustaremos la función matemática DDP3 a la curva DDP obtenida, a través de los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  que minimicen el error cuadrático medio (ECM).

### 3.2 Caracterización de la curva DDP3 para un edificio de 2 plantas

A continuación se muestra el esquema del edificio modelizado:

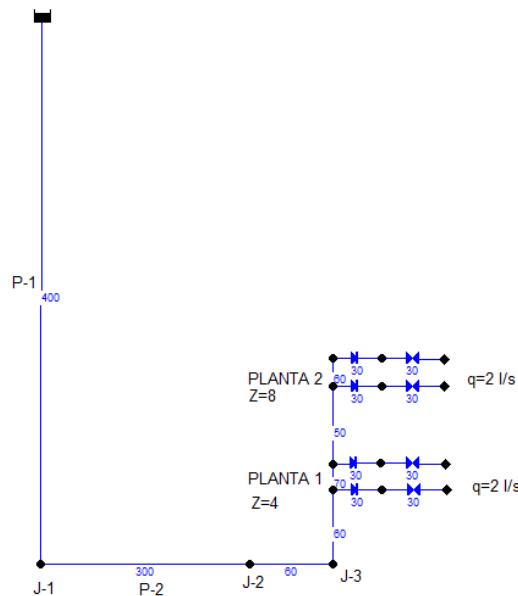


Fig. 7-21. Diámetros y demandas consideradas por planta para un edificio de 2 plantas.

Variando la presión en la acometida se concluye una curva DDP muy similar a la de una vivienda unifamiliar, por lo que la parametrización  $\alpha$  y  $\beta$  vistas para la vivienda unifamiliar es aplicable también para el edificio de dos plantas.

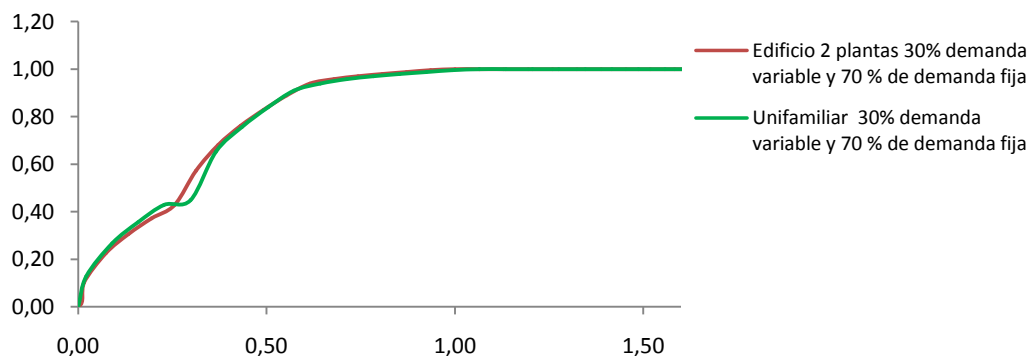


Fig. 7-22. Curva DDP en variables reducidas para viv. unifamiliar y edificio de 2 plantas.



### 3.3 Caracterización de la curva DDP3 para un edificio de 3 plantas

A continuación se muestra el esquema del edificio modelizado para obtener la curva DDP para un edificio de tres alturas alimentado en directo desde la red:

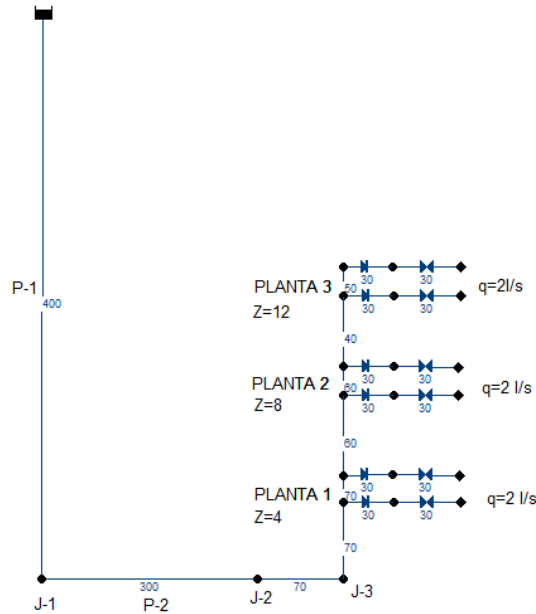


Fig. 7-23. Diámetros y demandas consideradas por planta para un edificio de 3 plantas

Variando la presión en la acometida se obtiene la curva DDP, la cual difiere de la obtenida para el caso de viviendas unifamiliares y de dos plantas tal como muestra la siguiente figura:

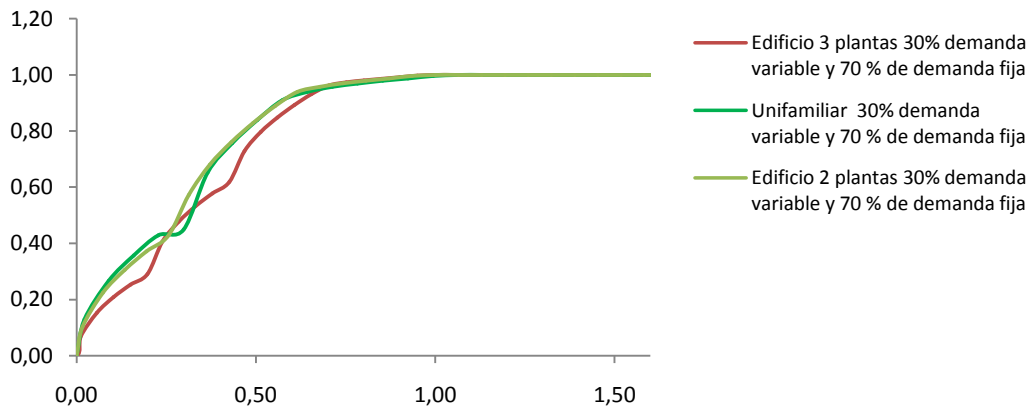


Fig. 7-24. Curva DDP en variables reducidas para viv. unifamiliar y edificio de 2 y 3 plantas  
Influencia del número de alturas sobre la curva DDP

Siguiendo el mismo proceso se ha ajustado la curva anterior a la función DDP3 para distintos valores de coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$ . Recordemos que el ajuste de los parámetros se ha realizado para minimizar el error cuadrático medio (ECM) con un factor de ponderación igual a cero por encima de la presión de referencia, 0,5 por debajo de 0,6 veces la presión de referencia y 1 en el resto de la curva.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

$\beta$	30% demanda variable			70% demanda variable		
	$\alpha$	ECM	$q'$ ( $p'=1,6$ )	$\alpha$	ECM	$q'$ ( $p'=1,6$ )
1,01	0,916	0,029	1,01	0,872	0,028	1
1,03	0,99	0,0298	1,03	0,965	0,023	1,03
1,05	1,031	0,029	1,04	1,018	0,021	1,04
1,1	1,099	0,033	1,06	1,099	0,02	1,06

Tabla 7-2. Coeficientes de ajuste  $\alpha$  y  $\beta$  para un edificio de 3 plantas

Se ha incluido el ECM y  $q'$  para  $p'=1,6$  punto de trabajo probable en la realidad

Se observa cómo los peores ajustes se producen para valores de  $\beta$  elevados y porcentajes de demanda variable bajos. En realidad en la práctica estas combinaciones son poco probables. Las siguientes figuras muestran los ajustes conseguidos.

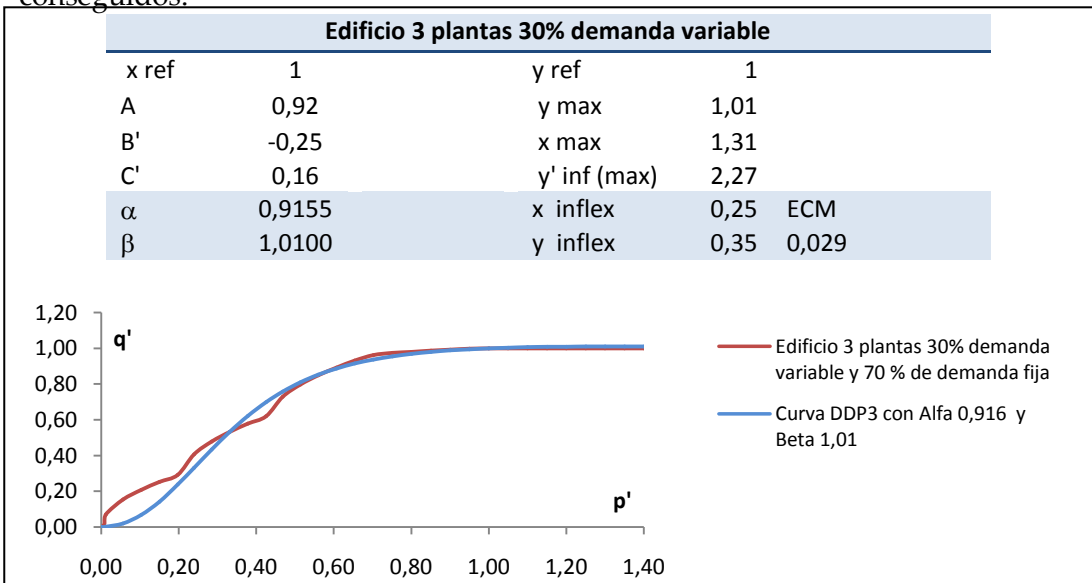


Fig. 7-25. Ajuste de la Función DDP3 edificio 3 plantas 30% demanda variable y  $\beta=1,01$

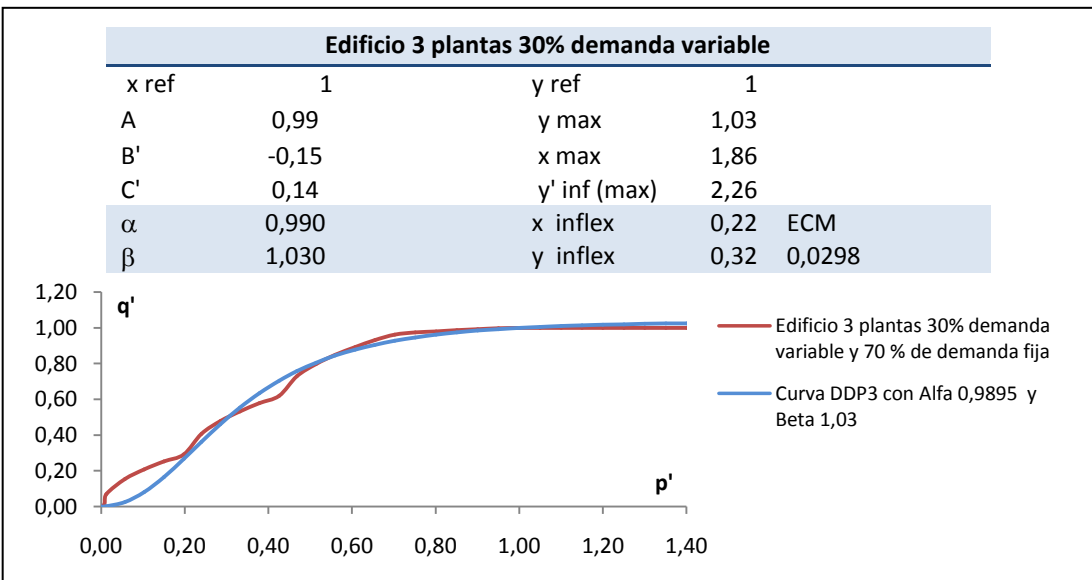


Fig. 7-26. Ajuste de la Función DDP3 edificio 3 plantas 30% demanda variable y  $\beta=1,03$

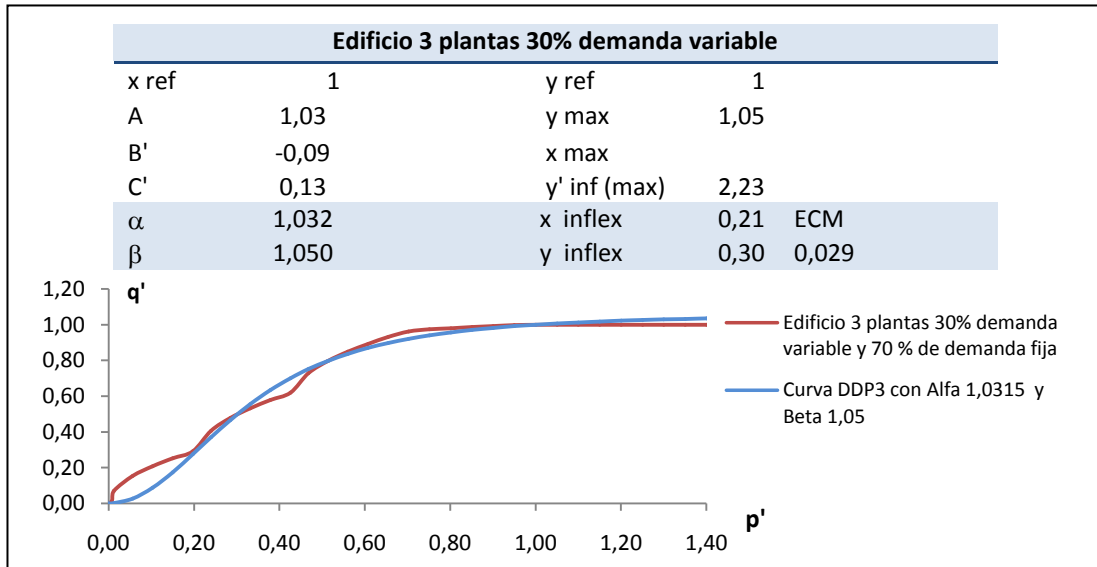


Fig. 7-27. Ajuste de la Función DDP3 edificio 3 plantas 30% demanda variable y  $\beta=1,05$

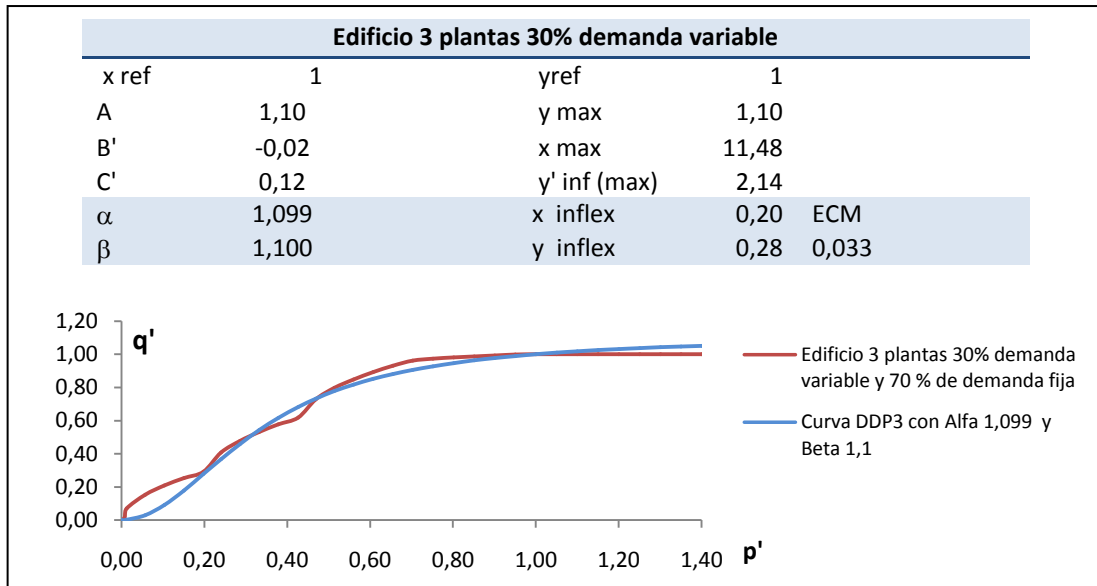


Fig. 7-28. Ajuste de la Función DDP3 edificio 3 plantas 30% demanda variable y  $\beta=1,1$

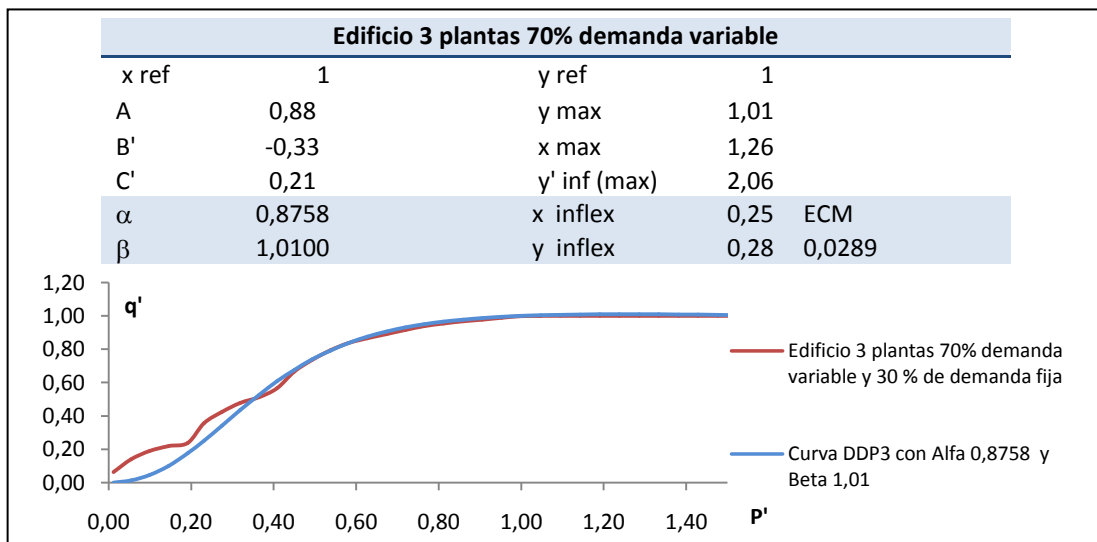


Fig. 7-29. Ajuste de la Función DDP3 edificio 3 plantas 70% demanda variable y  $\beta=1,01$

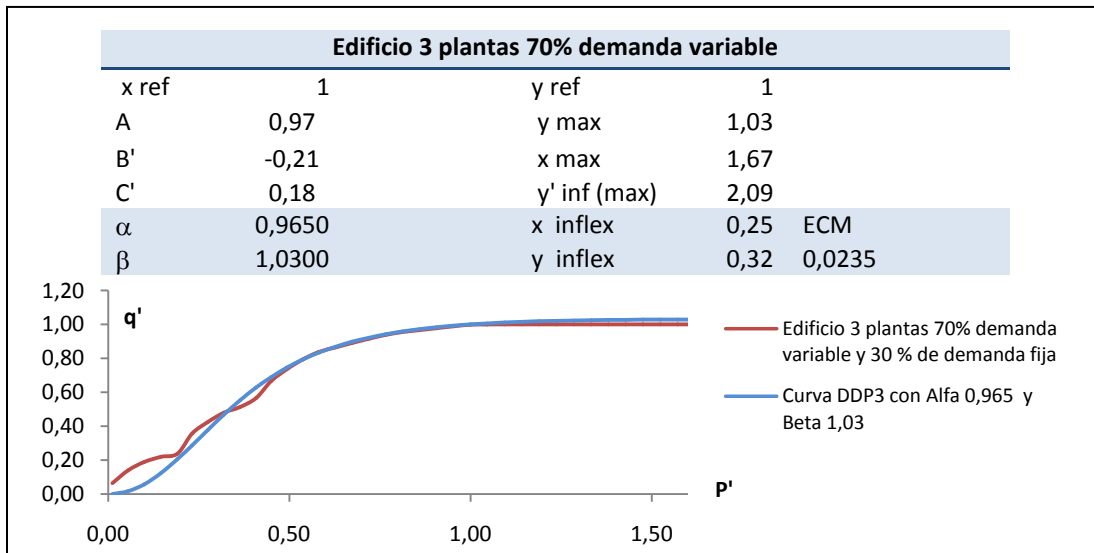


Fig. 7-30. Ajuste de la Función DDP3 edificio 3 plantas 70% demanda variable y  $\beta=1,03$

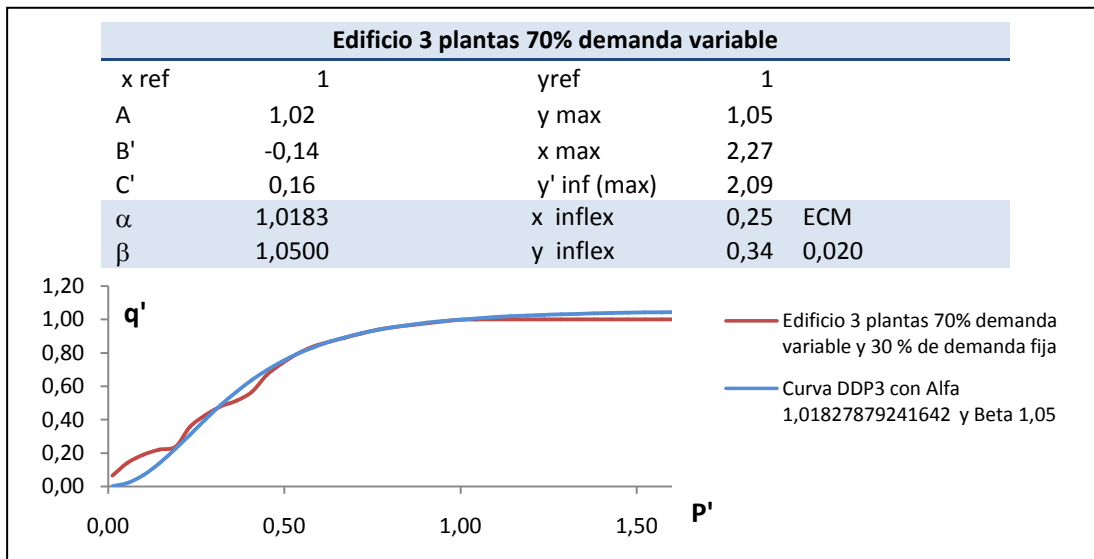


Fig. 7-31. Ajuste de la Función DDP3 edificio 3 plantas 70% demanda variable y  $\beta=1,05$

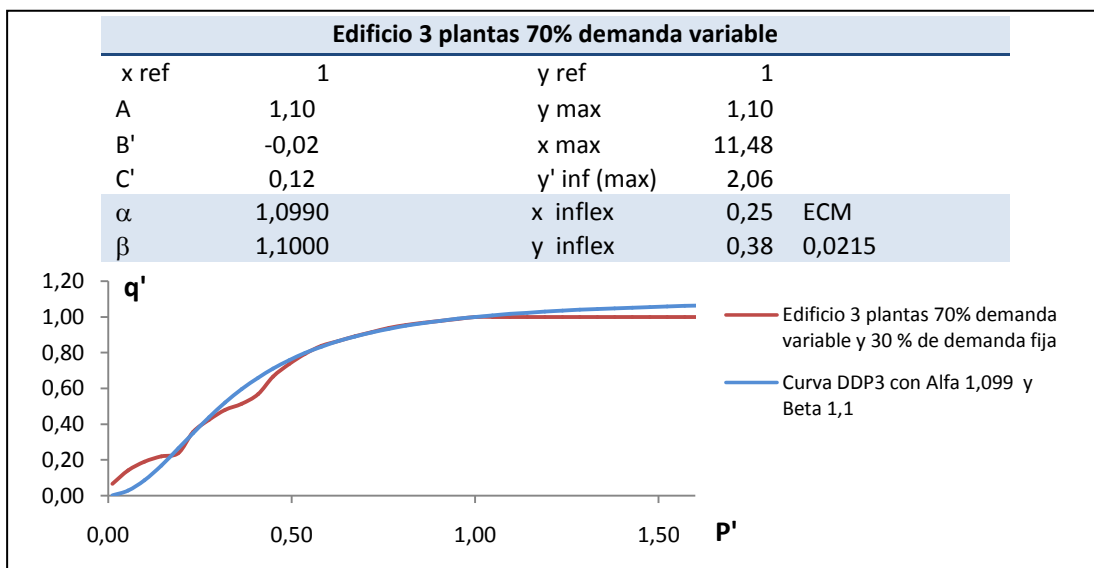


Fig. 7-32. Ajuste de la Función DDP3 edificio 3 plantas 70% demanda variable y  $\beta=1,1$

### 3.4 Caracterización de la curva DDP3 para un edificio de más de 3 plantas

Se ha modelizado ahora un edificio de 4 alturas con un caudal por planta de 2 l/s y diferentes porcentajes de demanda fija y variable.

De forma similar se ha ajustado la curva DDP obtenida a la función DDP3 a través de los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  que minimicen el error cuadrático medio obteniendo los siguientes resultados:

$\beta$	30% demanda variable			70% demanda variable		
	$\alpha$	ECM	$q' (p'=1,6)$	$\alpha$	ECM	$q' (p'=1,6)$
1,01	0,8675	0,03	1,01	0,808	0,034	1
1,03	0,95	0,031	1,03	0,8994	0,027	1,03
1,05	1,004	0,031	1,05	0,9654	0,024	1,05
1,1	1,09	0,032	1,07	1,069	0,024	1,08
1,15	1,149	0,034	1,09	1,145	0,024	1,10

Tabla 7-3. Coef.de ajuste  $\alpha$  y  $\beta$  para un edif. a partir de 4 pl. y un 30% y un 70% de demanda vble

Destacar que en el caso de considerar un 50% de demanda variable se obtendrían valores de  $\alpha$  y  $\beta$  intermedios.

$\beta$	50% demanda variable		
	$\alpha$	ECM	$q' (p'=1,6)$
1,01	0,85	0,03	1,01
1,03	0,94	0,028	1,03
1,05	0,99	0,028	1,05
1,1	1,087	0,028	1,07
1,15	1,147	0,029	1,09

Tabla 7-4. Coef.de ajuste  $\alpha$  y  $\beta$  para un edif. a partir de 4 pl. y un 50% de demanda vble

Las siguientes figuras muestran el ajuste conseguido en cada uno de los casos.

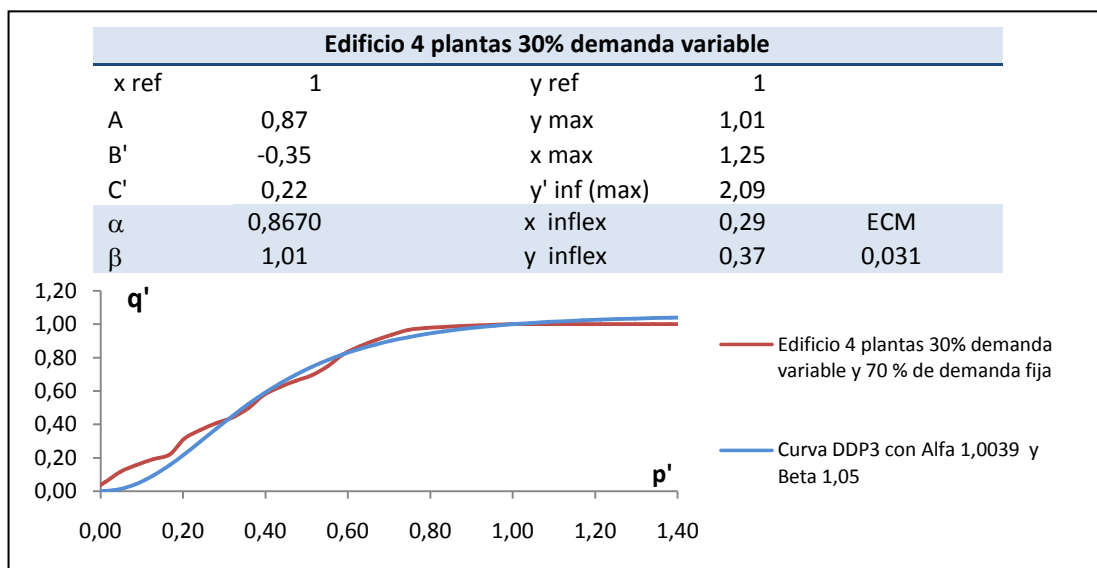


Fig. 7-34. Ajuste de la Función DDP3 de un edificio 4 plantas 30% demanda variable y  $\beta=1,01$

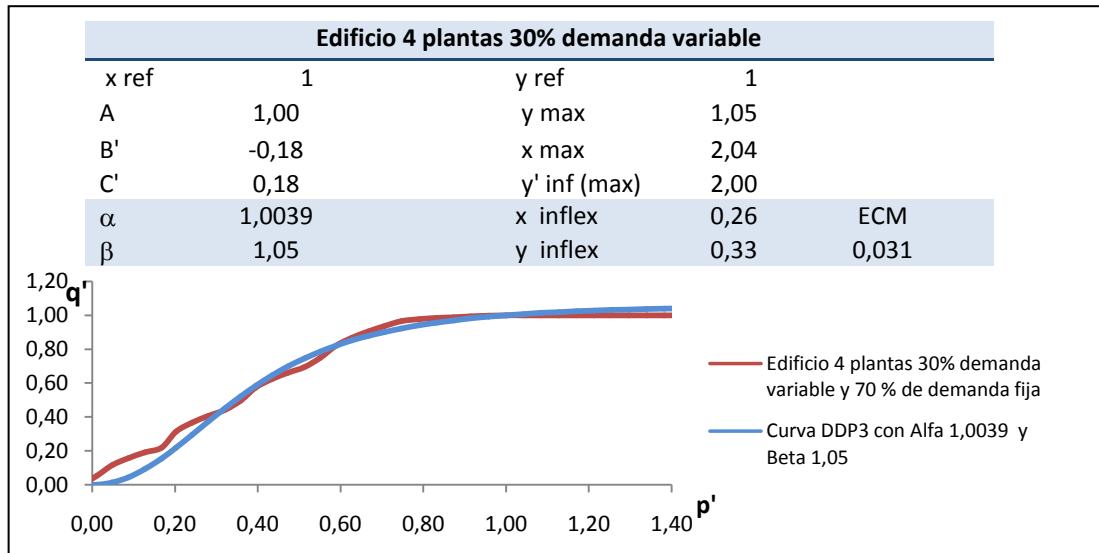


Fig. 7-35. Ajuste de la Función DDP3 de un edificio 4 plantas 30% demanda variable y  $\beta=1,05$

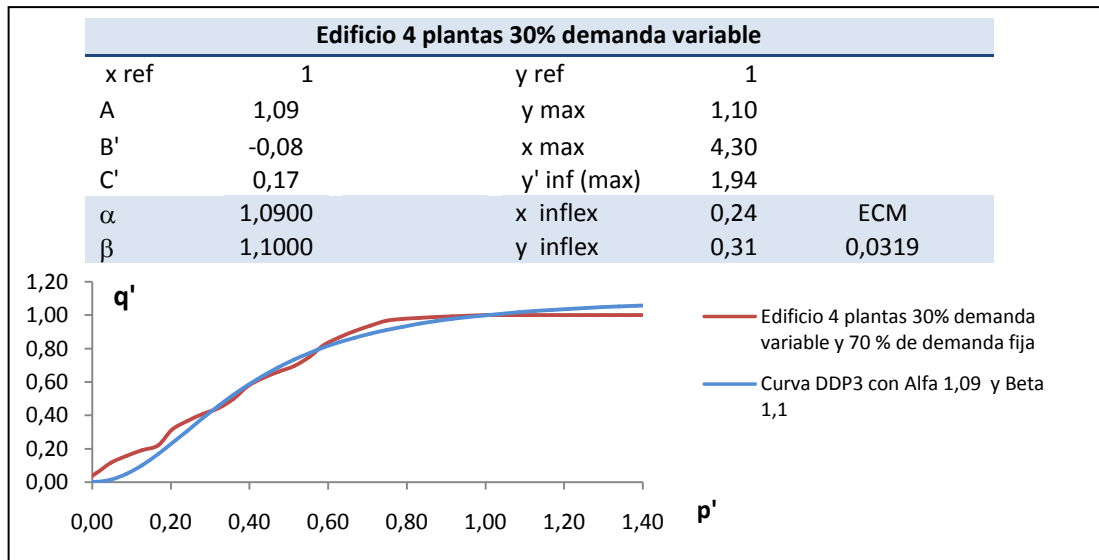


Fig. 7-36. Ajuste de la Función DDP3 de un edificio 4 plantas 30% demanda variable y  $\beta=1,1$

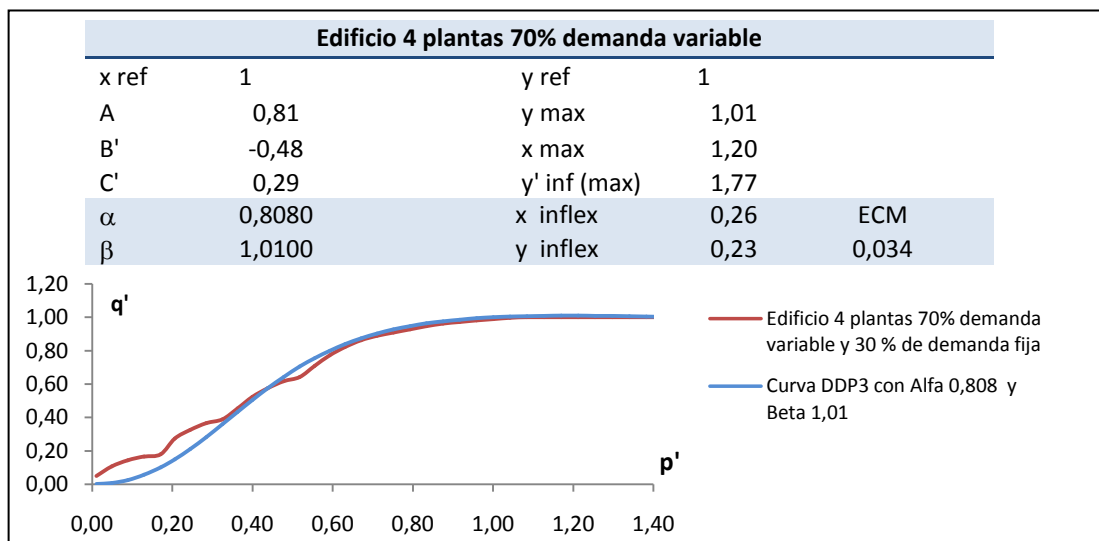


Fig. 7-37. Ajuste de la Función DDP3 de un edificio 4 plantas 70% demanda variable y  $\beta=1,01$

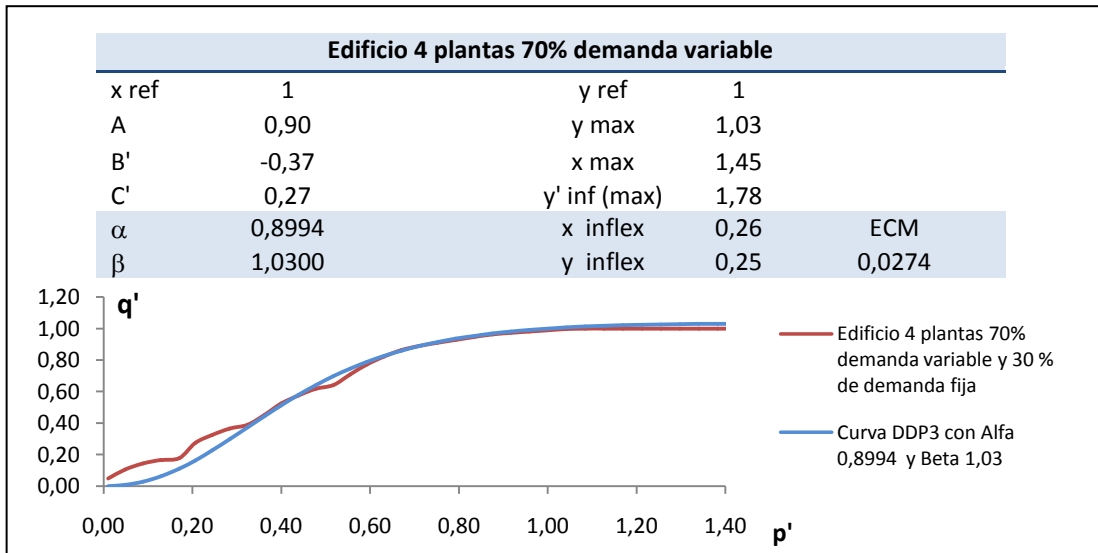


Fig. 7-38. Ajuste de la Función DDP3 de un edificio 4 plantas 70% demanda variable y  $\beta=1,03$

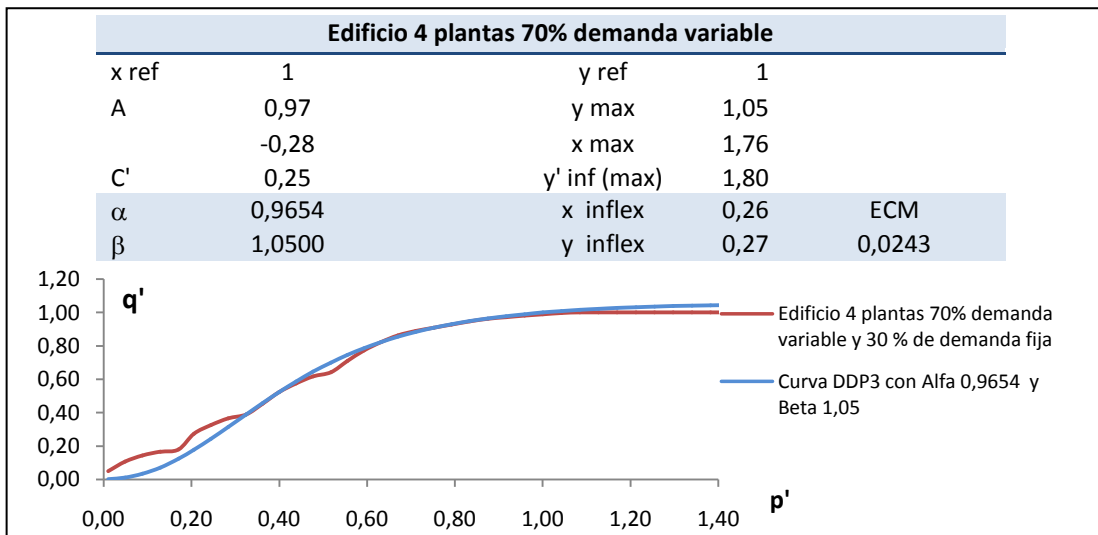


Fig. 7-39. Ajuste de la Función DDP3 de un edificio 4 plantas 70% demanda variable y  $\beta=1,05$

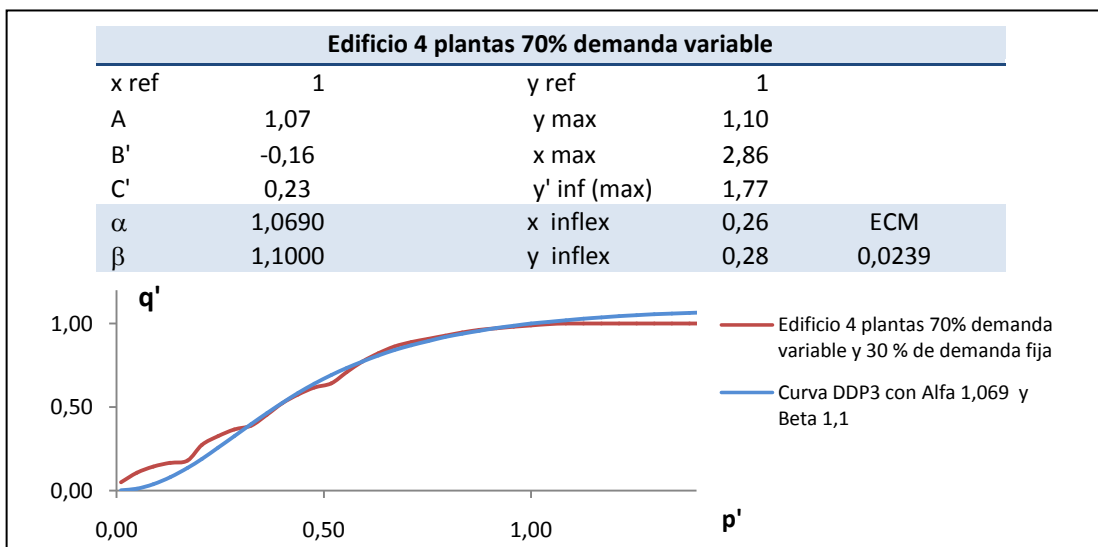


Fig. 7-40. Ajuste de la Función DDP3 de un edificio 4 plantas 70% demanda variable y  $\beta=1,1$

Con el mismo procedimiento se ha modelizado un edificio de 5 plantas, y al variar la presión en la acometida se observa una curva DDP muy similar a la de un edificio de 4 plantas por lo que la parametrización  $\alpha$  y  $\beta$  vistas para edificio de 4 plantas sirven para este caso. La siguiente figura muestra la similitud de ambas curvas DDP obtenidas:

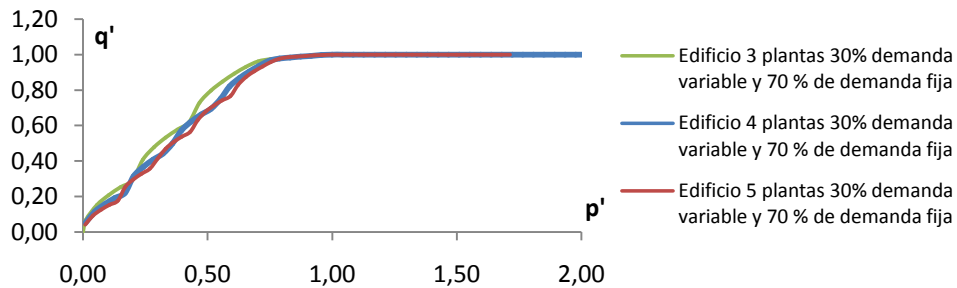


Fig. 7-41. Curva DDP en variables reducidas de un edificio de 3, 4 y 5 plantas con un 30% de demanda variable. Influencia del número de plantas en la curva DDP de variables reducidas.

Resultados semejantes se obtienen para un edificio de 6 y 7 plantas. Por todo ello se concluye que la parametrización de  $\alpha$  y  $\beta$  realizada para un edificio de 4 plantas en realidad es válida para todo edificio de más de 4 alturas alimentado en directo desde la red.

### 3.5 Caracterización de la curva DDP3 para un edificio con grupo de presión.

Hasta ahora en este trabajo todos los edificios considerados se han supuesto alimentados en directo desde la red, ahora bien en la práctica no siempre es así. La presencia de grupos de presión en edificios modifica lógicamente la curva DDP. La configuración más habitual, al menos en la ciudad de Valencia, es que las viviendas situadas por encima de una determinada altura se alimenten con un grupo de presión provisto de una o varias bombas. De este modo para edificios altos las primeras plantas se alimentan en directo desde la red general de abastecimiento urbana y a partir de una determinada altura, suele ser la cuarta, la alimentación se produce a través de un grupo de presión. En este caso, el grupo de presión garantiza el consumo del usuario mientras la presión en la acometida no descienda por debajo de un mínimo, que suele ser 10 m.c.a., momento en el que por seguridad el grupo pararía y el consumo de agua pasaría a ser cero. Se entiende que los grupos arrancan más de una vez a la hora, por lo que el caudal medio horario demandado por el grupo es exactamente el mismo que el demandado por el usuario, es decir se puede ignorar el efecto del acumulador intermedio que independiza el caudal absorbido de la red del demandado por el



usuario. En caso contrario habría que aplicar un tratamiento distinto del contemplado en el presente trabajo.

Para analizar la curva DDP en edificios con bomba, se ha procedido a modelizar en EPANET varios casos, cada uno con una altura diferente, a partir de las cuales la demanda es satisfecha con bomba. El objetivo es analizar cómo se modifica la demanda del edificio cuando varía la presión en la acometida. Para ello, las plantas alimentadas por bomba se han modelizado a través de unas válvulas limitadoras de caudal que descargan el caudal requerido a un embalse ficticio, y unas leyes de control que se encargan de cerrar dichas válvulas cuando la presión en la acometida es menor que 10 m.c.a., momento en el cual el consumo de las plantas con bomba se hará nulo.

### 3.5.1 Alimentación con bomba a partir de la cuarta planta

La siguiente figura muestra el esquema modelizado para un edificio de 6 y 7 plantas alimentados con bomba a partir de la 4ª planta:

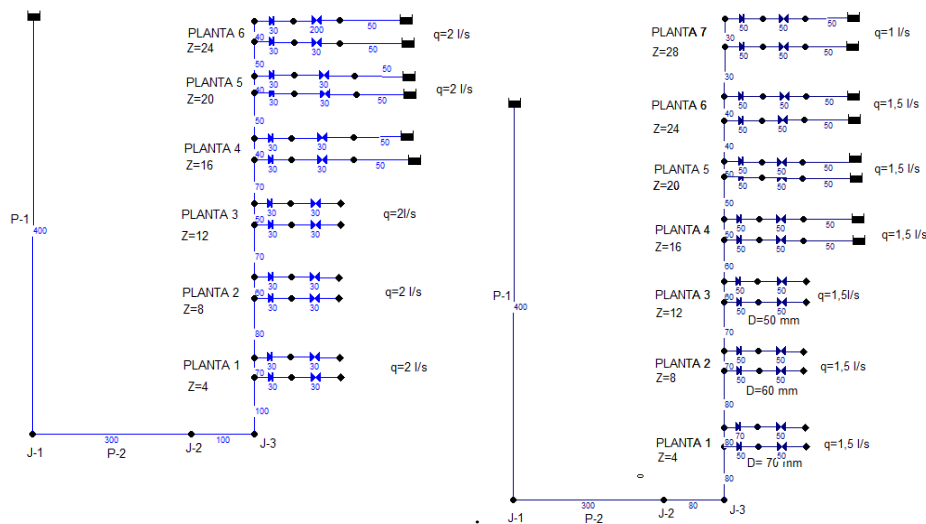


Fig. 7-42. Diámetros y demandas consideradas por planta para un edificio de 6 y 7 alturas con bomba a partir de la planta 4

Al modificar la presión en la acometida en ambos casos se obtienen unas curvas DDP adimensionalizadas muy similares, como muestra la siguiente figura. Esto indica que una única parametrización  $\alpha$ ,  $\beta$  de la curva DDP servirá para todos los edificios en los que a partir de la 4ª planta exista una alimentación con bomba (independientemente del número de alturas totales del edificio). La gráfica también pone de manifiesto la diferencia que existe entre la existencia o no en el edificio de grupo de presión.

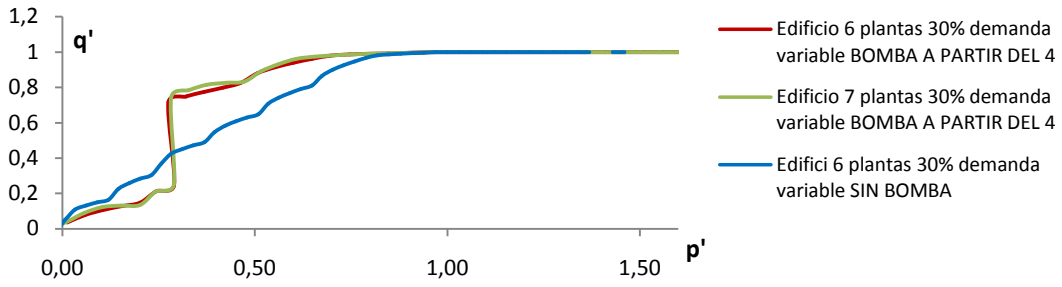


Fig. 7-43. Curva DDP en variables reducidas de un edificio de 6 plantas alimentado en directo, y dos edificios de 6 y 7 plantas alimentados con bomba a partir de la planta 4. Demanda variable del 30%.

Si se simula el mismo edificio alimentado con bomba a partir de la 4ª planta pero suponiendo un 70% de demanda variable y un 30% de demanda fija se observa prácticamente en ambos casos la misma curva DDP.

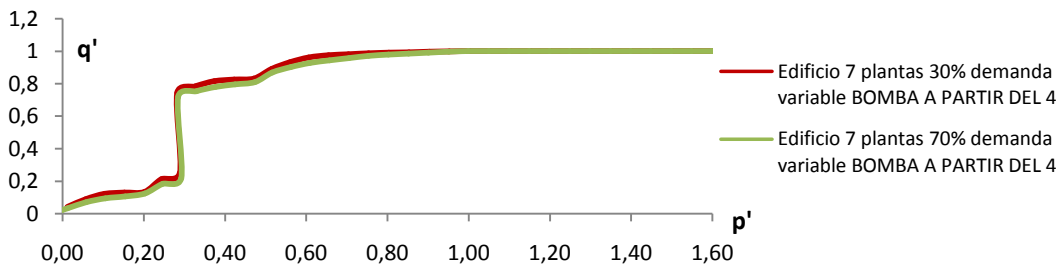


Fig. 7-44. Curva DDP en variables reducidas de un edificio de 7 plantas con bomba a partir de la planta 4 con un 30% y un 70% de demanda vble. Influencia del porcentaje de demanda variable

Por tanto, se concluye que una sola función DDP3 parametrizada por una pareja de valores  $\alpha$  y  $\beta$  servirá para modelizar la dependencia de la demanda con la presión en cualquier edificio alimentado con bomba a partir de la cuarta planta.

Los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  que minimizan el error cuadrático medio (ECM) son los siguientes:

$\beta$	30% demanda variable			70% demanda variable		
	$\alpha$	ECM	$q' (p'=1,6)$	$\alpha$	ECM	$q' (p'=1,6)$
1,01	0,98	0,05	1,01	0,98	0,05	1,01
1,03	1,02	0,05	1,02	1,02	0,05	1,02
1,05	1,049	0,06	1,03	1,049	0,06	1,03
1,1	1,099	0,08	1,06	1,099	0,08	1,06

Tabla 7-5. Coeficientes de ajuste  $\alpha$  y  $\beta$  para un edificio alimentado por bomba a partir de la planta 4

Los ajustes conseguidos se muestran en las siguientes gráficas:

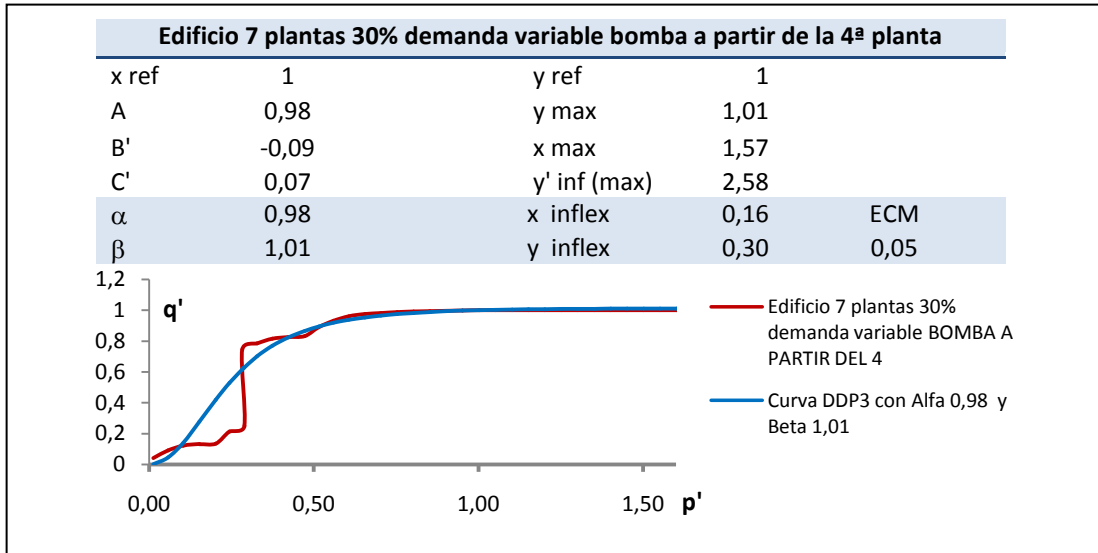


Fig. 7-45. Curva DDP en vbles reducidas de un edificio con bomba a partir de la planta 4,  $\beta$  1,01

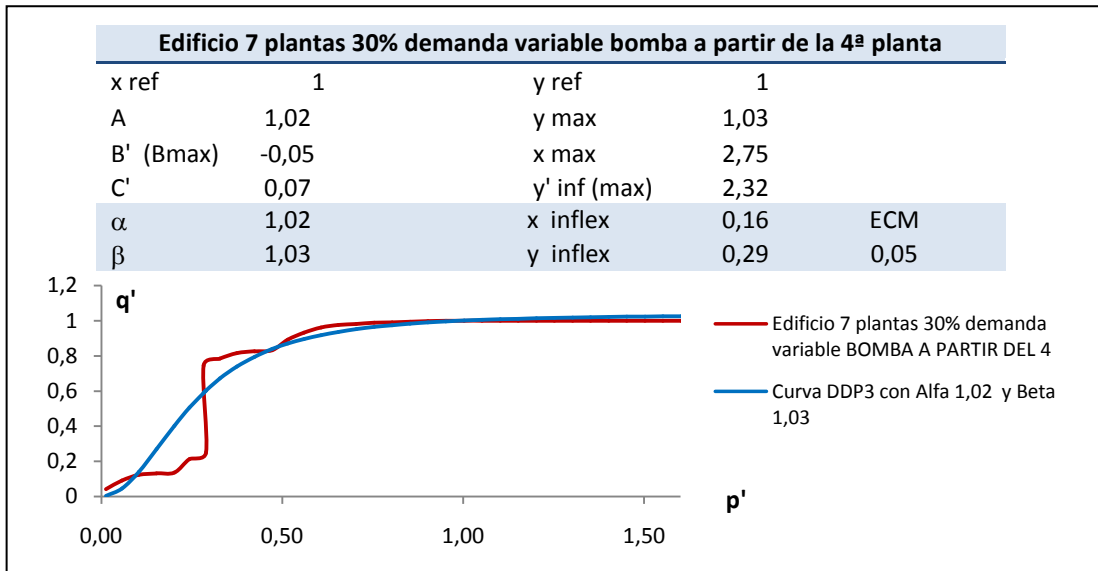


Fig. 7-46. Curva DDP en vbles reducidas de un edificio con bomba a partir de la p 4,  $\beta=1,03$

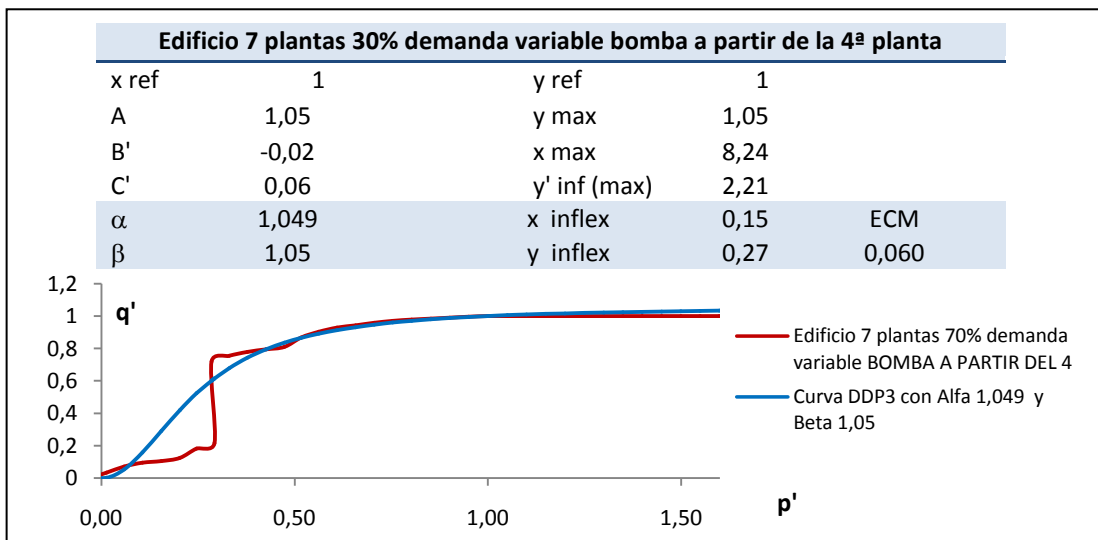


Fig. 7-47. Curva DDP en vbles reducidas de un edificio con bomba a partir de la p 4,  $\beta=1,05$

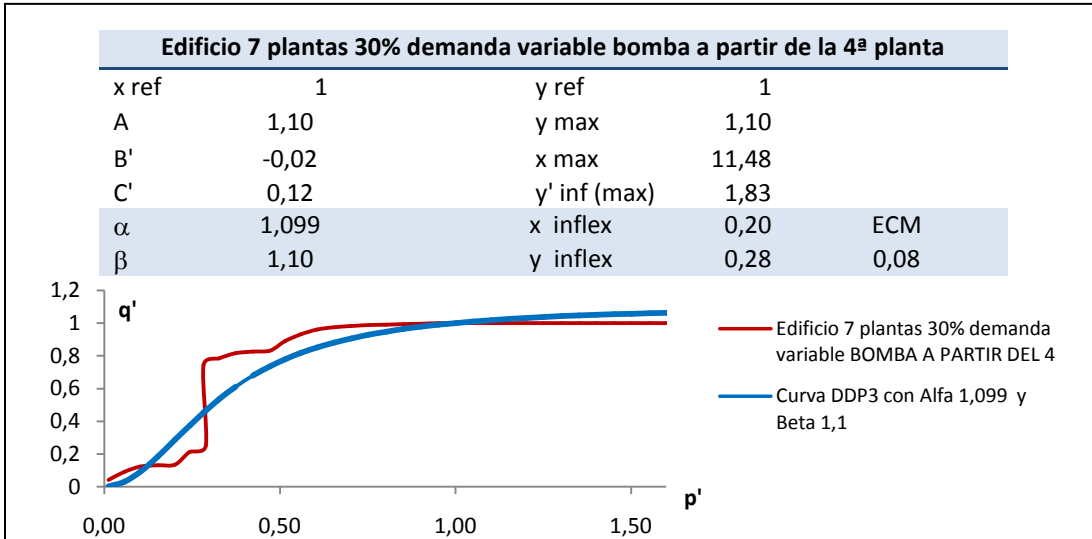


Fig. 7-48. Curva DDP en vbles reducidas de un edificio con bomba a partir de la p 4,  $\beta=1,1$

### 3.5.2 Alimentación con bomba a partir de la quinta planta

La siguiente figura muestra el esquema modelizado para el caso de un edificio de 6 alturas donde la alimentación con bomba se produce desde la 5ª altura :

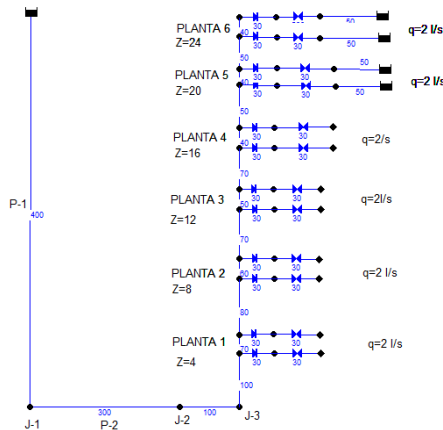


Fig. 7-49. Diámetros y demandas consideradas por planta para un edificio de 6 alturas con bomba a partir de la planta 5

La curva DDP obtenida en variables reducidas comparada con el caso en que todas las plantas se alimentan en directo es claramente diferente.

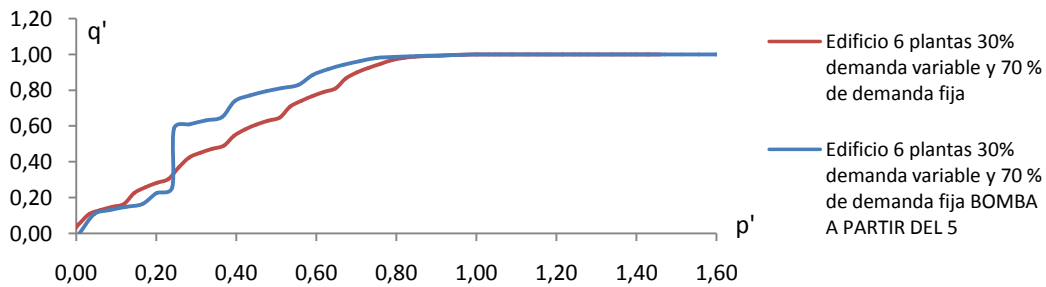


Fig. 7-50. Curva DDP en variables reducidas de un edificio de 6 plantas alimentado en directo y con bomba a partir de la planta 5. Influencia del grupo de presión en la curva.

Si comparamos el resultado obtenido para un porcentaje de demanda variable de un 30% y un 70% se observa que apenas hay diferencia en ambas curvas DDP, por lo que una única parametrización de  $\alpha$  y  $\beta$  es suficiente, al ser válida para distintos porcentajes de demanda fija y variable. Recordemos, igualmente, que la curva DDP obtenida es la misma independientemente del número de alturas total.

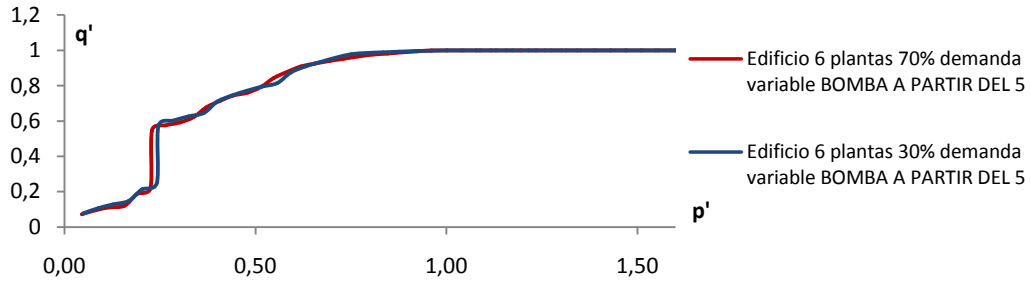


Fig. 7-51. Curva DDP en variables reducidas de un edificio de 6 plantas con bomba a partir de la planta 5. Influencia del porcentaje de demanda variable.

$\beta$	30% demanda variable			70% demanda variable		
	$\alpha$	ECM	$q'$ ( $p'=1,6$ )	$\alpha$	ECM	$q'$ ( $p'=1,6$ )
1,01	0,94	0,027	1	0,94	0,027	1
1,03	1,01	0,028	1,03	1,01	0,028	1,03
1,05	1,039	0,0298	1,04	1,039	0,0298	1,04
1,1	1,099	0,045	1,06	1,099	0,045	1,06

Tabla 7-6. Coeficientes de ajuste  $\alpha$  y  $\beta$  para un edificio alimentado por bomba a partir de la 5 p

Las siguientes figuras muestran gráficamente el ajuste obtenido.

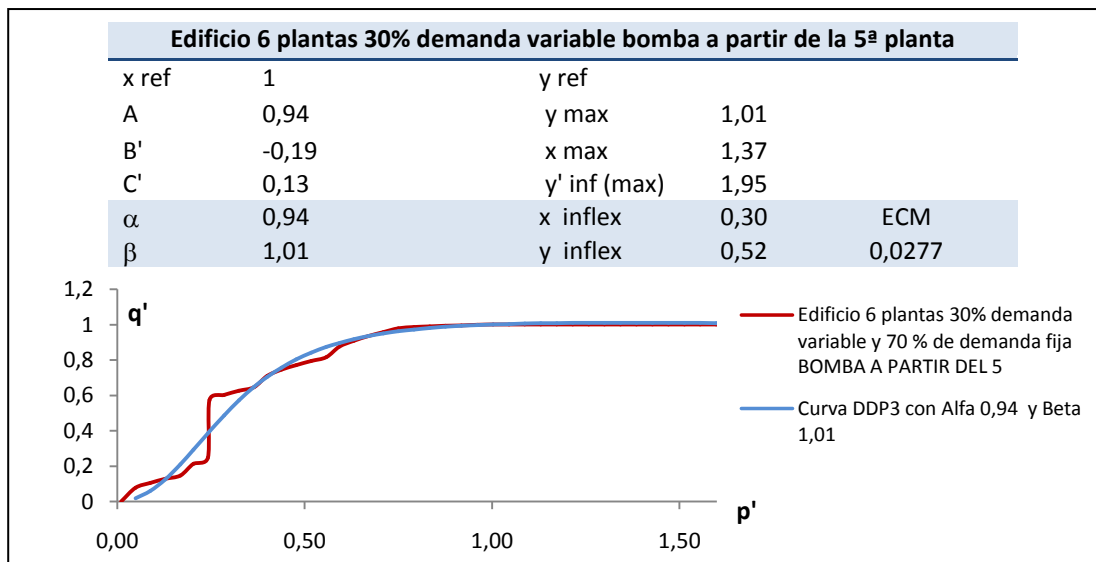


Fig. 7-52. Curva DDP en vbles reducidas de un edificio con bomba a partir de la p 5,  $\beta=1,01$

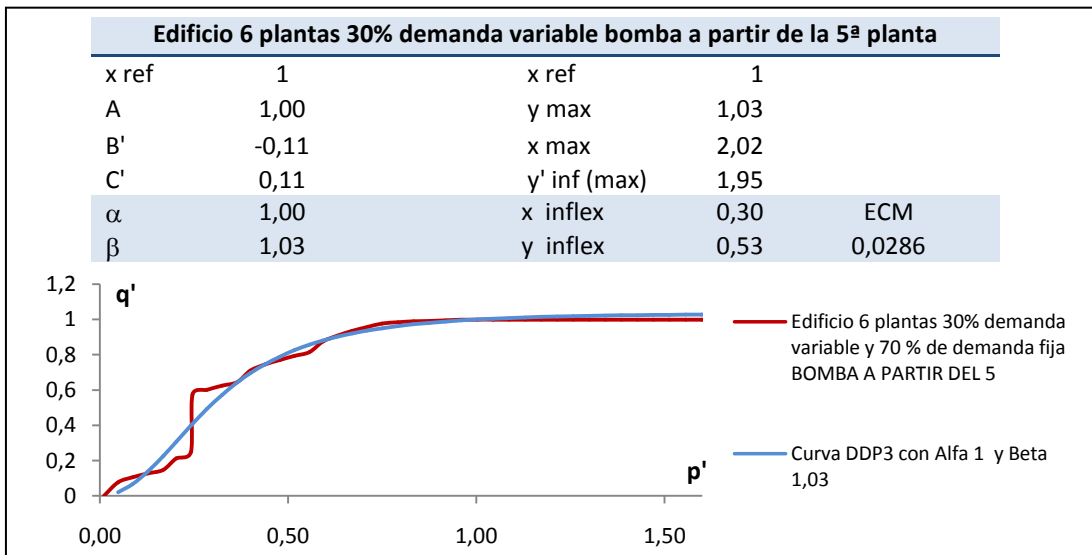


Fig. 7-53. Curva DDP en vbles reducidas de un edificio con bomba a partir de la p 5,  $\beta=1,03$

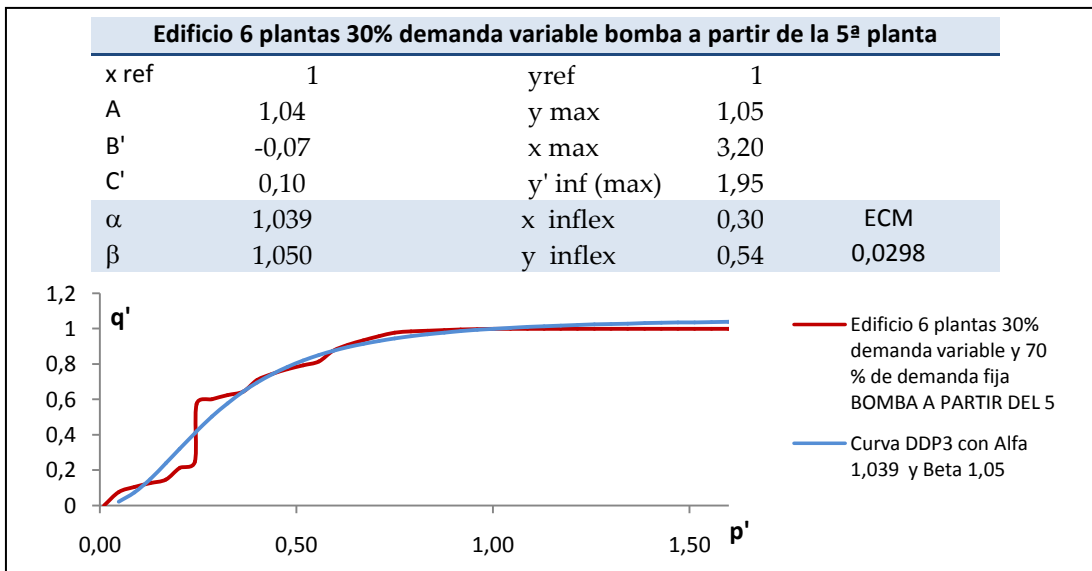


Fig. 7-54. Curva DDP en vbles reducidas de un edificio con bomba a partir de la p 5,  $\beta=1,05$

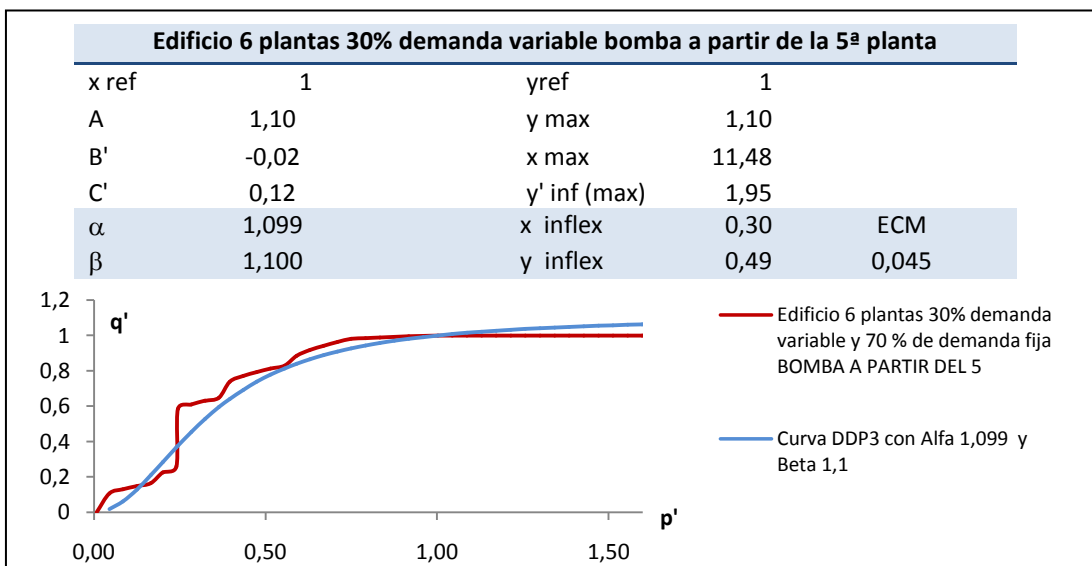


Fig. 7-55. Curva DDP en vbles reducidas de un edificio con bomba a partir de la p 5,  $\beta=1,1$

Se ha repetido el caso para un edificio de 7 alturas alimentado por bomba a partir de la altura 5 obteniendo los mismos resultados, por lo que la parametrización obtenida para un edificio alimentado con bomba a partir de la planta 5 es válido independientemente del número de alturas totales del edificio.

Para el caso de un edificio de 7 alturas alimentado con bomba a partir de la planta 6 se obtiene prácticamente la misma parametrización de la curva DDP.

### 3.6 Conclusiones

A modo de resumen en la siguiente tabla se muestran los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  obtenidos del ajuste para cada una de las tipologías de vivienda consideradas.

#### 30% de demanda variable

	Alimentación en Directo			Alimentación con Bomba		
	Unifamiliar (1 y 2 plantas)	3 plantas	Más de 4 plantas	Grupo a partir de la planta 4	Grupo a partir de la planta 5	Grupo a partir de la planta 6
$\beta$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$
1,1	1,099	1,099	1,090	1,099	1,099	1,099
1,05	1,045	1,032	1,004	1,049	1,039	1,040
1,03	1,013	0,990	0,950	1,020	1,000	1,010
1,01	0,959	0,916	0,868	0,980	0,940	0,950

Tabla 7-7. Coeficientes de ajuste  $\alpha$  y  $\beta$  para varias tipologías de edificios y 30% demanda variable

#### 70% de demanda variable

	Alimentación en Directo			Alimentación con Bomba		
	Unifamiliar (1 y 2 plantas)	3 plantas	Más de 4 plantas	Grupo a partir de la planta 4	Grupo a partir de la planta 5	Grupo a partir de la planta 6
$\beta$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$
1,1	1,099	1,099	1,069	Ídem que el caso de 30% consumo variable		
1,05	1,037	1,018	0,965			
1,03	1,000	0,965	0,899			
1,01	0,933	0,873	0,808			

Tabla 7-8. Coeficientes de ajuste  $\alpha$  y  $\beta$  para varias tipologías de edificios y 70% demanda variable

En las siguientes gráficas  $p'$ - $q'$  se muestra el ajuste obtenido para edificios alimentados en directo y con bomba. Se comparan las curvas DDP "reales" con las funciones DDP3 obtenidas a través de su ajuste. Se observa que para edificios alimentados en directo, se obtiene un buen ajuste en todo el rango de presiones,

mientras que en el caso de disponer el edificio de un grupo de presión el ajuste empeora para presiones bajas, aproximadamente inferiores al 30% del valor de referencia, debido a que el consumo disminuye bruscamente al detenerse la bomba e imposibilitar su consumo de forma brusca.

Se pone de manifiesto igualmente cómo, en relación a la función parabólica propuesta por varios autores, la función DDP3 ajusta mejor el comportamiento en todo el rango de presiones además de presentar mejores propiedades desde el punto de vista de la convergencia si se integra en un sistema de ecuaciones.

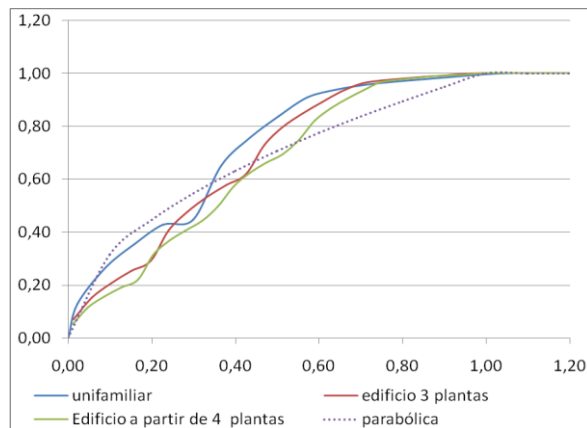


Fig. 7-56. Curva DDP real edificios sin bomba

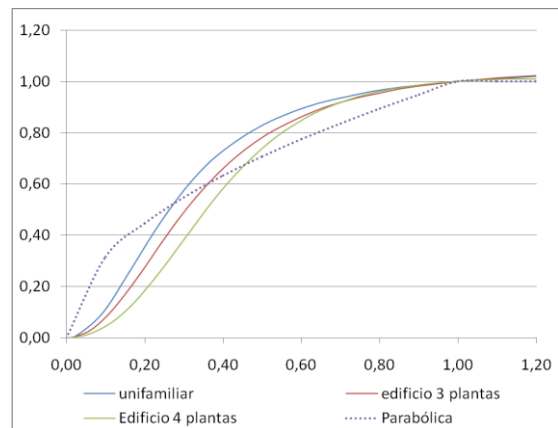


Fig. 7-57. Función DDP edificios sin bomba

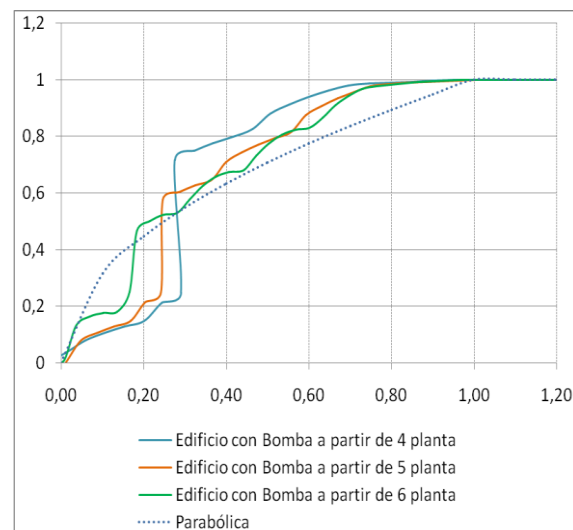


Fig. 7-58. Curva DDP real edificios con bomba

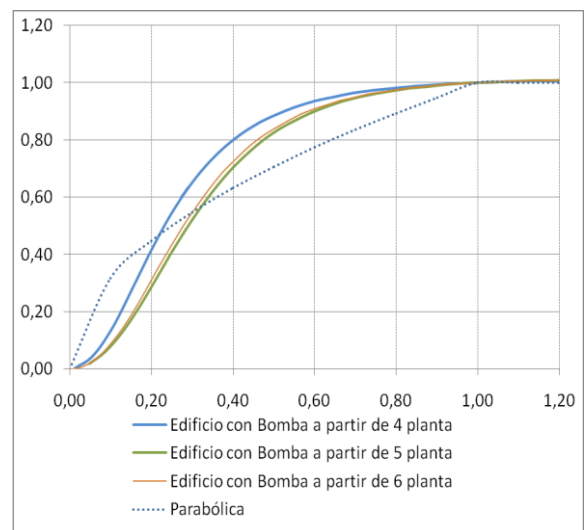


Fig. 7-59. Función DDP edificios con bomba



## 4. Caracterización de la función DDP3 para una zona urbana

En la actualidad y sobre todo tras incorporar a la gestión de los abastecimientos de agua urbanos herramientas como los Sistemas de Información Geográfica (GIS), los sistemas SCADA y recientemente la telelectura de los contadores domiciliarios, es posible disponer de modelos de detalle de la red, que incluyan todas las conducciones y donde cada nudo de consumo represente una acometida directamente. En este caso, donde cada nudo de consumo representa un edificio o una vivienda son útiles y de aplicación directa las funciones DDP3 que se han parametrizado en el apartado anterior en función de la tipología de edificio (número de alturas), tipo de suministro (directo o con bomba a partir de una determinada altura) y porcentaje de demanda variable supuesto.

Sin embargo, a la hora de construir un modelo de una red de suministro de agua urbana aún suele ser habitual trabajar con un modelo simplificado de la red, bien porque no se disponga de toda la información de detalle de la misma en un GIS o bien porque, aún teniéndola, se desee trabajar con un modelo estratégico de la red para la toma de decisiones globales en el abastecimiento. En este caso el modelo contiene una simplificación de la red y cada nudo de la misma no representa una acometida directamente, sino que representa el consumo de un conjunto de acometidas y por tanto de un conjunto de edificios de distinta tipología. En este caso no son de aplicación directa las funciones DDP3 parametrizadas para un edificio concreto y es necesario volver a parametrizar funciones DDP3 para diferentes tipos de zonas urbanas, cada una de ellas con una distribución determinada del consumo por plantas, o lo que es lo mismo, con diferentes porcentajes de consumo por plantas. Esta distribución del consumo puede obtenerse a partir de la agregación de dicha información por acometidas, si se dispone, o bien a partir de un GIS directamente, donde conocido el número de alturas por parcela y considerando una densidad de edificación, se puede obtener la distribución de consumos por planta abastecidas desde un nudo en concreto.

A modo de ejemplo, las diferentes zonas urbanas que vamos a contemplar en este trabajo para obtener su función DDP3 correspondiente son las siguientes:

	ALTURAS	CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 4
ALIMENTACIÓN EN DIRECTO	0- 1	5% - 15 %	50%	25%	10%
	2	10%	35%	25%	20%
	3	10%	10%	25%	20%
	4	5%	5%	12,5%	20%
	5	3%	0%	12,5-%	15%
	6	2%	0%	0%	15%
CON BOMBA	-----	50%	0%	0%	0%

Tabla 7-9. Casos considerados de distribución de demandas por plantas en zonas urbanas

Estas zonas representan la siguiente distribución de edificios:

- **Caso 1:** una zona urbana real con edificios entre 1 y 15 alturas, predominando las alturas elevadas, estando el 50% de viviendas alimentadas mediante bomba.
- **Caso 2:** una zona urbana donde el 80% son unifamiliares y el 20% restante edificios de 3 y 4 alturas.
- **Caso 3:** una zona con el 50% de edificios de 3 alturas y 50% de 5 alturas
- **Caso 4:** una zona con el 30% de edificios de hasta 3 alturas y el 70% de más de 4 alturas con alimentación directa todos ellos.

#### 4.1 Caso 1

Este caso corresponde a una distribución real de una zona de la red de abastecimiento de la ciudad de Valencia, situada en el Barrio de La Torre, al Sur de la Ciudad, la cual se ha tomado como caso real para la fase experimental del presente trabajo (ver capítulo 8)

En esta zona la distribución de edificios según alturas es la siguiente

Número de Alturas	Número de Edificios	Porcentaje de edificios
1/2	15	20%
4	4	5%
5	12	16%
6	8	11%
7	30	40%
14	5	7%
15	1	1%

Tabla 7-10. Distribución de edificios en una zona de Valencia (Barrio La Torre)

y considerando ahora el número de abonados que hay en cada planta, diferenciando si son alimentados con bomba o no, se obtiene la siguiente distribución de consumos por planta:

Alturas	Directo	Con bomba a partir de la cuarta planta
0	7%	
1	13%	
2	13%	
3	11%	
4	6%	45%
5	3%	
6	1%	

Tabla 7-11. Distribución del consumo en directo y con bomba, por plantas

Se observa cómo en esta zona el 45% de las viviendas son alimentadas por bombas, estando todas ellas ubicadas a partir de la cuarta planta.

Para obtener la curva DDP se ha simulado en EPANET de manera análoga a como se ha realizado en el apartado anterior: un "edificio" de 6 alturas con una demanda base de 10 l/s distribuida por planta de acuerdo a la tabla anterior y la instalación dimensionada para que la velocidad esté comprendida entre 1 y 2,5 m/s. Así se garantiza la extrapolación de la curva obtenida. La demanda alimentada a través de bomba se ha supuesto concentrada en un punto y constante siempre y cuando la presión en la acometida sea superior a 10 m.c.a. Cada una de las plantas de este edificio hipotético representa la demanda de todos los usuarios de la zona urbana situados en esa planta.

El ajuste de la función DDP3 obtenido es el siguiente:

$\beta$	Para cualquier % de demanda variable		
	$\alpha$	ECM	$q' (p'=1,6)$
1,01	0,99	0,048	1,01
1,03	1,029	0,05	1,02
1,05	1,049	0,06	1,03
1,1	1,099	0,08	1,06

Tabla 7-12. Coeficientes de ajuste  $\alpha$  y  $\beta$  para la zona urbana del caso 1

se observa cómo los resultados obtenidos son prácticamente los mismos que para un edificio alimentado por bomba a partir de la planta 4, ya que es este el caso predominante en la zona.

En las siguientes gráficas se muestran los ajustes obtenidos:

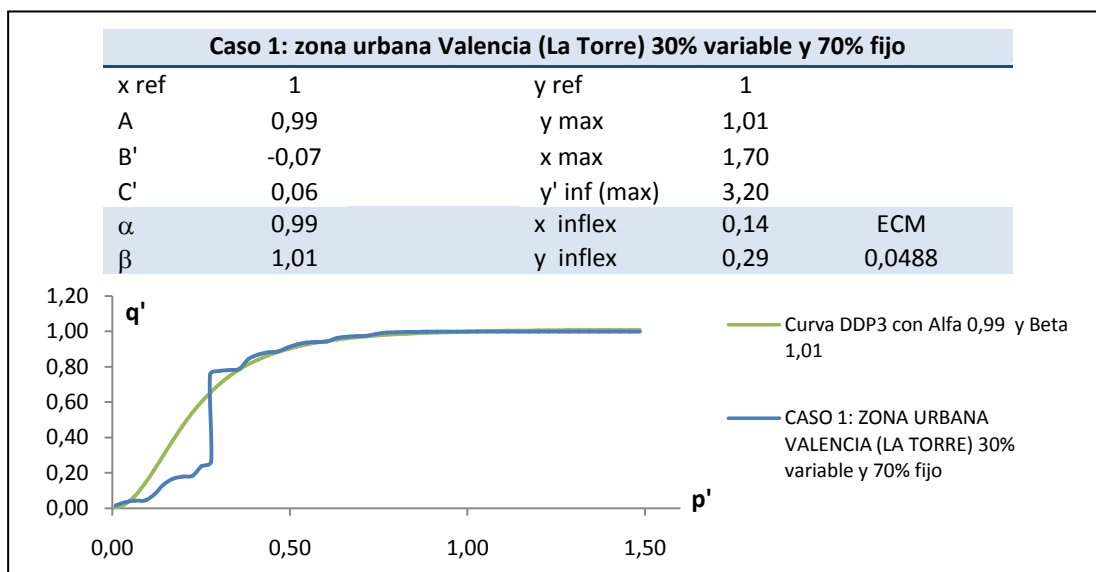


Fig. 7-60. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana de Valencia (La Torre)  $\beta$  1,01

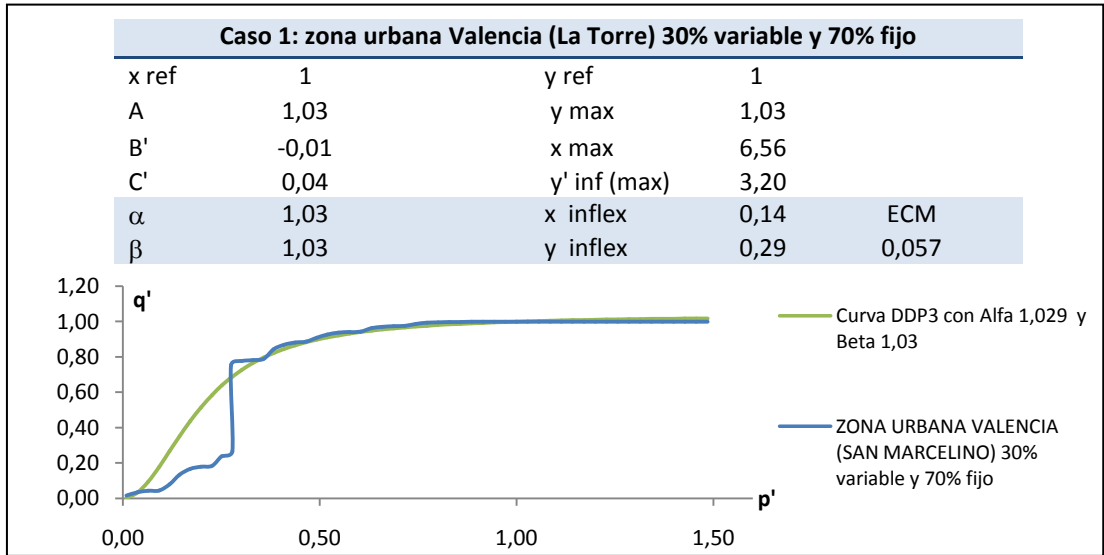


Fig. 7-61 Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana de Valencia (La Torre)  $\beta$  1,03

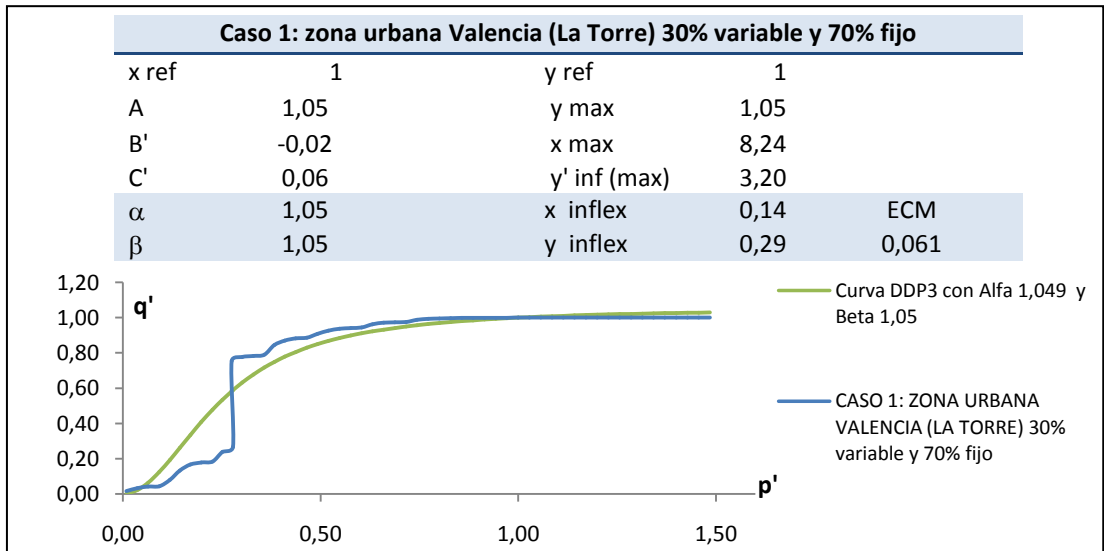


Fig. 7-62. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana de Valencia (La Torre)  $\beta$  1,05

En este caso, en el que el 50% del consumo es alimentado mediante bomba y por tanto insensible a las variaciones de presión en el abastecimiento, la curva DDP apenas se ve afectada por el hecho de que el consumo variable de una vivienda sea el 70% en lugar del 30%. Por tanto los ajustes realizados sirven para cualquier porcentaje de demanda variable y fija.

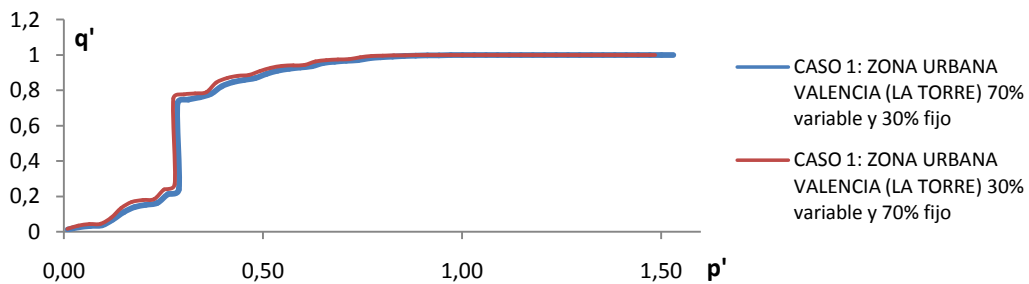


Fig. 7-63. Curva DDP en variables reducidas para zona urbana de Valencia (La Torre) con un 30% de demanda variable y un 70% de demanda variable

## 4.2 Caso 2

En este caso se ha considerado una zona donde el 80% de las viviendas son unifamiliares y el 20% restante son edificios de 3 y 4 alturas. La distribución de edificios según alturas es la siguiente:

Número de Alturas	Porcentaje de edificios
1	40%
2	40%
3	10%
4	10%

Tabla 7-13. Distribución de edificios considerados para el caso 2

Esta distribución de edificios da lugar aproximadamente a la siguiente distribución de consumos por plantas (considerando el mismo número de viviendas por plantas en todos los casos).

Altura	Porcentaje de consumo
1	50%
2	35%
3	10%
4	5%

Tabla 7-14. Distribución de consumos por planta el caso 2

Simulando esta distribución de consumos por plantas obtenemos el siguiente ajuste para la función DDP3:

$\beta$	30% demanda variable			70% demanda variable		
	$\alpha$	ECM	$q' (p'=1,6)$	$\alpha$	ECM	$q' (p'=1,6)$
1,01	0,96	0,017	1,01	0,91	0,012	1,01
1,03	1,05	0,021	1,02	0,97	0,018	1,03
1,05	1,048	0,0256	1,03	1,03	0,0156	1,04
1,1	1,099	0,052	1,06	1,09	0,031	1,07

Tabla 7-15. Coeficientes de ajuste  $\alpha$  y  $\beta$  para la zona urbana del caso 2

Se observa cómo los resultados son muy similares a los obtenidos para una vivienda unifamiliar, ya que es la vivienda predominante en esta zona, motivo por el cual se podrían emplear los mismos parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  de ajuste.

Las siguientes figuras muestran los ajustes obtenidos gráficamente.

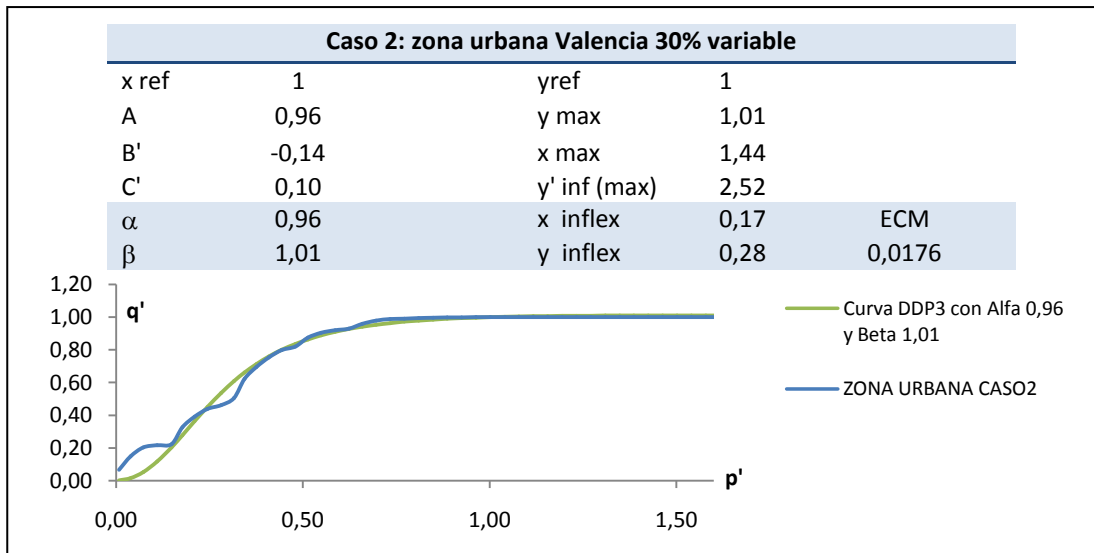


Fig. 7-64. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 2 y  $\beta$  1,01

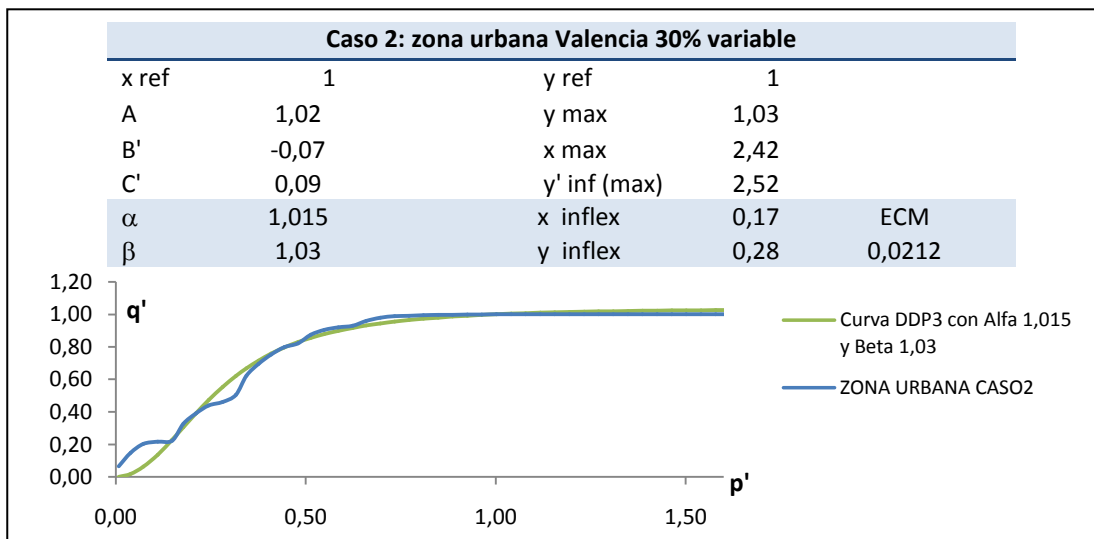


Fig. 7-65. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 2 y  $\beta$  1,03

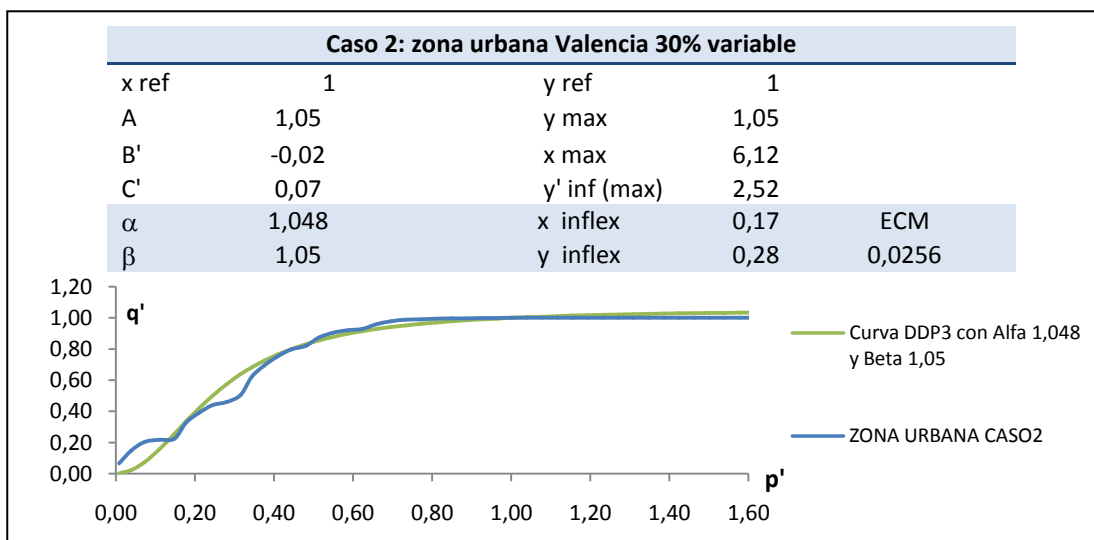


Fig. 7-66. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 2 y  $\beta$  1,05

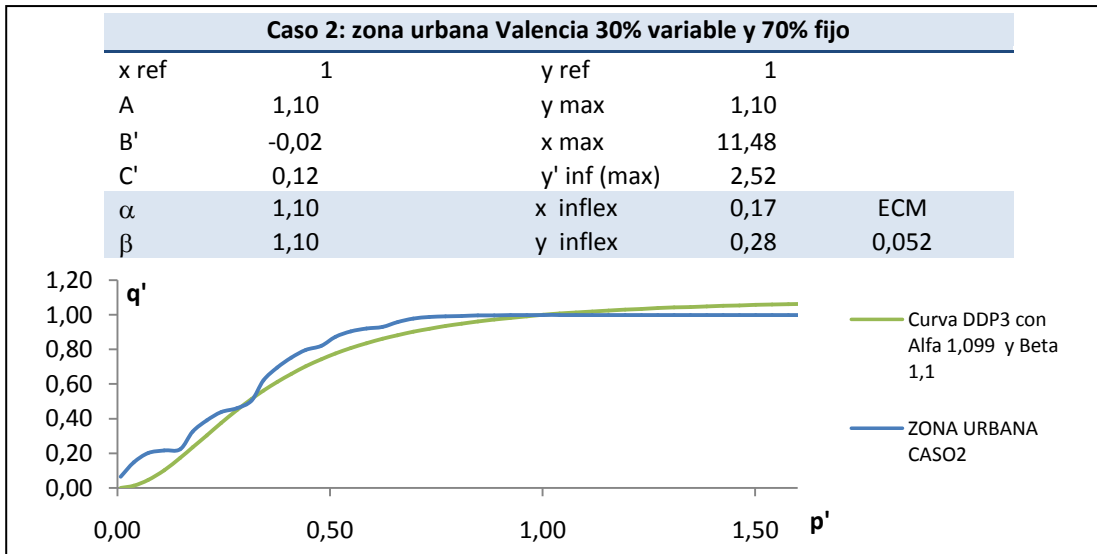


Fig. 7-67. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 2 y  $\beta$  1,1

En este caso la curva DDP sí que se ve afectada por el hecho de que el consumo variable de una vivienda sea el 70% en lugar del 30%. Por tanto los ajustes realizados varían con el porcentaje de demanda variable y fija.

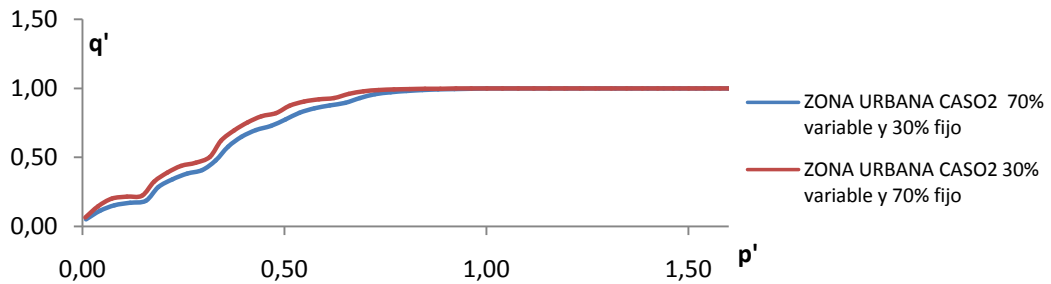


Fig. 7-68. Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 2 con un 30% de demanda variable y un 70% de demanda variable

### 4.3 Caso 3

En este caso se ha considerado una zona donde el 50% de las viviendas son edificios de 3 alturas y el 50% restante de 4 alturas. La distribución de edificios según alturas es la siguiente:

Número de Alturas	Porcentaje de edificios
3	50%
5	50%

Tabla 7-16. Distribución de edificios considerados para el caso 3

Esta distribución de edificios da lugar aproximadamente a la siguiente distribución de consumos por plantas (considerando el mismo número de viviendas por plantas en todos los casos):

Altura	Porcentaje de consumo
0	5%
1	20%
2	25%
3	25%
4	12,5%
5	12,5%

Tabla 7-17. Distribución de consumos por planta el caso 3

Simulando esta distribución de consumos por plantas obtenemos el siguiente ajuste para la función DDP3:

$\beta$	Para cualquier % demanda variable		
	$\alpha$	ECM	$q'(p'= 1,6)$
1,01	0,81	0,016	1,01
1,03	0,90	0,014	1,03
1,05	0,96	0,015	1,05
1,1	1,08	0,022	1,0809

Tabla 7-18. Coeficientes de ajuste  $\alpha$  y  $\beta$  para la zona urbana del caso 3

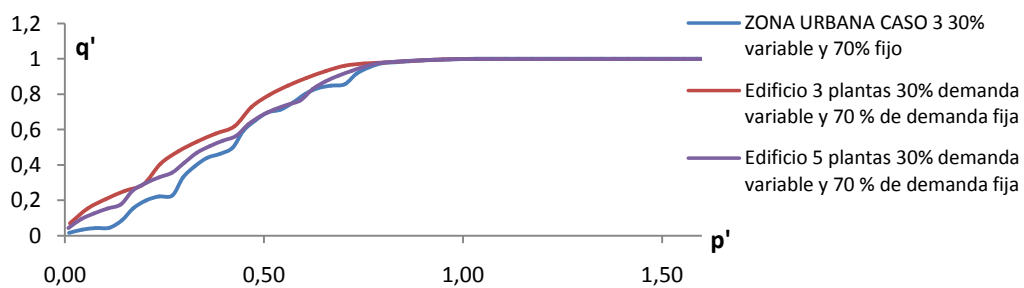


Fig. 7-69. Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 3 y para un edificio de 3 y 5 alturas

Esta zona urbana al estar compuesta un 50% por edificios de 3 alturas y un 50% por edificios de 5 alturas, su comportamiento es una mezcla de ambos, para presiones cercanas a las de referencia su comportamiento es muy similar al de un edificio de 5 plantas, y a medida que la presión se acerca a cero su comportamiento (pendiente de la curva) se asemeja al de un edificio de 3 alturas.

A continuación se muestra gráficamente el ajuste obtenido:



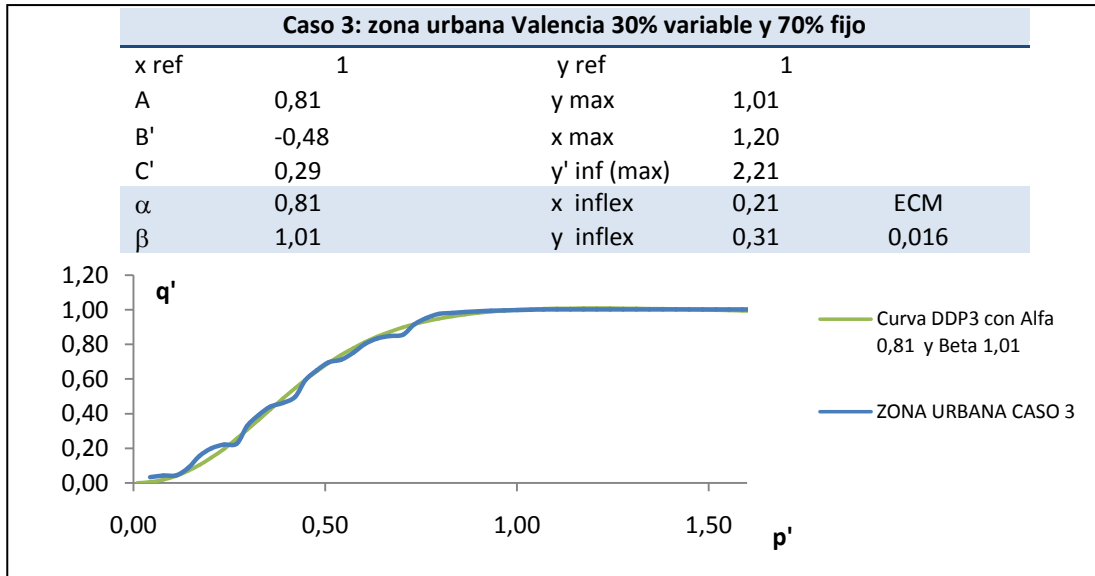


Fig. 7-70. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 3 y  $\beta$  1,01

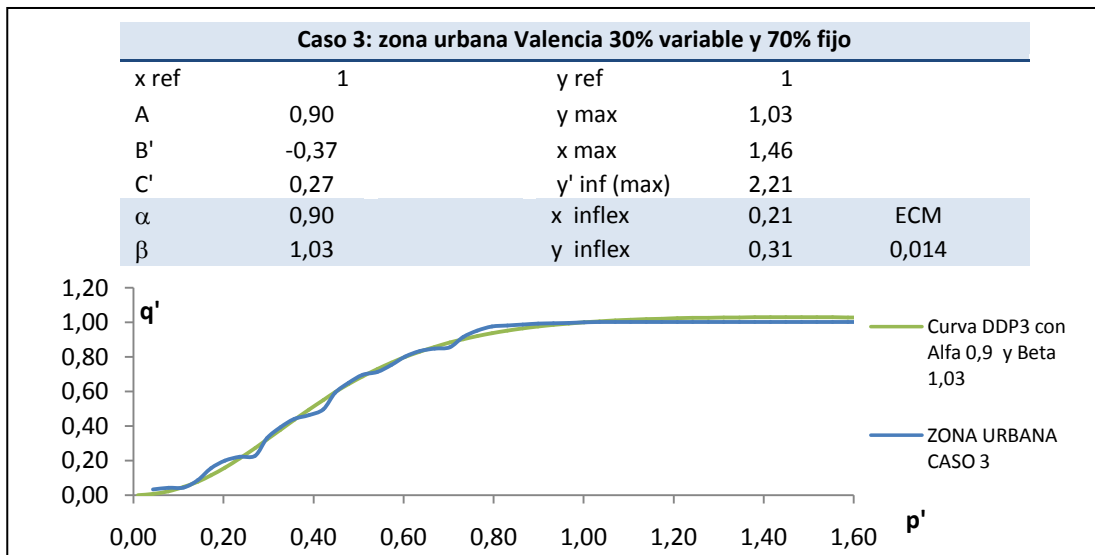


Fig. 7-71. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 3 y  $\beta$  1,03

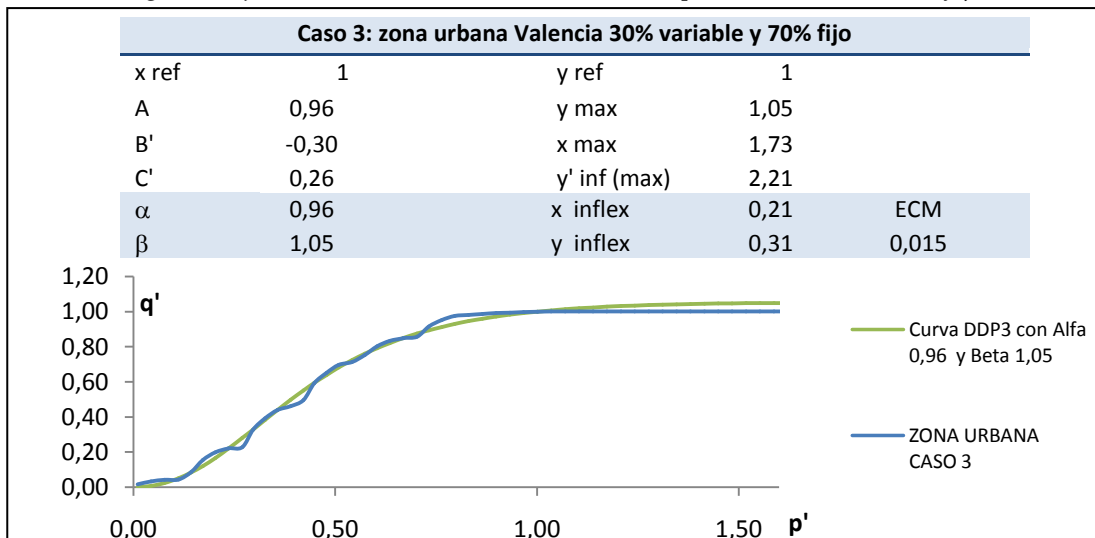


Fig. 7-72. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 3 y  $\beta$  1,05

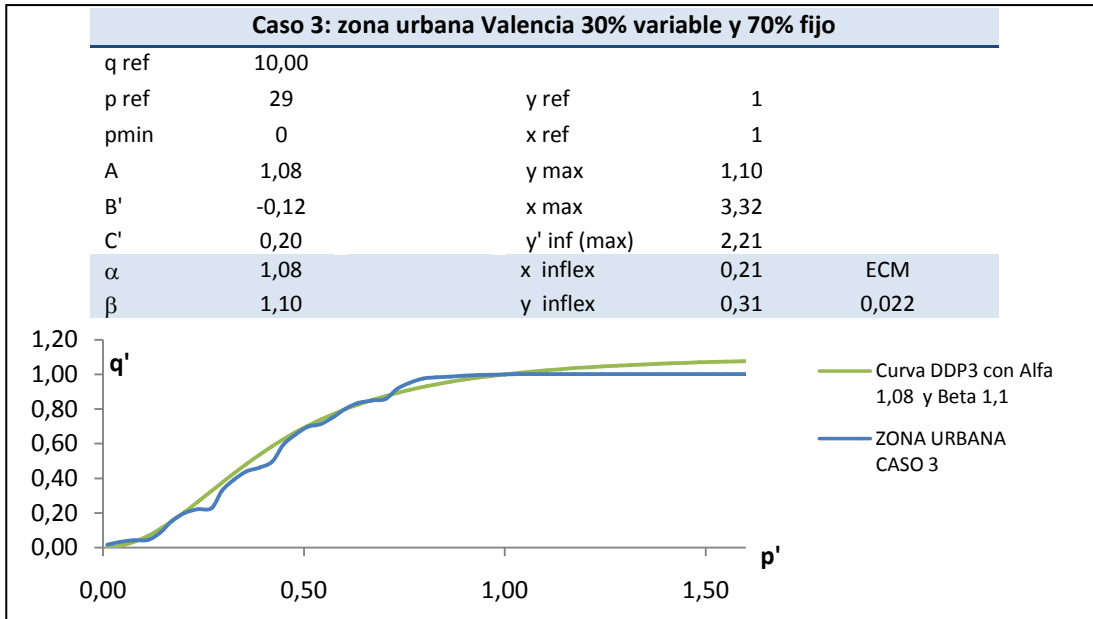


Fig. 7-73. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 3 y  $\beta$  1,1

Destacar que los resultados obtenidos para el ajuste de  $\alpha$  y  $\beta$  son válidos para cualquier porcentaje de consumo variable considerado. Como muestra la siguiente gráfica, la curva DDP apenas varía.

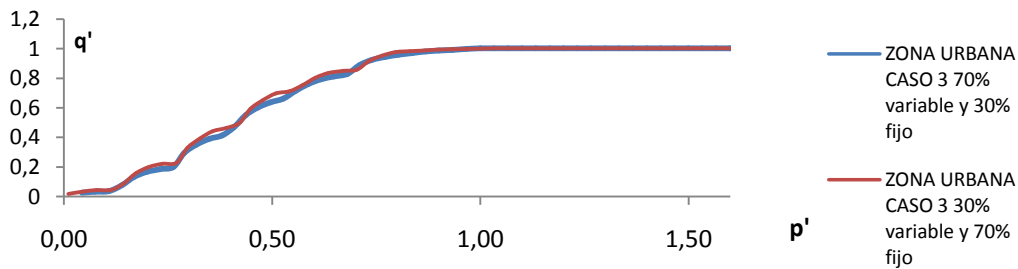


Fig. 7-74. Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 3 y distintos porcentajes de demanda variable

#### 4.4 Caso 4

En este caso se ha considerado una zona donde el 30% de las viviendas son edificios de 2 y 3 alturas y el 70% restante de más de 4 alturas, pero todos ellos con alimentación en directo. La distribución de edificios según alturas es la siguiente:

Número de Alturas	Porcentaje de edificios
2	10%
3	20%
4	20%
5	20%
6	30%

Tabla 7-19. Distribución de edificios considerados para el caso 4

Esta distribución de edificios da lugar aproximadamente a la siguiente distribución de consumos por plantas (considerando el mismo número de viviendas por plantas en todos los casos).

Altura	Porcentaje de consumo
0	
1	10%
2	20%
3	20%
4	20%
5	15%
6	15%

Tabla 7-20. Distribución de consumos por planta el caso 4

Respecto al caso 3, esta zona urbana presenta mayor porcentaje de edificios de más de 4 alturas. Es de esperar que cuando la presión descienda por debajo de la referencia el consumo disminuirá de forma más acusada, por lo que en los ajustes se esperan valores de  $\alpha$  todavía menores.

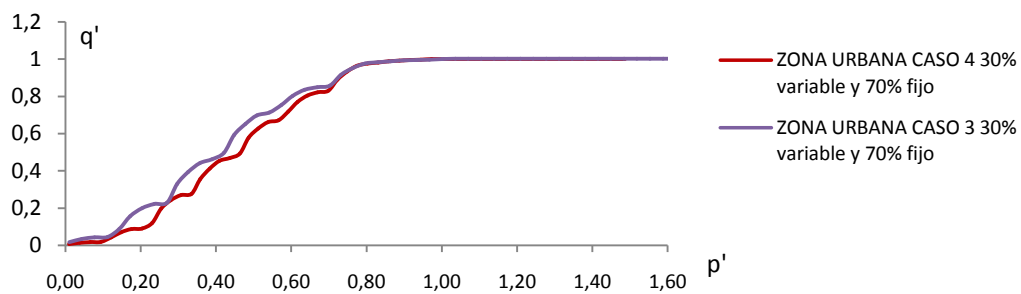


Fig. 7-75. Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 3 y caso 4

Simulando esta distribución de consumos por plantas obtenemos el siguiente ajuste para la función DDP3.

$\beta$	Para cualquier % demanda variable		
	$\alpha$	ECM	$q'(p'=1,6)$
1,01	0,723	0,014	1,01
1,03	0,827	0,015	1,03
1,05	0,894	0,017	1,05
1,1	1,014	0,021	1,09

Tabla 7-21. Coeficientes de ajuste  $\alpha$  y  $\beta$  para la zona urbana del caso 4

A continuación se muestra gráficamente el ajuste obtenido:

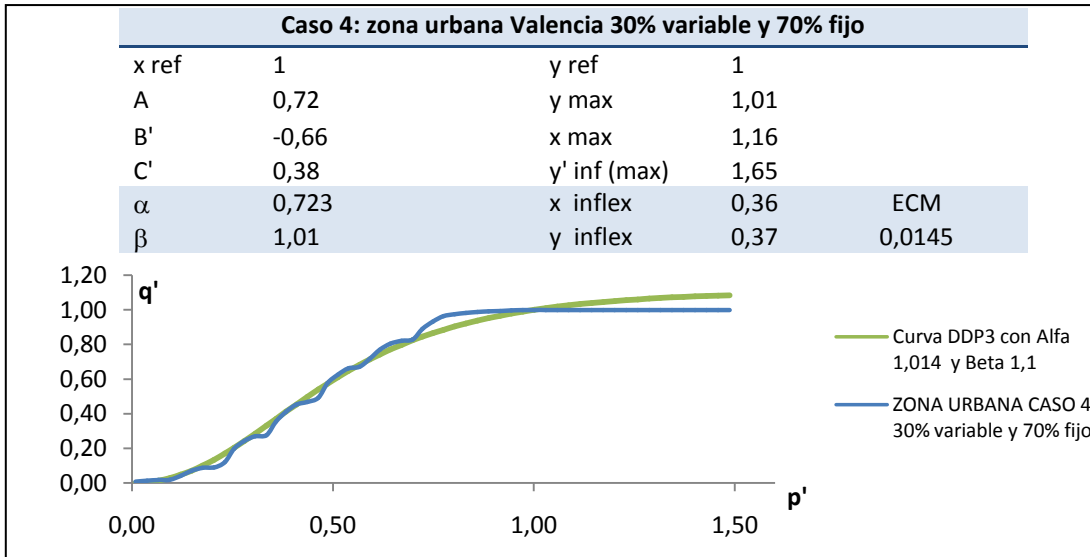


Fig. 7-76. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 4 y  $\beta$  1,01

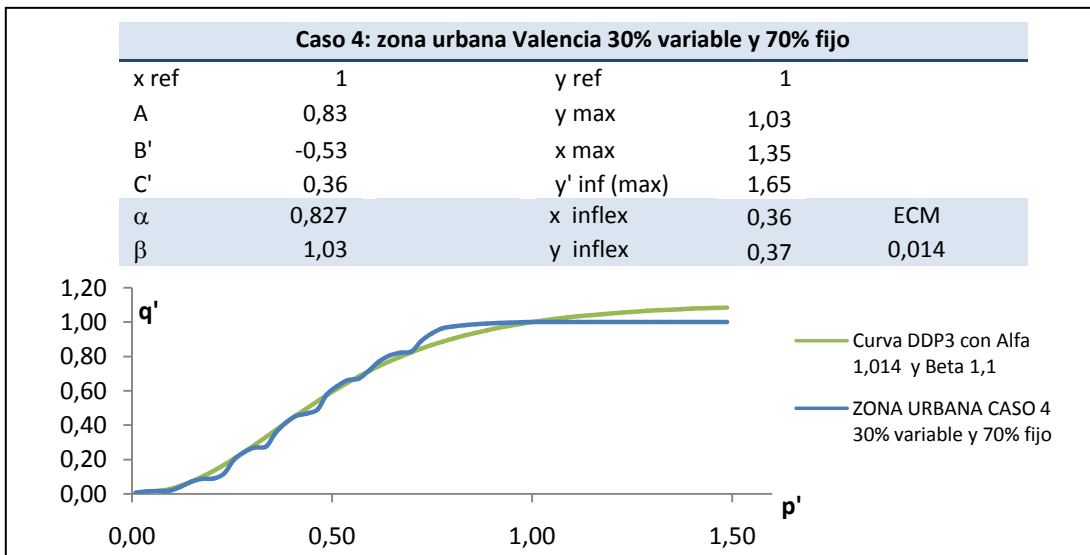


Fig. 7-77. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 4 y  $\beta$  1,03

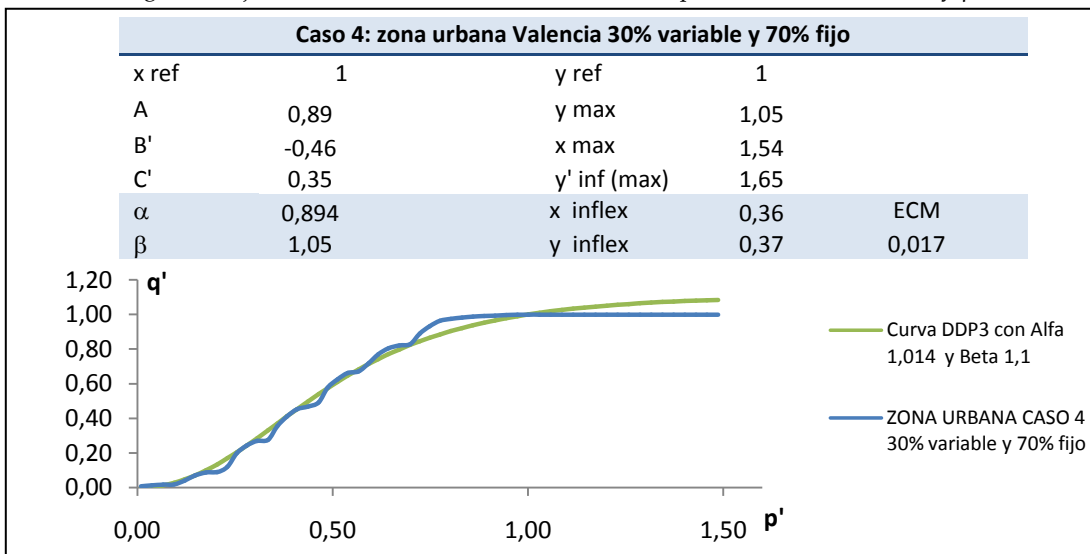


Fig. 7-78. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 4 y  $\beta$  1,05

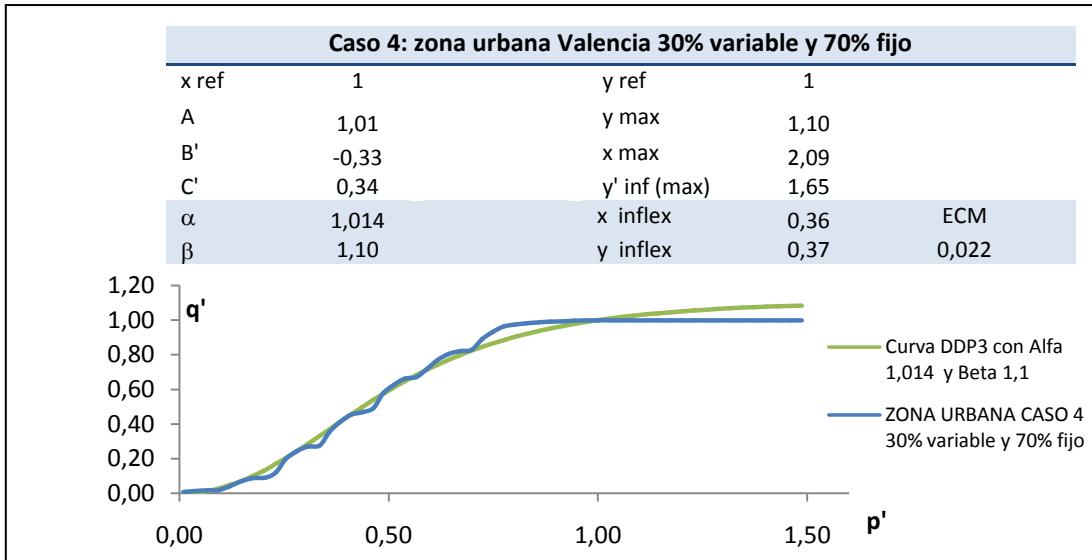


Fig. 7-79. Ajuste Curva DDP en variables reducidas para zona urbana caso 4 y  $\beta$  1,1

A modo de **conclusión**, los resultados obtenidos para los cuatro casos considerados se muestran en la siguiente tabla:

	ALTURAS	CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 4
ALIMENTACIÓN EN DIRECTO	0- 1	5% - 15 %	50%	25%	10%
	2	10%	35%	25%	20%
	3	10%	10%	25%	20%
	4	5%	5%	12,5%	20%
	5	3%	0%	12,5-%	15%
	6	2%	0%	0%	15%
CON BOMBA	-----	50%	0%	0%	0%
$\beta$		$\alpha$			
1,01		0,99	0,96	0,81	0,72
1,03		1,029	1,015	0,90	0,83
1,05		1,049	1,048	0,96	0,89
1,1		1,099	1,099	1,08	1,014

Tabla 7-22. Coeficientes de ajuste  $\alpha$  y  $\beta$  para las diferentes zonas urbanas



## Capítulo 8

# Caso experimental: variación de la demanda con la presión en una zona de la ciudad de Valencia

### 1. Zona de estudio

Para realizar la fase experimental del presente trabajo se ha seleccionado una zona de la red de abastecimiento a la ciudad de Valencia. La zona en cuestión está situada al Sur de la Ciudad, en concreto en el Barrio de La Torre, entre el Nuevo Cauce del Río Turia y el Bulevar Sur.



Fig. 8-1. Situación zona de estudio



## 1.1 Descripción de la red

La red de abastecimiento de agua urbana a la ciudad de Valencia con 1.200 Km de conducciones abastece a un total de 786.000 habitantes, que equivalen a 429.240 abonados con un ratio de 382 abonados/Km red. En cuanto a número de acometidas presenta un ratio de 38 acometidas/Km red, abasteciendo cada acometida en promedio a 10 abonados.

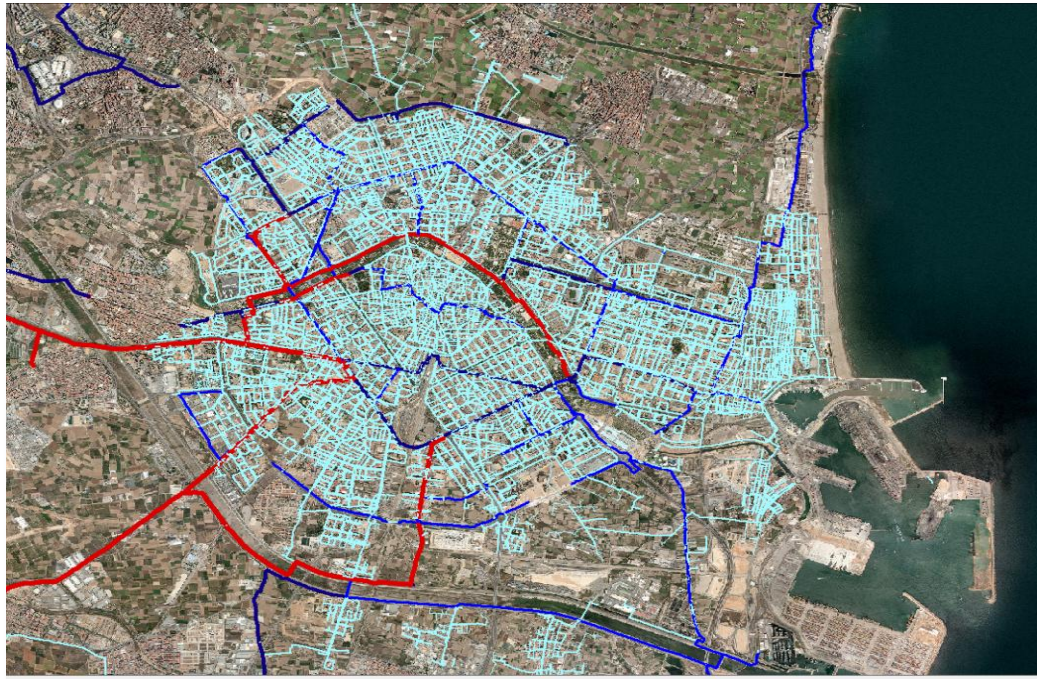


Fig. 8-2. Red de abastecimiento urbana de la ciudad de Valencia

El 80% de la longitud de la red está canalizada con diámetros inferiores a DN 250 mm, siendo DN 100 mm, DN 150 mm y DN 200 mm los más abundantes. Los materiales presentes son fundición (42%), y el resto polietileno. El hormigón se utiliza en los calibres superiores a DN 600 mm los cuales configuran la red arterial (0,8%).

La red arterial cuenta con un Sistema de Telemando, con más de 100 estaciones remotas, que permite su operación y supervisión desde un centro de control. Con una configuración inicial mallada, en los últimos años se ha avanzado en la sectorización de la red de distribución, para controlar los caudales sectoriales en la misma, lo que ha incrementando la medición de caudales y presiones telemedidos.

Por otra parte, la empresa gestora en la actualidad está inmersa en un ambicioso proyecto de telelectura de contadores domiciliarios con el que se ha renovado prácticamente la totalidad del parque de contadores, estando a día de hoy el 80%



de los contadores teledados siendo el objetivo alcanzar en breve el 100%. Destacar que si bien el parque está configurado por distintos calibres, desde contadores de calibre 7 mm hasta contadores con calibre superior a 50 mm, el 91% de los contadores son de calibre 15 mm, correspondiente a un suministro domiciliario medio.

La zona de estudio ha sido seleccionada dentro de la red general de la ciudad de Valencia por reunir los condicionantes necesarios para realizar los ensayos. En efecto, se trata de una zona sectorizada con un único punto de inyección de agua, con capacidad de regulación de la presión de forma independiente al resto de la red de la ciudad, con el equipamiento necesario de teledada tanto en el punto de inyección de agua como en los contadores domiciliarios. Cuenta además con una tipología de edificios variada, de diferentes alturas, pudiendo ser representativa de gran parte del resto de la ciudad, lo que favorece la extrapolación de resultados obtenidos al resto de la red.

En concreto la zona cuenta con un total de 3,07 Km de red, con diámetros DN 100 mm, DN 150 mm y DN 200 mm. En cuanto a los materiales, está presente prácticamente toda la variedad, esto es fundición, polietileno fibrocemento.

Diámetro (mm)	Longitud (km)
DN < 100	0,110
100 ≤ DN < 150	0,899
150 ≤ DN < 200	1,299
200 ≤ DN ≤ 400	0,762

Tabla 8-1. Diámetros de la zona de estudio

Material	Longitud (km)
Fibrocemento	0,442
Fundición dúctil	1,691
Polietileno	0,936

Tabla 8-2. Materiales en la zona de estudio

Antigüedad (años)	Longitud (km)
0-25	2,074
Más de 25	1,035

Tabla 8-3. Antigüedad de las conducciones en la zona de estudio



Se ha efectuado una inspección en campo para discriminar la presencia o no de grupos de bombeo en los edificios. En la zona más del 50% de los edificios tienen bomba y en la mayoría de casos, esta es efectiva partir de la cuarta planta.

Alturas del Edificio	Número de edificios		
	Sin Bomba	Con Bomba	Sin Determinar
1	7		
4	5		
5	3	7	2
6	3	5	
7	1	28	1
14		5	
15		1	
Total	19	46	3

Tabla 8-5. Distribución de edificios por alturas y equipamiento de bombeo en la zona de estudio

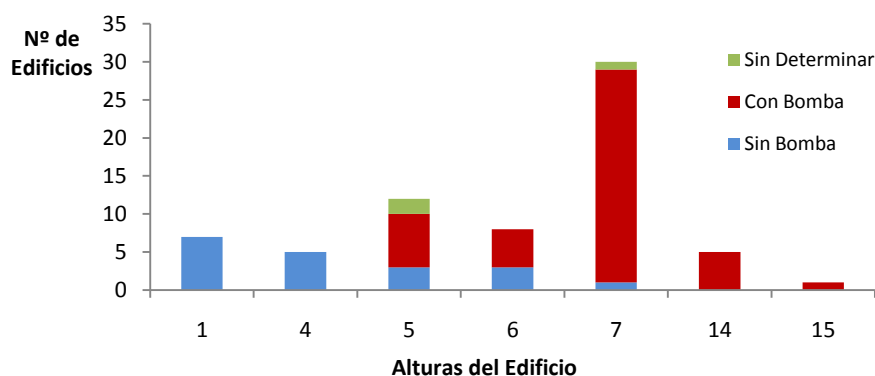


Fig. 8-4. Distribución de edificios por alturas y equipamiento bombeo en la zona de estudio

Planta a partir de la cual funciona con grupo	Número
1	3
3	3
4	22
5	3
6	6
Sin determinar	9
Total	46

Tabla 8-6. Distribución de edificios en la zona de estudio por número de planta a partir de la cual funciona el grupo

Si realizamos el análisis, en lugar de por número de edificios, por abonados o viviendas se obtiene la siguiente distribución de abonados por plantas. Lógicamente los abonados que se verán más afectados ante una reducción de la presión serán los abonados alimentados en directo (sin bomba) y que se encuentran en las plantas más elevadas.

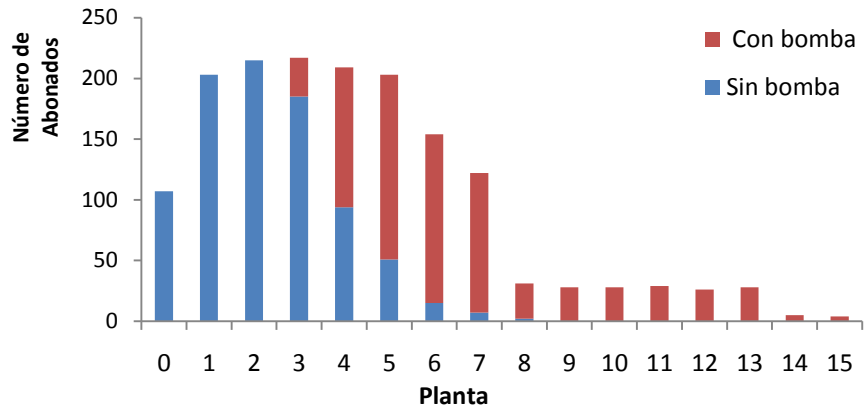


Fig. 8-5. Distribución de abonados por plantas en la zona de estudio

PLANTA	% abonados alimentados en DIRECTO	% abonados CON BOMBA a partir de la planta
0	7%	
1	13%	
2	13%	
3	11%	45%
4	6%	
5	3%	
6	1%	
7	0%	
8	0%	

Tabla 8-7. Distribución de abonados por plantas según dispongan o no de grupo de bombeo

### 1.3 Equipamiento del sector

#### En el punto de alimentación (Inyección)

El sector dispone de una única alimentación de DN 200 mm desde la red arterial de la ciudad, equipada con válvula hidráulica reductora de presión y caudalímetro. Un equipo de telemedida autónomo (a baterías) transmite vía GPRS a un puesto central el caudal, la presión aguas arriba, la presión aguas abajo de la válvula y el caudal promediado cada 10 minutos. La existencia de válvula reductora de presión ha permitido modificar la presión de alimentación al sector con el fin de desarrollar los ensayos.

#### En los contadores domiciliarios (Demanda)

En la zona de estudio hay 1.653 abonados o usuarios, de los cuales 1.416 (esto es un 90%) disponen de **contador domiciliario** equipado con telelectura y el resto están dotados de contadores tradicionales con lectura visual, la mitad de los cuales se hallan concentrados en tres edificios pendientes de equipar. La edad media del parque es muy reciente, tan solo 2,38 años. La telemedida domiciliaria

en la zona está instalada en red fija, lo que significa que se envía a un puesto central la lectura horaria de cada uno de los contadores. La siguiente tabla muestra el desglose por calibre donde se observa que el 94% de los contadores son de calibre 15 mm. Este ratio es exactamente el mismo en el resto de la ciudad, por lo que el tipo de abonados de la zona es representativo.

Calibre	Total	Sin telelectura	Con telelectura
7	2	2	0
10	2	2	0
13	65	65	0
15	1554	160	1394
20	21	0	21
25	3	3	0
30	2	1	1
40	1	1	0
50	1	1	0
80	2	2	0
	1653	237	1416

Tabla 8-8. Distribución de contadores por calibre y sistema de medición

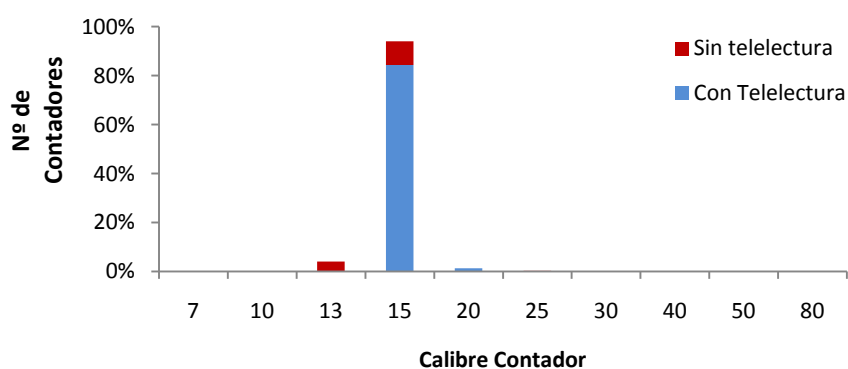


Fig. 8-6. Distribución de contadores por calibre y sistema de medición

Lógicamente en el estudio se tendrán en consideración solamente los abonados con contador dotado de telemedida (horaria) y se hará distinción entre aquellos abonados que son alimentados por bomba y los que no.

### En las acometidas

Además para la realización de las pruebas se instalaron 8 registradores de presión, autónomos, en las baterías de los contadores a fin de efectuar un seguimiento de la presión caad 10 minutos, tanto en la entrada del sector como en las acometidas, y poder considerar las pérdidas de carga entre ambos puntos.

A modo de conclusión en la siguiente tabla se resumen los parámetros más importantes del sector objeto del ensayo.

Zona de Ensayo	
<b>Red</b>	Longitud: 3,07 Km Diámetros: DN 100 mm, DN 150 mm y DN 200 mm Material: Fundición, polietileno y fibrocemento
<b>Inyección</b>	Alimentación única, Regulada con válvula reductora de presión Equipada con telemedida (Presión y caudal)
<b>Demanda</b>	1.414 abonados con telelectura horaria (98% con contador de calibre 15 mm) 45% abonados alimentados con bomba a partir de la cuarta planta Edificios entre 1 y 15 alturas, predominan los de 7 alturas

Tabla 8-9. Resumen principales características de la zona de ensayo

## 2. Ensayos realizados

Con el fin de evaluar la dependencia de la demanda con la presión se ha llevado a cabo un programa de modificación de la presión de entrada al sector, analizando su efecto sobre la demanda de los usuarios.

La presión habitual de alimentación del sector es 32 m.c.a. Lo ideal habría sido modificar la presión desde un valor mínimo, esto es desde 0 m.c.a. o 4 m.c.a., hasta los 50 m.c.a. por ejemplo, y así obtener la curva DDP completa. Ahora bien, esto es difícil de materializar en la práctica. Por un lado un valor de presión bajo provoca desabastecimiento de los usuarios, con las consecuencias que ello conlleva, incurriendo incluso la empresa gestora en incumplimiento de contrato del servicio (en este caso concreto, la empresa gestora debe mantener entre 25 m.c.a. y 50 m.c.a). Por otro lado, presiones elevadas pueden provocar roturas en la red. Por todo ello, los ensayos se han planificado en un rango de presiones razonable, desde 30 m.c.a. hasta 40 m.c.a., con dos escalones de descenso hasta 25 m.c.a. durante una franja horaria (entre las 12:00 y las 20:00 horas) en las cuales se vieron afectados los últimos pisos sin grupo de presión.

Con el rango de presiones establecido ha sido posible evaluar la dependencia de la demanda con la presión a presiones superiores a las de referencia, donde interviene la reacción de los usuarios (mediante el accionamiento de los grifos), lo cual es difícil de evaluar de otro modo. El objetivo por lo tanto, es obtener de forma experimental la curva DDP en el rango de presiones superiores a las de referencia, y ajustar por tanto el parámetro  $\beta$ . La curva DDP a presiones inferiores a las de referencia ya ha sido obtenida y ajustada simulando la instalación interior de las viviendas, ya que en ese rango de presiones la curva está gobernada por las propias leyes de la hidráulica y no es absolutamente necesario recurrir a ensayos.

Los ensayos han sido realizados durante tres meses, en el periodo comprendido entre el día 10 de marzo de 2015 y el 31 de mayo de 2015. La siguiente gráfica muestra el programa de presiones establecido en la válvula de alimentación al sector:

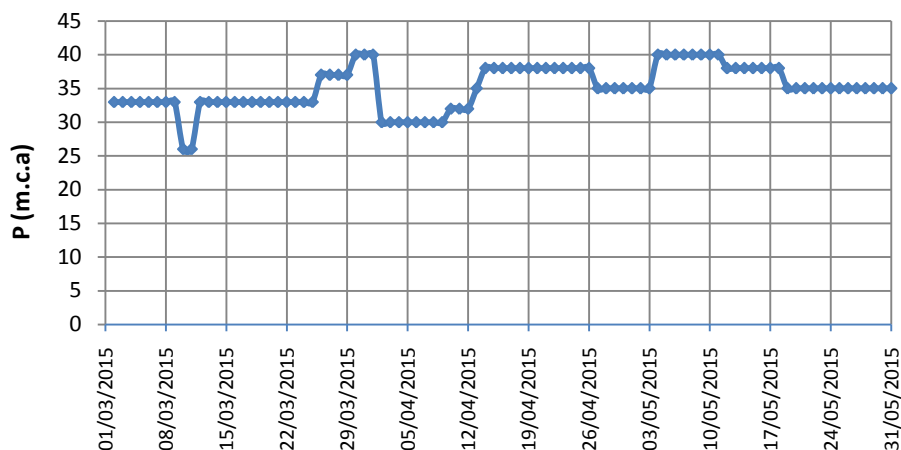


Fig. 8-7. Programa temporal de presiones en la zona de estudio

Como se observa en la gráfica, la presión habitual del sector y que había al inicio de los ensayos era de 32-33 m.c.a. En el programa se establecieron varios escalones de presión para alcanzar los valores de 35 - 38 y 40 m.c.a., con dos episodios puntuales de descenso a 25 m.c.a. Durante los periodos festivos existentes dentro del ensayo las presiones se retornaron a las habituales, ya que la variación de demanda de esos días quedaba afectada por otros factores ajenos al valor de la presión y por lo tanto no podían formar parte del estudio. La planificación de la presión de tarado fue la siguiente:

- Durante dos días consecutivos, 10 y 11 de marzo, y solo durante una franja horaria (de 12:00 a 20:00 horas) se impuso una consigna de 25 m.c.a. a la entrada del sector.
- Posteriormente, del 26 de marzo al 1 de abril, entre la festividad de Fallas y Semana Santa, se establecieron dos escalones de presión a 37 m.c.a. y 40 m.c.a.
- Durante la Semana Santa y Pascua la presión de tarado se retornó a la habitual.
- Tras la festividad de Pascua se establecieron de nuevo escalones de presión más prolongados a 38 m.c.a. y 40 m.c.a.

La siguiente gráfica muestra el registro de presión horaria aguas abajo de la válvula hidráulica. Las diferencias con respecto a la presión de consigna planificada son debidas a variaciones en la presión aguas arriba de la válvula hidráulica por debajo del valor de consigna.

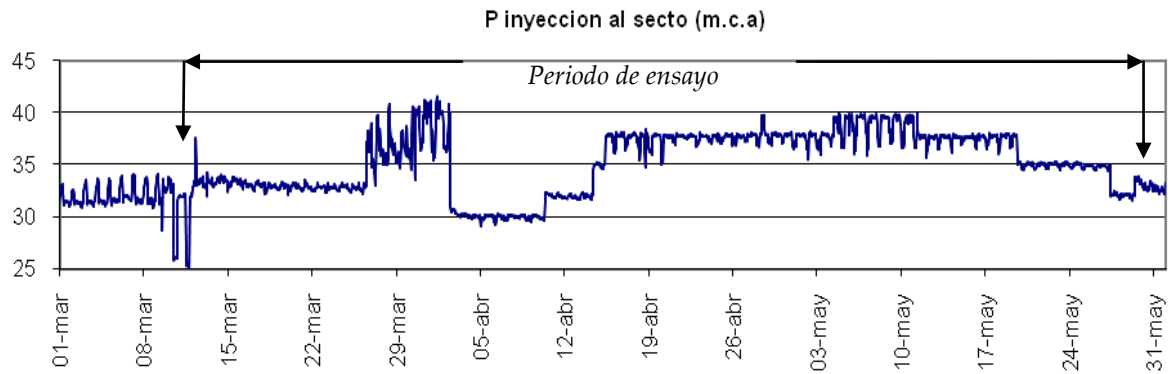


Fig. 8-8. Presión horaria registrada en la alimentación al sector, aguas abajo de la válvula reductora, durante el periodo de ensayo

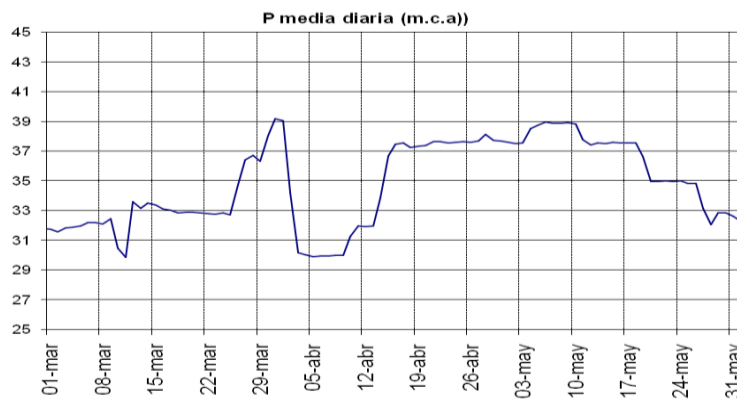


Fig. 8-9. Presión media diaria registrada en la alimentación al sector durante el periodo de ensayo

### 3. Resultados de las mediciones

Una vez concluido el programa de modificación de la presión a la entrada del sector se han podido estudiar los efectos sobre la demanda de los usuarios. Para ello se han analizado fundamentalmente las lecturas horarias transmitidas por los contadores domiciliarios equipados con teledatada.

En el sector hay un total de 1.653 abonados. De estos, 1.414 disponen de teledatada, para los cuales se ha podido reportar la lectura horaria con el fin de elaborar el presente informe. La existencia de grupo de presión influye por completo en la variación de la demanda con la presión de la red, por lo que es necesario tenerlo en consideración. Por ello, a la hora de analizar los resultados hay que tener en cuenta, por un lado, los abonados que se alimentan en directo y, por otro, aquellos que se alimentan mediante grupo de presión. Destacar, no obstante, que no se ha podido confirmar en todos los casos la presencia o no de grupo de presión, por lo que para el estudio, solo se tendrán en cuenta aquellos abonados con lectura horaria, en los que se ha podido confirmar la existencia de los mismos, esto es un total de **1.257 abonados**.



En realidad el consumo de los abonados es variable de unos días a otro, independientemente de la presión. Cuando se analiza el consumo de un grupo abonados, la variabilidad es mayor cuanto menor sea el tamaño de muestra tomada. Así por ejemplo en nuestra zona de estudio, si nos fijamos en el consumo medio diario de un solo abonado a lo largo de varios meses, la desviación típica es muy elevada y se obtienen coeficientes de variación del 50%. Si aumentamos el tamaño de la muestra a un edificio completo (40 abonados), la desviación típica disminuye y el coeficiente de variación desciende a valores de 14%, todavía un valor elevado. Si aumentamos el tamaño de la muestra analizada por ejemplo a todos los abonados que no tienen bomba (598) la desviación típica disminuye aún más obteniendo coeficientes de variación en torno a 6%, lo cual es un valor aceptable.

Por lo tanto, se considerará **como muestra de estudio**, por un lado los abonados que no tienen grupo y presentan registro de lectura horaria, 598, y por otro lado los abonados que tienen grupo de presión y disponen de registro horario de consumo, 659.

Muestra analizada	Tamaño
Abonados SIN grupo de presión	598
Abonados CON grupo de presión	659

Tabla 8-10. Muestras de estudio

Como primer paso, se ha analizado el patrón de demanda de ambos tipos de abonados a través de la demanda media diaria y demanda media horaria. Si consideramos los datos de los primeros tres meses del año, antes de iniciar el programa de modificación de la presión, se observa un comportamiento promedio similar, tanto en los abonados con bomba como sin bomba, lo cual parece lógico al tratarse del mismo tipo de abonado (residencial). Sin embargo si ampliamos el periodo de análisis e incluimos el periodo en el que se modificó la presión (incrementándola básicamente) se observa una diferencia de comportamiento entre ellos. Mientras los abonados con bomba mantienen la misma pauta de demanda que llevaban los primeros meses del año, los abonados alimentados en directo sin bomba aumentan su demanda.

TIPO DE DÍA	Núm. Días	Med. Diaria (l/h/ab)	Desv. (l/h/ab)	C.V.
Todos los días	61	9	0,57	6%
Laborables	43	8,8	0,45	5%
Sábados	9	9,6	0,46	5%
Domingos	9	9,5	0,65	7%

Tabla 8-11. Análisis de la demanda media diaria de los abonados SIN grupo de presión, antes de iniciar el programa de modificación de presión (desde 1/01/2015 hasta 9/03/2015)

TIPO DE DÍA	Núm. Días	Med Diaria (l/h/ab)	Desv. (l/h/ab)	C.V.
Todos los días	152	9,2	0,59	6%
Laborables	108	9,1	0,51	6%
Sábados	22	9,5	0,61	6%
Domingos	22	9,5	0,68	7%

Tabla 8-12. Análisis de la demanda media de los abonados SIN grupo de presión considerando el periodo de modificación de la presión (desde 1/01/2015 hasta 31/05/2015)

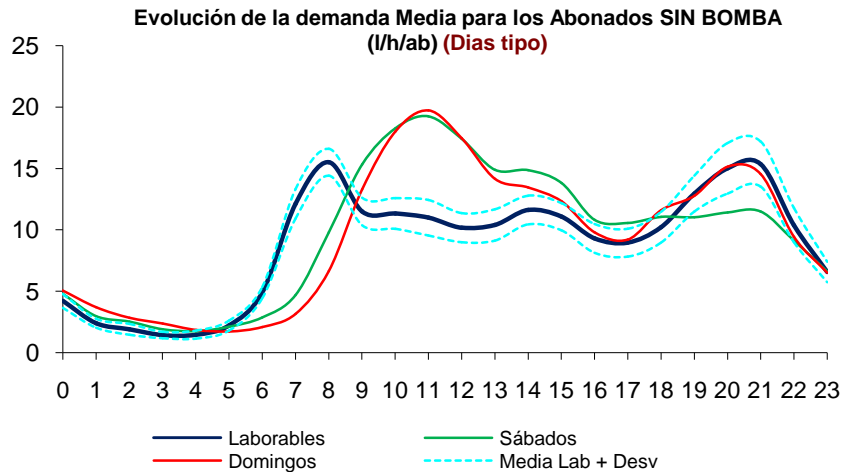


Fig. 8-10. Evolución de la demanda media horaria para los abonados sin bomba, antes de iniciar el programa de modificación de presión (desde 1/01/2015 hasta 9/03/2015)

TIPO DE DÍA	Núm. Días	Med Diaria (l/h/ab)	Desv. (l/h/ab)	C.V.
Todos los días	61	9	0,47	6%
Laborables	43	8,8	0,3	3%
Sábados	9	9,4	0,59	3%
Domingos	9	9,6	0,61	7%

Tabla 8-13. Análisis de la demanda media diaria de los abonados CON grupo de presión, antes de iniciar el programa de modificación de presión (desde 1/01/2015 hasta 9/03/2015)

TIPO DE DÍA	Núm. Días	Med Diaria (l/h/ab)	Desv. (l/h/ab)	C.V.
Todos los días	152	8,8	0,47	5%
Laborables	108	8,7	0,3	3%
Sábados	22	9	0,59	7%
Domingos	22	9,3	0,61	7%

Tabla 8-14. Análisis de la demanda media diaria de los abonados CON grupo de presión, incluyendo el periodo de modificación de presión (desde 1/01/2015 hasta 31/05/2015)

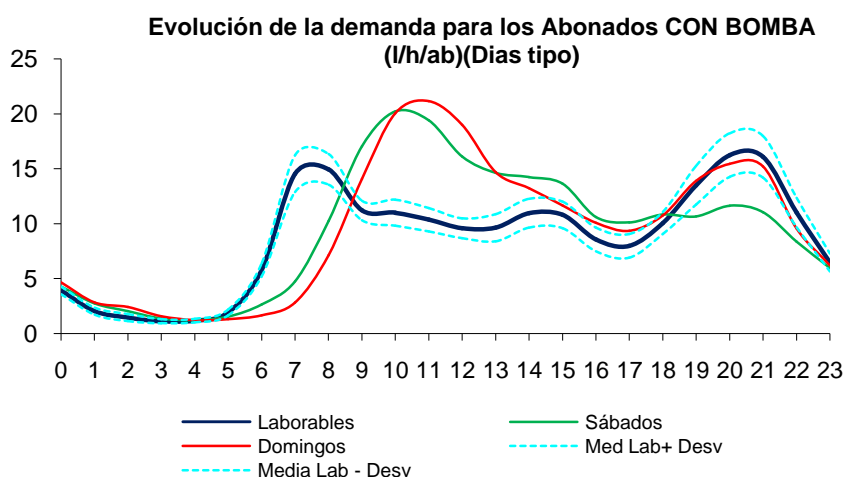


Fig. 8-11. Evolución de la demanda media horaria para los abonados con bomba, antes de iniciar el programa de modificación de presión (desde 1/01/2015 hasta 9/03/2015)

Si analizamos la serie temporal y se correlaciona el valor de la presión a la entrada del sector con la demanda media de los abonados, se podrá observar la relación entre ambas variables. A partir del inicio del programa de ensayo, 10/03/2015, la presión media diaria se fue incrementando paulatinamente cada mes hasta finalizar el programa, finales de mayo. Como consecuencia, se observa un incremento de consumo tanto en la demanda media mensual como en la semanal de los abonados sin grupo de presión, no observándose el mismo resultado en la demanda los abonados alimentados con bomba y que por lo tanto están independizados de la presión de la red, siendo insensibles a variaciones en la misma, salvo un descenso elevado que imposibilitara el arranque del grupo. A esta presión no se ha llegado en esta experiencia.

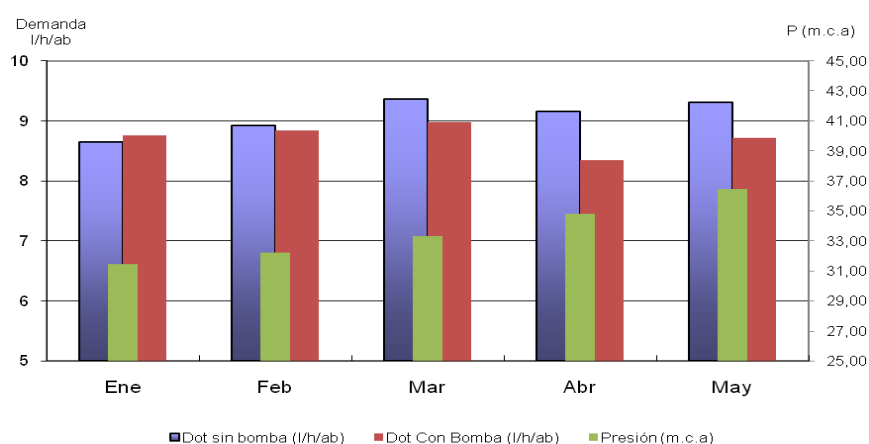


Fig. 8-12. Evolución temporal demanda medio mensual por abonado y presión media mensual a la entrada del sector

En efecto, en la figura anterior se observa cómo en enero y febrero mientras la presión de red era la habitual, 31-32 m.c.a., el consumo medio mensual de los abonados con grupo y sin grupo era muy similar. A partir de marzo, cuando la presión media mensual se incrementa, pasando a ser 33 m.c.a. en marzo, 35 m.c.a.

en abril y 37 m.c.a. en mayo, es donde el comportamiento entre ambos grupos de abonados es diferente, los abonados sin grupo incrementan su demanda media mensual y los abonados alimentados con bomba la mantienen estable, e incluso desciende en abril, como es propio en periodo del periodo de Semana Santa.

Si analizamos la dotación media semanal frente a la presión de entrada al sector, se observa cómo la dotación de los abonados alimentados en directo desde la red sigue el mismo comportamiento que la presión media semanal.

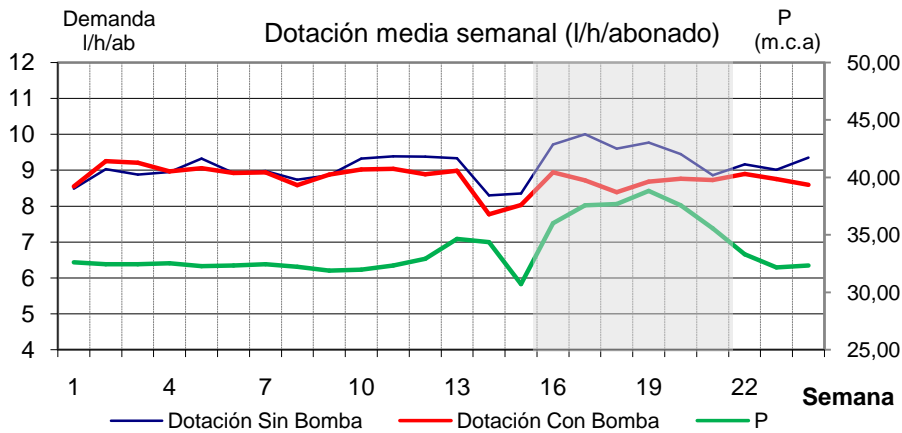
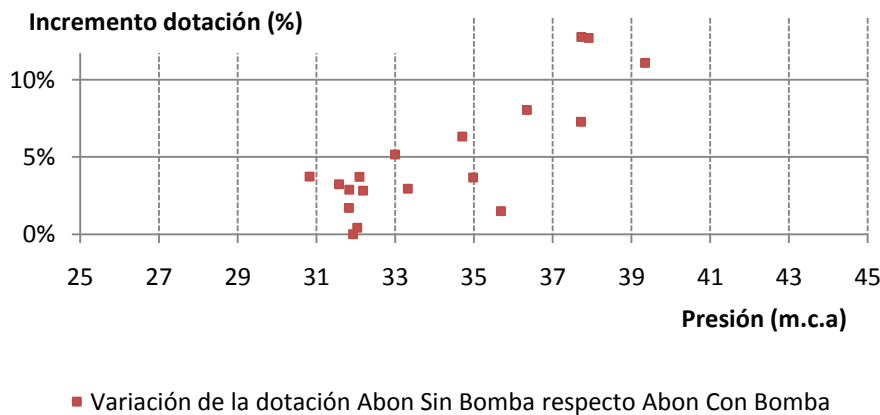


Fig. 8-13. Evolución temporal demanda media semanal por abonado y presión media semanal a la entrada del sector

Si comparamos la dotación de ambos tipos de abonados (sin bomba y con bomba) se observa cómo partiendo de una presión de 32 m.c.a.:

- cuando **la presión media diaria se eleva a 37 m.c.a., la dotación de los abonados sin bomba se eleva un 7%** respecto a los abonados con bomba,
- cuando **la presión media diaria se eleva a 38,39 m.c.a., la dotación de los abonados sin bomba se eleva un 11%** respecto a los abonados con bomba.



■ Variación de la dotación Abon Sin Bomba respecto Abon Con Bomba

Fig. 8-14. Variación porcentual de la dotación de los abonados sin bomba respecto a los abonados con bomba en función de la presión media diaria

Si analizamos los resultados diariamente aún se observa mejor el efecto de la presión sobre la demanda de los abonados:

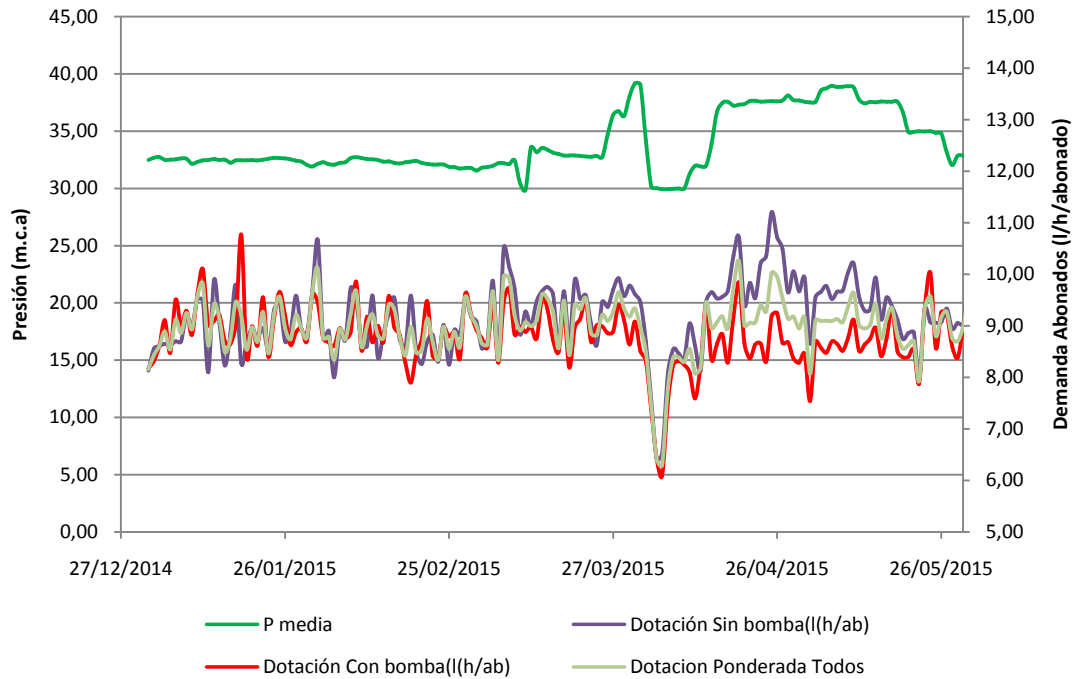


Fig. 8-15. Evolución temporal de la demanda media diaria y presión media diaria a la entrada del sector.

En la figura anterior se observa en color verde la evolución de la presión, en color azul la evolución de la demanda media diaria, expresada en litros hora por abonado, de los abonados conectados en directo, en color rojo la evolución de la demanda media diaria de los abonados con bomba y en color gris la evolución de la demanda media del conjunto de abonados, obtenida como una media ponderada de las anteriores.

Se observa cómo desde que comienza el año hasta el inicio del programa de modificación de la presión, la demanda media de los abonados sin bomba y con bomba es prácticamente la misma. Cuando comienza a modificarse la presión, en el primer ascenso de presión en marzo, la demanda medida de los dos tipos de abonados empieza a ser diferente, y las dos curvas se separan, aumentando la demanda de los abonados sin bomba.

Posteriormente, coincidiendo con la Semana Santa, del 1 al 7 de Abril, las dos demandas descienden bastante y se equiparan. Este descenso es debido al periodo vacacional y no al programa de modificación de la presión, que precisamente por ello se detuvo en este tiempo. Transcurrido la Semana Santa se retoma el programa con un nuevo ascenso de la presión y se observa de nuevo que la demanda de los dos grupos de abonados es diferente, manteniéndose

constante la demanda de los abonados con grupo de presión y aumentando la demanda de los abonados que no tienen bomba. Cuando la presión desciende de nuevo a los valores originales la demanda de los abonados sin bomba desciende y se vuelve a equiparar a la del resto de abonados con bomba. **La experiencia demuestra**, por tanto, un **claro efecto de la presión sobre la demanda de los usuarios conectados en directo a la red**, experimentando la demanda un ligero incremento con la presión, por encima de la presión de referencia, tal como refleja las funciones DDP propuestas.

En el programa experimental hubo únicamente dos días (10/03 y 11/03) en los que se provocó un descenso de presión por debajo de la presión de referencia. En concreto se fijó una presión de 25 m.c.a. durante dos días consecutivos entre las 12:00 horas y las 20:00 horas. Este valor de presión por debajo de la de referencia, motivó avisos de los usuarios de los pisos elevados, quintos y sextos sin bomba, por falta de servicio de agua.

En las siguientes gráficas se compara la demanda horaria de los usuarios sin bomba durante esos días, en relación a un día tipo, y donde se comprueba que efectivamente hubo un déficit de demanda.

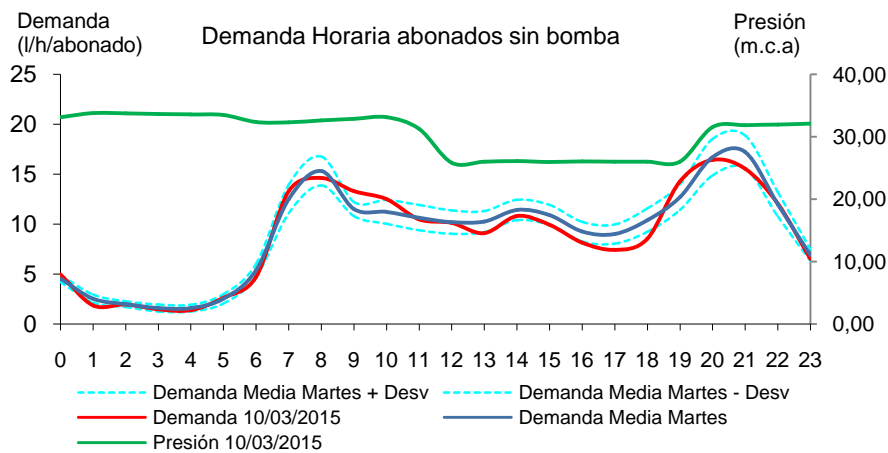


Fig. 8-16. Evolución demanda horaria abonados sin bomba durante episodio de descenso de la presión por debajo del valor de referencia

En la figura se observa cómo el martes día 10/03/2015, hasta el momento en el que desciende la presión, la demanda de los usuarios sin bomba venía siendo más elevada que la demanda media de los martes. A partir de las 12:00 horas, la presión desciende a 25 m.c.a. y la tendencia de la demanda cambia, reduciéndose por debajo de la media de los martes.

En el momento en que la presión comienza a recuperarse, 20:00 h la demanda vuelve a ser superior a la de la demanda media de los martes. Este efecto, sin embargo, no se observa en los abonados con bomba.

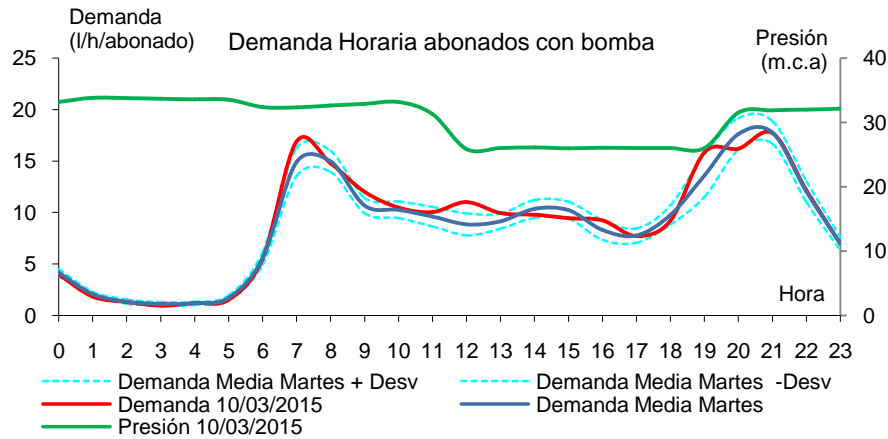


Fig. 8-17. Evolución demanda horaria abonados con bomba durante episodio de descenso de la presión por debajo del valor de referencia

#### 4. Ajuste de los parámetros $\alpha$ y $\beta$ de la función DDP

Comprobado experimentalmente el efecto de la presión en la demanda de los usuarios, falta realizar el ajuste del valor  $\beta$  de la función DDP3. Para ello se debe representar la presión en la acometida frente a la demanda de los usuarios. Hasta el momento hemos hablado de la presión de alimentación a la red, impuesta por la válvula hidráulica. Ahora bien dentro de programa experimental se instalaron seis registradores de presión dispersos en la red para monitorizar la presión de varias acometidas y comprobar qué diferencias existen respecto a la presión de entrada.

Del registro de dichas presiones se observa cómo la diferencia entre la presión de entrada y la presión en las acometidas, se mantenía constante a lo largo del día, lo cual es fruto de la de la diferencia de cota existente y no de la pérdida de carga. En efecto, se aprecian diferencias en torno a 3-4 m.c.a., que es aproximadamente la diferencia entre la cota a la que se ubica la presión de entrada al sector (1,5 metros por debajo del nivel del terreno) y la cota de las baterías de contadores donde se instalaron los registradores (2 metros sobre el nivel del terreno). Dada la poca diferencia entre ambas presiones, tomaremos la presión a la entrada al sector como presión representativa de la red. Por tanto correlacionaremos la demanda de los usuarios frente a la presión de entrada al sector con el fin de ajustar y obtener el parámetro  $\beta$ .

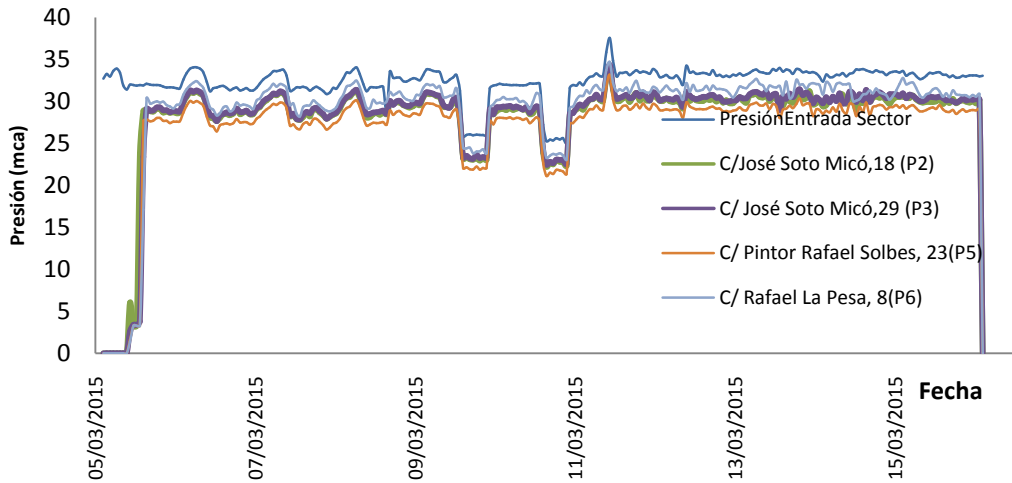


Fig. 8-18. Evolución de la presión a la entrada del sector y en varias acometidas

En la zona de estudio, al igual que en cualquier otra zona de la red de Valencia, existen edificios sin bomba, donde todos los usuarios se alimentan en directo desde la presión de red, y edificios con bomba, donde parte de los usuarios se alimentan en directo y parte con bomba. El ajuste del parámetro  $\beta$  lo haremos para estas dos tipologías de vivienda, lo que hemos llamado edificios sin bomba y edificios con bomba. Para el primer caso tendremos en cuenta las medidas de todos los abonados sin bomba del sector, y para el segundo la totalidad de los abonados de estudios, obtenidos a partir de una media ponderada de los abonados sin grupo y abonados con grupo. En las siguientes gráficas se recogen los datos obtenidos experimentalmente en el sector.

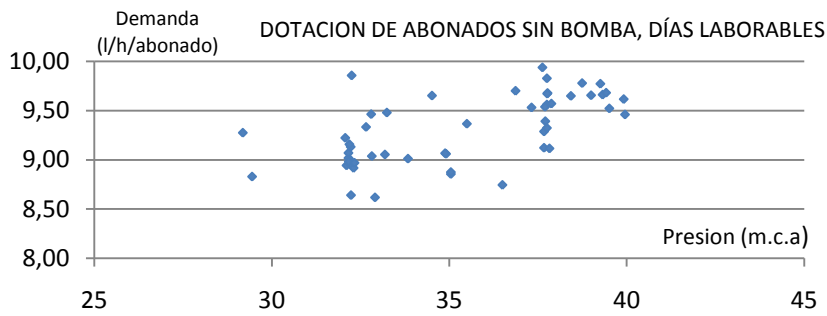


Fig. 8-19. Demanda de los abonados sin bomba frente a la presión de entrada al sector

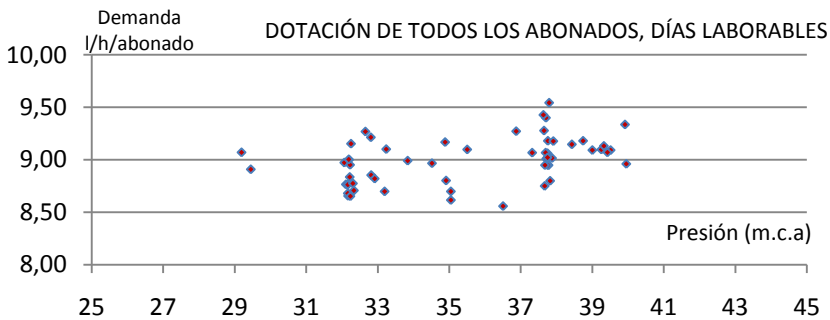


Fig. 8-20. Demanda de todos los abonados frente a la presión de entrada al sector



**Ajuste de parámetro  $\beta$  para los abonados sin bomba (edificios sin bomba)**

Para el ajuste del parámetro se ha representado en variables reducidas la dotación de demanda media por abonado sin bomba frente a la presión de entrada al sector.

Para adimensionalizar las variables, se ha tomado como **presión de referencia el valor de 28 m.c.a.**, ya que experimentalmente se comprobó que esta fue la presión mínima de red donde no se recibieron reclamaciones de los usuarios, y por lo tanto la necesaria para satisfacer la demanda. Como demanda de referencia se ha considerado la demanda del día en que se redujo la presión a 25 m.c.a. (8,80 l/h/abonado). Además para el ajuste solo se han considerado los días laborables a fin de homogenizar la muestra y eliminar la dispersión que introducen los días festivos en la demanda.

En la siguiente figura cada punto de color azul, representa los datos reales obtenidos. Esto es, la demanda real de los usuarios frente a la presión de entrada, ambos en variables reducidas. En color rojo se representa el mejor ajuste de la función DDP3.

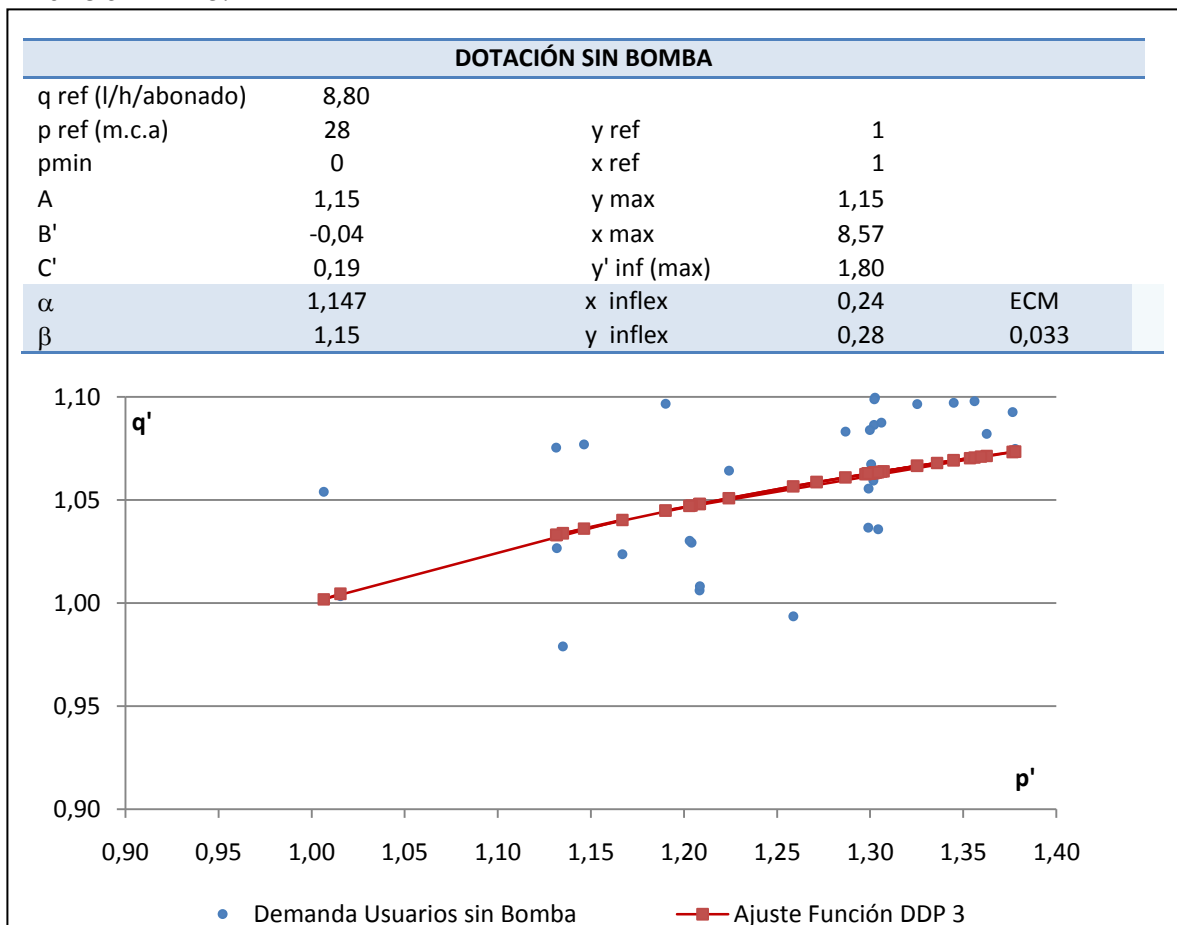


Fig. 8-21. Ajuste de la función DDP3 para los abonados sin bomba del caso de estudio (Valencia)

El parámetro  $\beta$  está directamente relacionada con el incremento de demanda por encima de la presión de referencia. Se observa cómo, **a una presión de 1,35 veces el valor de la presión de referencia la demanda es aproximadamente 1,07 veces la demanda de referencia.**

El mejor ajuste de los datos se obtiene con un valor de  $\beta$  **igual a 1,15 y de  $\alpha$  igual a 1,147**, propio de los edificios de cuatro o más alturas, que son los que predominan en la zona con un 50% de demanda variable y un 50% de demanda fija (tablas 7-3 y 7-4). Este porcentaje es el que experimentalmente se ha obtenido en otros estudios que analizaron la demanda de agua por usos en una vivienda tipo (Francisco Cubillo et al., 2008).

**El valor de  $\beta$ , recordemos, representa el máximo consumo que podría alcanzarse respecto al caudal de referencia. Conforme a la curva DDP3 se obtendría para una presión aproximada del doble de la de referencia.**

#### **Ajuste del parámetro $\beta$ para el conjunto de todos los abonados (edificios con y sin bomba)**

Para el ajuste del parámetro  $\beta$  se ha representado en variables reducidas la dotación de la demanda media ponderada de todos los abonados de estudio del sector, frente a la presión de entrada al mismo.

Como en el caso anterior, para adimensionalizar las variables, se ha tomado como presión de referencia el valor de 28 m.c.a., ya que experimentalmente se comprobó que esta fue la presión mínima de red donde no se recibieron reclamaciones de los usuarios, por lo tanto la necesaria para satisfacer la demanda.

Asimismo, como demanda de referencia se ha considerado la demanda del día en que se redujo la presión a 25 m.c.a. (8,90 l/h/abonado). Además para el ajuste solo se han considerado los días laborables a fin de homogenizar la muestra y eliminar la dispersión que introducen los días festivos en la demanda.

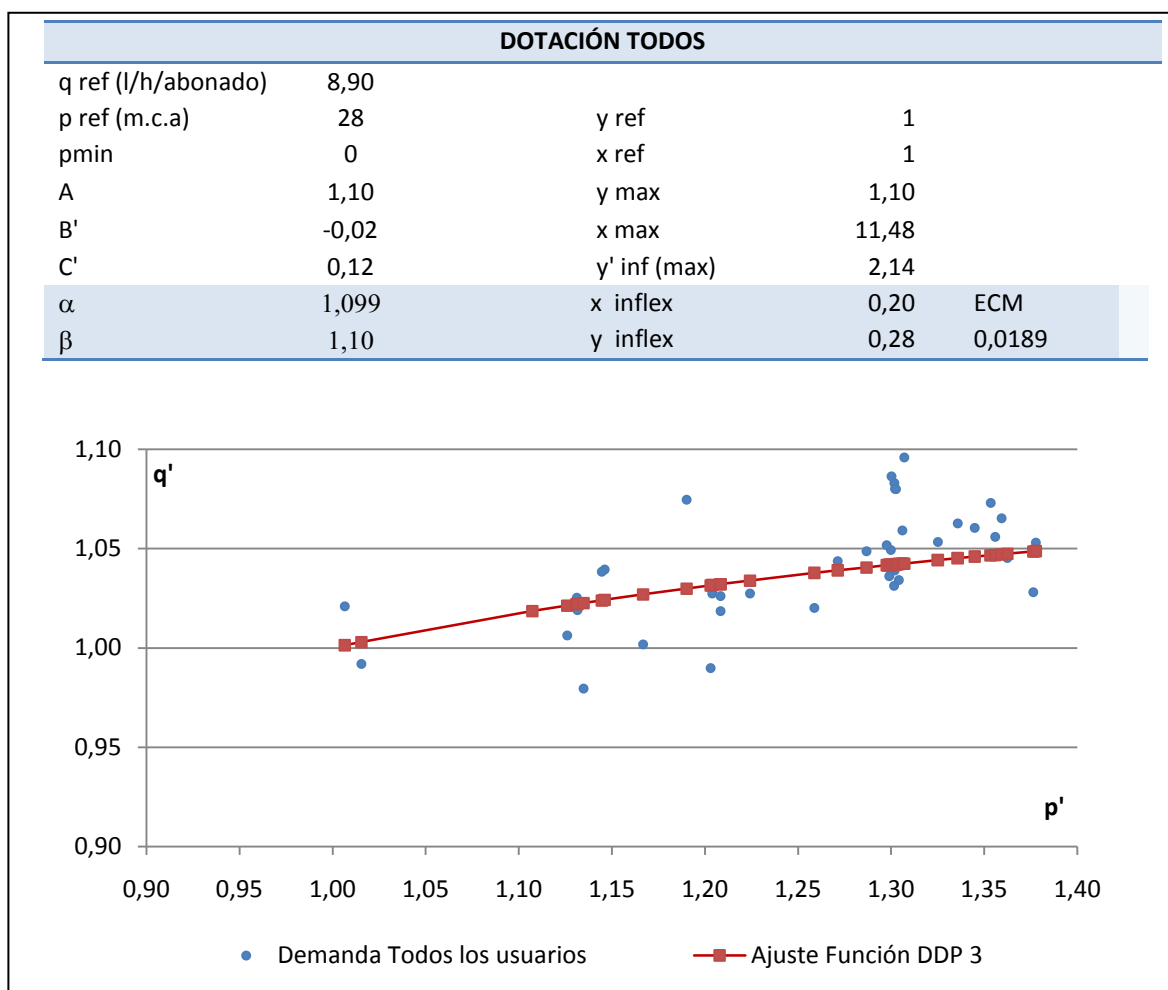


Fig. 8-22. Ajuste de la función DDP3 para el conjunto de todos los abonados del caso de estudio (Valencia)

En este caso el valor de  $\beta$  es algo inferior, ya que se cuando se analiza el conjunto global de abonados, a una presión de **1,35 veces el valor de la presión de referencia, la demanda es aproximadamente 1,05 veces la demanda de referencia**. El mejor ajuste de los datos se obtiene con un valor de  $\beta$  **igual a 1,1** y de  $\alpha$  **igual a 1,099**, propio de los edificios de cuatro o más alturas (tabla 7-5), con bomba a partir del cuarto piso, que son los que predominan en la zona, con un 50% de demanda variable y un 50% de demanda fija.

En resumen: El ajuste obtenido para el conjunto total de usuarios (45% con bomba) y para los usuarios sin bomba es el siguiente:

Usuarios	$\beta$	$\alpha$
Sin Grupo	1,15	1,147
Todos (45% con Bomba)	1,1	1,099

Tabla 8-15. Parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  para la zona de estudio en Valencia

Estos parámetros pueden ser utilizados para introducir la curva DDP en los nudos del modelo de la ciudad que alimenten a grandes zonas según los edificios dispongan o no de grupo de presión.

Estos ensayos en realidad, han sido muy útiles para obtener fundamentalmente el valor experimental del parámetro  $\beta$  de la función DDP3, que afecta directamente al incremento de demanda con la presión en condiciones de suficiencia de presión.

En caso de disponer de un modelo de detalle de la red, donde cada nudo alimenta directamente a un edificio, los valores obtenidos para el conjunto global de la zona de estudio son de aplicación directa a edificios de más de 4 alturas alimentados con bomba. Los valores obtenidos para el conjunto sin grupo, serán de aplicación directa a edificios de más de 4 alturas alimentados en directo, ya que es la tipología de edificio predominante en la zona de estudio. Haciendo uso de la parametrización que se ha efectuado para diferentes tipologías de viviendas en un capítulo anterior se obtiene el siguiente resultado para el caso de estudio de Valencia.

Número de Alturas	$\beta$	$\alpha$
0-2	1,15	1,149
3	1,15	1,149
Más de 4	1,150	1,147
Con grupo a partir de 4ª planta	1,100	1,099

Tabla 8-16. Parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  para la distinta tipología de edificios en la ciudad de Valencia

Parte II

**Modelo integrado de fugas y  
demandas dependientes de la presión**



La parte II de la tesis está dedicada a la formulación de un modelo integrado que considere la dependencia de las fugas y las demandas con la presión. Para dicha formulación es necesario disponer de funciones que caractericen tanto la dependencia de la demanda como las fugas con la presión. Para las demandas se ha concluido en la parte I una función DDP, sin embargo, en dicha parte no se han tratado las fugas.

Por ello esta segunda parte del trabajo comienza con una revisión de las propuestas realizadas para contemplar la variación de las fugas con la presión y se ajustará la ley de variación de las mismas con la presión para el caso de estudio del sector de Valencia. Finalmente se formulará un modelo que considere fugas y demandas dependientes de la presión, a partir de la información fácilmente disponible en un abastecimiento.





## Capítulo 9

# Modelo de variación del caudal de fugas con la presión

### 1. Definición de caudal de pérdidas o fugas

Las empresas suministradoras de agua son conscientes de que existe un déficit entre el agua total producida en un periodo de tiempo y el agua registrada o medida en el mismo periodo en los contadores de agua de los consumidores o abonados. La diferencia entre el volumen de agua producido y el volumen de agua medido en un periodo de tiempo determinado es el *agua no contabilizada*. Una parte de este agua no contabilizada es consumida realmente por los usuarios, lo que ocurre es que no es medida, por falta de contador o por error de medición, y otra parte de dicha agua no contabilizada es perdida a través de defectos o fallos en las tuberías; es a lo que nos referimos como fugas. Por lo tanto, las fugas son una fracción del agua no contabilizada en una red.

Hace más de una década (1999/2000) el grupo de Trabajo de Pérdidas de Agua (Water Loss Task Force) de la Asociación Internacional del Agua (IWA) propuso una metodología estándar e internacional para realizar los balances de agua en la red, definiendo todos los términos que intervienen en el mismo (Hirner and Lambert, 2000; Alegre et al, 2000), tal como se muestra en la figura 9.1

<b>Volumen de Agua Inyectado</b>	Consumo autorizado	Consumo autorizado y facturado	<b>Consumo facturado medido</b>	Agua facturada
			Consumo facturado no medido	
		Consumo autorizado no facturado	<b>Consumo no facturado medido</b>	Agua no facturada
			Consumo no facturado no medido	
	Pérdidas de agua	Pérdidas aparentes	Consumo no autorizado (fraudes)	
			Error de medición	
		Pérdidas reales (Fugas)	Fugas en Tuberías	
			Fugas en acometidas	
Fugas por rebose en depósitos				

Fig. 9-1. Balance de agua propuesto por IWA

Las ventajas de utilizar una terminología internacional son enormes, al poder realizar comparaciones directas. Por ello ha sido reconocido y aplicado internacionalmente por organismos de regulación, compañías gestoras o consultoras.

Las pérdidas de agua reales en la red (fugas) pueden ser calculadas mediante el método de caudales mínimos nocturnos o descomponiendo el agua suministrada en todos sus términos a partir del balance anual de agua propuesto por la IWA.

Por otra parte, las pérdidas de agua reales en una red (Current Annual Real Losses, CARL) no pueden ser eliminadas por completo, ya que hay un umbral mínimo inevitable (Unavoidable Annual Real Losses). La IWA ha propuesto un fórmula para calcular las pérdidas de agua inevitables (Lambert et al, 1999).

$$UARL \text{ (l / acometida/ día)} = (18 \cdot L_m / N_c + 0,7 + 0,025 L_p) P$$

donde

- $L_m$  es la longitud de red en Km
- $N_c$  es el número de acometidas
- $L_p$  es la longitud de las acometidas entre la calle y el contador domiciliario (en m.)
- $P$  es la presión de red (m.c.a)

El valor de UARL se utiliza para calcular el índice de fugas estructural ILL, ampliamente utilizado (Infrastructure Leakage Index). Este índice se define como el ratio entre las pérdidas reales (CARL) y las inevitables (UARL). Es adimensional y de gran utilidad, al poder ser utilizado para comparar el estado

de diferentes redes y conocer al mismo tiempo el margen de mejora disponible para reducir las pérdidas de agua por fugas.

Las fugas de agua se pueden clasificar en:

- fugas latentes (Background leakage): son fugas no detectables por los sistemas acústicos. Se dan en juntas y uniones,
- fugas detectables pero no visibles (un-reported leakage): son fugas detectables por los métodos acústicos tradicionales pero no salen a la superficie exterior. Más del 70% de las fugas en redes no se manifiestan a la superficie,
- fugas visibles (reported leakage) son fugas visibles desde el exterior porque han aflorado a la superficie.

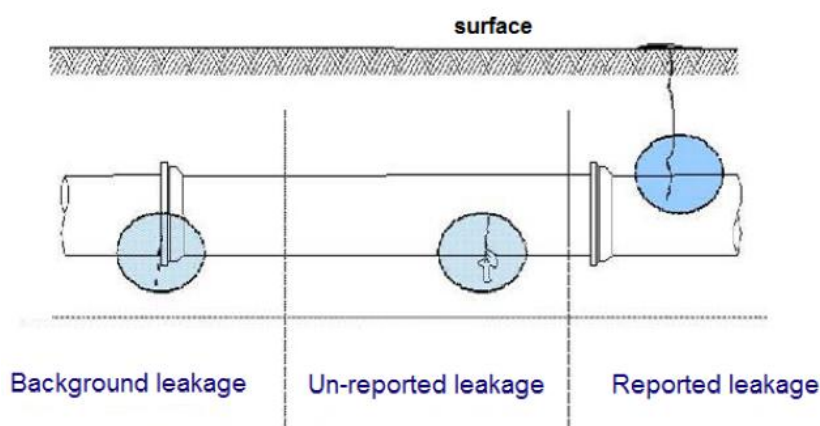


Fig. 9-2. Tipos de fugas (Fuente: Tardelli Filho, 2006)



Fig. 9-3. Imágenes de fugas visibles

## 2. Influencia de la presión en el caudal de fugas

La influencia de la presión en el caudal de fugas es ya conocida desde hace tiempo. Hace más de 30 años que Japón y Reino Unido, concedores de esta dependencia, vienen aplicando una ley potencial mediante la cual el caudal de fugas varía con la presión elevada a un exponente que suele adoptarse de 1,15.

En la actualidad, The International Water Association (IWA) y The American Water Works Association (AWWA) recomienda la gestión de la presión como uno de los principales métodos para reducir las pérdidas de agua en una red, y hoy en día constituye una práctica llevada a cabo por la mayoría de las compañías gestoras de abastecimientos de agua.

En concreto son cuatro las recomendaciones que la IWA realiza para reducir las pérdidas de agua reales en la red (Lambert, 2001):

- Gestión de presiones
- Búsqueda activa de fugas
- Rapidez en las reparaciones de red
- Gestión de infraestructuras: plan de selección de materiales y de renovación de la red

Destacar que la gestión de la presión influye tanto en el valor de pérdidas reales en la red como en el valor de las pérdidas inevitables.

Atendiendo al principio de conservación de la energía, la velocidad del agua a través de un orificio varía con la raíz cuadrada de la presión

$$v = C_d \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot P} \quad \text{Ec 9-1}$$

Donde

- $v$  es la velocidad de salida de agua por el orificio
- $C_d$  es el coeficiente de descarga a través del orificio
- $P$  la presión aguas arriba del orificio

Para obtener el caudal de salida a través de dicho orificio, bastaría con multiplicar la velocidad de salida del agua por la sección del mismo:

$$q = A \cdot C_d \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot P} \quad \text{Ec 9.2}$$

Donde

- $A$  es la sección del orificio
- $q$  es el caudal de agua saliente

De acuerdo a esta ley se podría pensar que el caudal de fugas varía con la raíz cuadrada de la presión, sin embargo, esto no es así ya que por una parte, el coeficiente de descarga  $C_d$  varía con el número de Reynolds, según que el flujo sea laminar o turbulento (Lambert, 2001) y por otra, la sección del orificio  $A$  varía con la presión (May, 1994).

El siguiente diagrama muestra cómo varía con el número de Reynolds el coeficiente de descarga de agua a través de un orificio de 1,1 mm de diámetro practicado en una tubería de cobre.

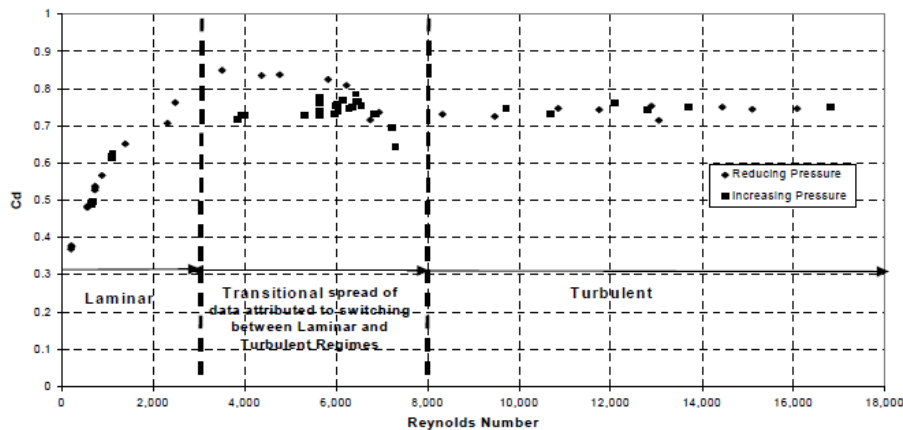


Fig. 9-4. Coeficiente de descarga de un orificio de 1mm de diámetro frente al Número de Reynolds  
Fuente: Lambert, 2001

En este diagrama que presentan Thorton y Lambert (fuente de datos John May) se observa cómo:

- para número de Reynolds bajos, régimen laminar, el coeficiente de descarga aumenta rápidamente con el número de Reynolds. Esto implica que las fugas pequeñas son muy sensibles a la presión, variando con un exponente superior al valor de 0,5 e incluso superior a 1.
- para número de Reynolds elevados, flujo turbulento, el coeficiente de descarga apenas varía con número de Reynolds, lo que implica que cuanto mayor es la fuga más insensible a la variación de presión es. Esto explica que en un abastecimiento con un elevado número de fugas, el caudal de fugas global sea poco sensible a las variaciones de presión (acercándose el exponente al valor de 0,5) mientras que en un abastecimiento con un bajo nivel de fugas, el caudal de fugas global es mucho más sensible a las variaciones de presión (con exponentes superiores a 0,5).

Por otra parte, no solo influye en el caudal de fugas el coeficiente de descarga, sino también la sección del orificio, la cual de acuerdo a la teoría de FAVD, Fixed and Variable Discharge (May, 1994) depende asimismo de la presión. En efecto, según esta teoría, la presión influye en el tamaño del orificio:

- si el orificio se abre en una sola dirección longitudinal (juntas, por ejemplo) la sección varía linealmente con la presión. Si la velocidad de salida del agua varía con la raíz cuadrada de la presión, el caudal de fuga sería proporcional a la presión  $P^{1,5}$ ,
- si el orificio se abre en dos dimensiones, longitudinal y radial (grietas en tuberías), la sección varía linealmente con la presión al cuadrado,  $P^2$ . Si la velocidad de salida del agua varía con la raíz cuadrada de la presión,  $P^{0,5}$ , el caudal de fuga sería proporcional a la presión  $P^{2,5}$ .

Finalmente, todo esto hace que el caudal de fugas  $q_f$  varíe con la presión  $P$  elevada a un exponente  $N$  comprendido entre 0,5 y 2,5 de acuerdo a la siguiente ley potencial.

$$q_f = K_f P^{N_1} \quad \text{Ec 9.3}$$

Así cuando la presión se reduce desde un valor  $P_1$  a un valor  $P_2$  el caudal de fugas se reduce desde un valor de  $q_{f1}$  a un valor  $q_{f2}$  de acuerdo con la ley.

$$\frac{q_{f1}}{q_{f2}} = \left(\frac{P_1}{P_2}\right)^{N_1} \quad \text{Ec 9.4}$$

Esta ley es la recomendada por el grupo de trabajo de pérdidas de la IWA (Thorton, 2003). En cuanto al exponente  $N_1$  son varias las experiencias que se han llevado a cabo para determinarlo tanto en laboratorio, ensayando distintas tuberías con fugas creadas artificialmente, como en redes de abastecimiento en servicio.

Según Lambert, 2001, varias ensayos realizados en laboratorio, han concluido un exponente de 0,5 para tuberías metálicas y agujeros circulares y un exponente próximo a 1,5 para tuberías plásticas y fisuras longitudinales (Hiki, 1981; Ashcroft y Taylor, 1983). Más recientemente, desde el año 2005, en la Universidad de Johannesburgo han continuado las investigaciones en laboratorio, hasta llegar a una fórmula para obtener el exponente  $N_1$ .



Fig. 9-5. Picaje en tubería



Fig. 9-6. Fisura en tubería

Por otra parte, son varias las experiencias en red que se han realizado hasta la fecha, modificando la presión y analizando el caudal nocturno, bien sea cerrando el servicio a los consumidores por la noche (Goodwin, 1980; Ogura, 1979; Takiwaza, 1997; Yeung, 1999) o bien reparando previamente todas las fugas detectables. Según estas experiencias y otras muchas realizadas en numerosos países, se ha podido concluir que el exponente  $N_1$  varía usualmente entre 0,5 y 1,5 y ocasionalmente puede llegar a 2,5 (Thorton y Lambert 2005).

País	Sectores experimentados	Valor medio de exponente $N_1$	Rango del valores del exponente $N_1$
Reino Unido (1980)	17	1,13	0,70 - 1,63
Japón (1979)	20	1,15	0,65 - 2,12
Brasil (1998)	13	1,15	0,52 - 2,79
Reino Unido (2003)	75	1,01	0,36 - 2,95
Chipre (2005)	15	1,47	0,64 - 2,83
Malasia	17	0,92	0,49 - 1,50

Fig. 9-7. Valores de exponente  $N_1$  obtenidos experimentalmente. (Fuente [www.leaksuite.com](http://www.leaksuite.com))

Partiendo de numerosos datos de campo en el año 2005 el Grupo de Trabajo en Pérdidas de Agua de la IWA, a través de su Comité de Gestión de Presiones (Thorton y Lambert, 2005) propuso una formulación para obtener el exponente  $N_1$  considerando el índice de fugas estructurales, ILI, y el porcentaje de fugas detectables que ocurren en tuberías rígidas,  $p$ . El valor de  $p=100\%$  se correspondería con la totalidad de tuberías metálicas y  $p=0\%$  la totalidad de tuberías plásticas.

$$N_1 = 1,5 - \left(1 - \frac{0,65}{ILI}\right) \cdot p \quad Ec 9.5$$

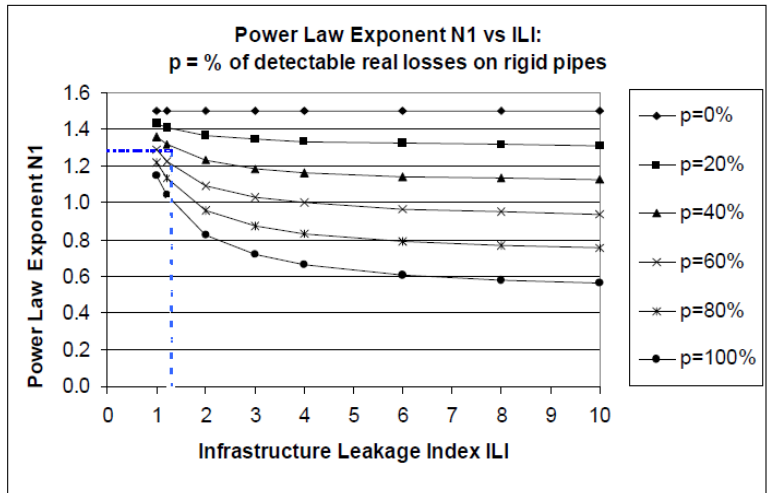


Fig. 9-8. Valor de  $N_1$  en función del índice ILI y el porcentaje de fugas detectables en tuberías rígidas. (Fuente: Thorton y Lambert, 2005)

Posteriormente en el año 2008 Lambert, modificó la ecuación anterior, para que fuera aplicable a sistemas con un elevado número de fugas, donde el exponente  $N_1$  es menor. Para ello introdujo el factor ICF (Infraestructure Condition Factor). Cuando ICF adquiere el valor 1 estamos en el caso anterior.

$$N_1 = 1,5 - \left(1 - \frac{0,667 \cdot ICF}{ILI}\right) \cdot p$$

Ec 9-6

### 3. Influencia de la presión en la frecuencia de aparición de nuevas fugas

La presión no solo influye en el caudal de las fugas ya existentes sino que también lo hace en la frecuencia de aparición de nuevas fugas (Thorton y Lambert, 2005). Así cuanto mayor sea la presión mayor será el caudal de fuga por los defectos existentes en la red, y mayor será la probabilidad de aparición de nuevas fugas o roturas en la red.

El grupo de Trabajo de la IWA en Pérdidas de agua, Pearson et al. (2005), tras varias experiencias, establecieron una relación similar a la del caudal de fugas para relacionar la presión con la probabilidad de aparición de nuevas fugas (BF, burst frequency), donde ahora al exponente, para diferenciarlo, se le denomina  $N_2$ .

$$\frac{BF_1}{BF_2} = \left(\frac{P_1}{P_2}\right)^{N_2}$$

Ec 9-7



Para obtener experimentalmente este exponente es necesario disponer de gran cantidad de información, y durante mucho tiempo. Algunas experiencias llevadas a cabo en países como Reino Unido, Australia e Italia arrojan exponentes de un valor de 0,5 hasta un valor de 6,5.

Thornton y Lambert, 2006, sobre 112 casos de estudio en 10 países, concluyeron que en promedio la aparición de nuevas fugas se reducía 1,4 veces el porcentaje de reducción de la presión máxima, tanto en tuberías como en acometidas.

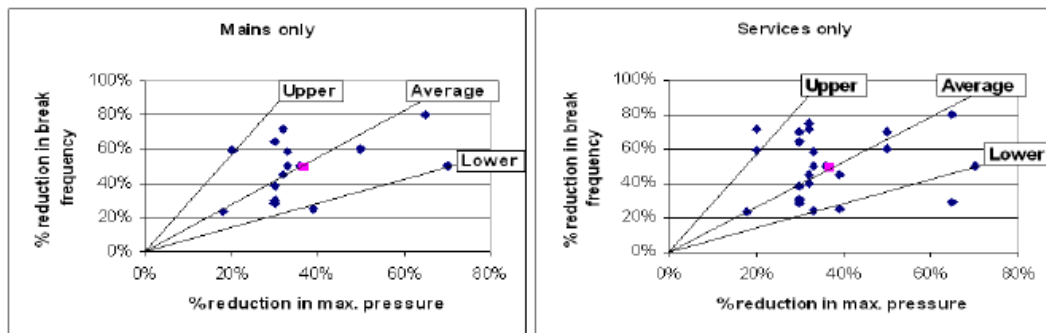


Fig. 9-9. Influencia de la presión en la frecuencia de aparición de nuevas fugas (Fuente Thornton y Lambert, 2006)

En el año 2007, Thornton y Lambert siguiendo la idea de Pearson et al (2005) representaron conceptualmente la dependencia de la frecuencia de aparición de nuevas fugas con la presión y otros factores:

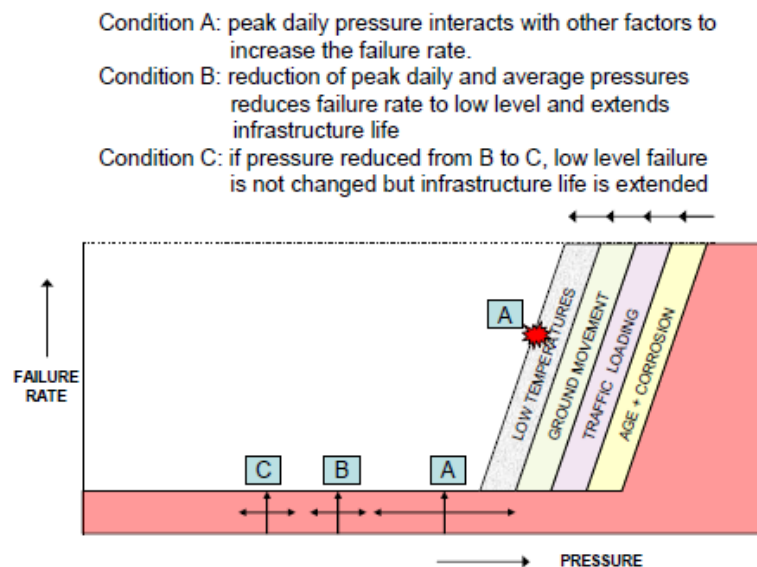


Fig. 9-10. Influencia de la presión en la aparición de nuevas fugas (Fuente: Thornton y Lambert, 2007)

En la figura se observa que a niveles de presión bajos, la frecuencia de aparición de nuevos fallos apenas varía con la presión, sin embargo a partir de una determinada presión la frecuencia aumenta mucho con la presión, influenciada también por otros factores adicionales.

Más recientemente, en los años 2011- 2013, el grupo de trabajo de pérdidas de la IWA (Lambert et al., 2013) ha reformulado dicha dependencia teniendo en cuenta que existe una frecuencia de fallo no asociada o independiente de las variaciones de presión, de modo que:

$$BF = BF_{ndp} + BF_{pd} = BF_{ndp} + A \cdot AZP_{max}^{N_2} \quad \text{Ec 9-8}$$

donde

- BF es la probabilidad de fallo
- $BF_{ndp}$  es la componente de la probabilidad de fallo no asociada a variaciones de presión
- A es un coeficiente de influencia de la variación de la presión en la probabilidad de fallo
- $AZP_{max}$  es la presión máxima de la zona
- $N_2$  es un exponente cuyo valor está próximo a 3.

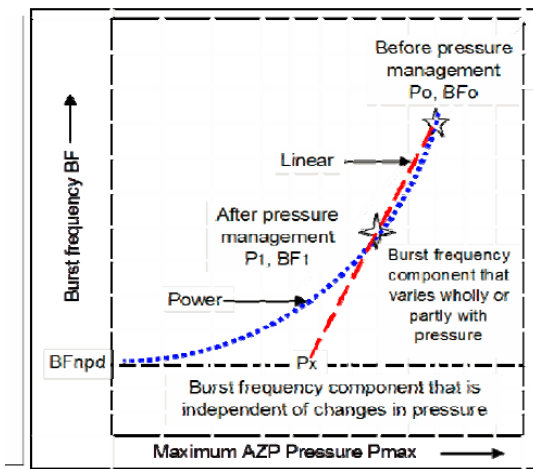


Fig. 9-11. Relación entre la frecuencia de aparición de nuevas fugas y la presión máxima media (Fuente Lambert et al, 2013)

Con ello es previsible, ante un cambio de presión, obtener una variación en la probabilidad de fallo:

$$\% \text{ de reducción de la probabilidad de fallo} = \left(1 - \frac{BF_{ndp}}{BF_0}\right) \left(1 - \left(\frac{P_1}{P_0}\right)^3\right) \quad \text{Ec 9-9}$$

Las investigaciones en este sentido continúan en la actualidad por el grupo de trabajo de la IWA.

## Capítulo 10

# Caso experimental: variación del caudal de fugas con la presión en una zona de la ciudad de Valencia

### 1. Introducción

Como ya se ha comentado en el capítulo 8, durante los meses de marzo, abril y mayo del año 2015, se llevó a cabo un programa experimental en un sector de la red de abastecimiento de agua de la ciudad de Valencia. En dicho programa se modificó la presión de entrada al sector con el fin de observar su influencia sobre la demanda de los usuarios, pero al mismo tiempo también sobre el caudal de fugas en la red.

La descripción de la zona de ensayo, el programa detallado de modificación de la presión así como los resultados acerca de la influencia sobre la demanda de los usuarios ya ha sido comentada ampliamente en el capítulo 8. En este capítulo se analizará la influencia de la presión estrictamente sobre el caudal de fugas.

Gracias al grado de avance de la implantación de la telelectura en dicha zona, se dispone del consumo hora a hora del 90 % de los abonados, con lo cual es posible evaluar con mayor precisión el caudal de fugas a partir del caudal mínimo nocturno inyectado al sector, descontando para ello el consumo nocturno de los abonados

$$q_f = Q_{\min,iny} - Q_{d,reg} \quad \text{Ec 10-1}$$

donde

- $q_f$  es el caudal de fugas
- $Q_{\min,iny}$  es el caudal mínimo horario inyectado o suministrado al sector
- $Q_{d,reg}$  es el caudal registrado o consumido por los usuarios a la hora en la que se ha registrado el caudal mínimo inyectado.

Tradicionalmente el caudal de fugas ha sido evaluado a partir del caudal mínimo nocturno inyectado al sector, asumiendo directamente que dicho caudal es el de fugas o suponiendo un caudal nocturno consumido por los usuarios, en este caso conocido, en parte, gracias a la telelectura.

## 2. Ley de variación del caudal de fugas con la presión para el caso analizado

En el capítulo 8 solo se consideraron las lecturas horarias de los contadores con telelectura para tener en cuenta la influencia de la presión sobre la demanda. En este capítulo se tendrá también en cuenta el caudal total horario inyectado al sector, el cual fue igualmente registrado. De un primer análisis de los datos medios mensuales se deduce que durante los meses del programa experimental, la red ha experimentado un incremento medio de presión, que ha ido acompañado de un aumento de la demanda de los usuarios sin bomba y un incremento del caudal de fugas en la red.

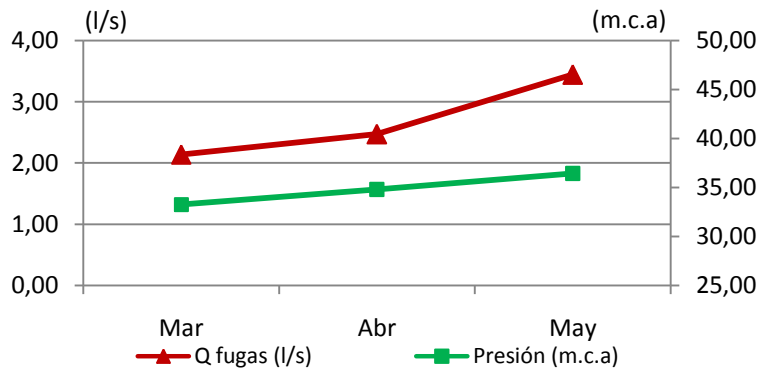


Fig. 10-1. Evolución de la presión media mensual y el caudal de fugas medio mensual durante el programa experimental en red

Analizando los datos diarios se obtiene una mayor información como muestra la figura 10-2.

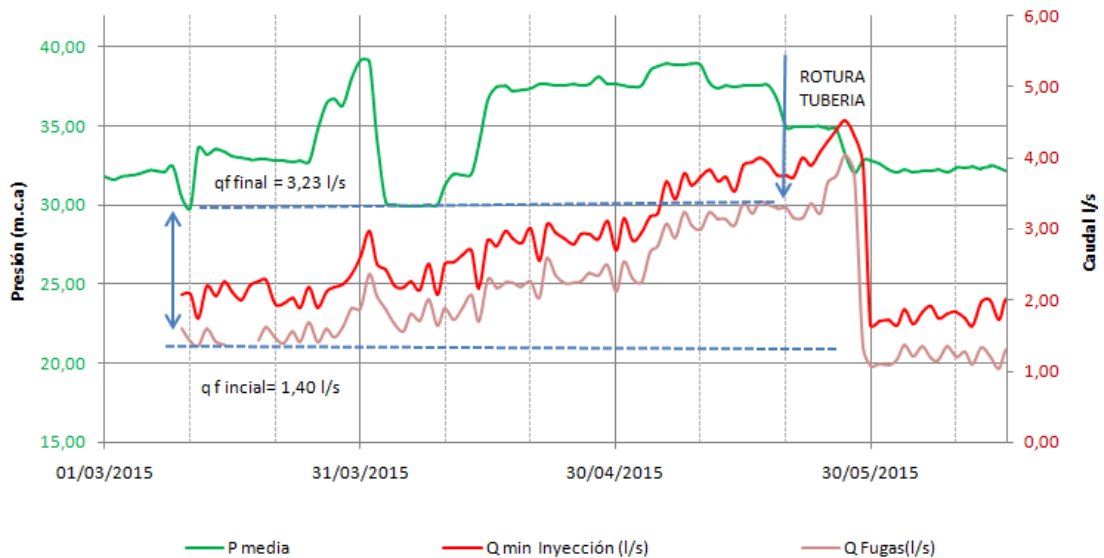


Fig. 10-2. Evolución de la presión media diaria, el caudal mínimo inyectado a la red y el caudal de fugas

En ella se muestra la evolución de la presión media diaria, el caudal mínimo nocturno y el caudal de fugas. El caudal mínimo nocturno es el caudal mínimo horario que se ha dado cada día. En nuestro caso, se da prácticamente todos los días a las 3:00 h, salvo algunos días que se da a las 4:00 h. El caudal de fugas se ha obtenido descontando al caudal mínimo diario el caudal registrado por los usuarios a esa hora (en realidad el 90% de los usuarios, los que disponen de telemedida).

Se observa cómo partiendo de **un caudal de fugas inicial de 1,40 l/s** se pasa finalmente a un **caudal de fugas de 3,23 l/s** y finalmente la rotura de una tubería, una acometida de polietileno de DN 25 mm. Su reparación volvió a situar el nivel de fugas en su valor inicial. Durante este periodo la **presión** ha pasado de una media horaria diaria de **32 m.c.a.** a una media horaria de **39 m.c.a.** Se observa que el caudal de fugas sigue la misma tendencia que la presión, siendo el caudal de fugas un 50% del caudal mínimo nocturno.

Analizando más en profundidad la evolución de las variables contempladas, se distinguen las siguientes etapas:

- 1) Un primer ascenso de presión, pasando de 32 m.ca a 39 m.c.a., como consecuencia el caudal de fugas se incrementa desde un valor de 1,40 l/s a un valor de 2,36 l/s. Esto es, un incremento del valor de la presión en 1,2 veces ha provocado un incremento en el caudal de fugas en 1,68 veces. Esto se corresponde con un exponente de la fórmula potencial de 2,64.

$$\begin{aligned} q_{f1} &= 1,40 \text{ l/s} & P_1 &= 32 \text{ m.c.a} \\ q_{f2} &= 2,36 \text{ l/s} & P_2 &= 39 \text{ m.c.a} \end{aligned}$$

$$\frac{q_{f2}}{q_{f1}} = \left(\frac{P_2}{P_1}\right)^{N_1} \quad \frac{2,36}{1,40} = \left(\frac{39}{32}\right)^{N_1} \quad N_1 = 2,64 \quad \text{Ec 10.2}$$

- 2) Un descenso de la presión desde el valor de 39 m.c.a. hasta un valor de 30 m.c.a.(03/04/2015), como consecuencia del cual, el caudal de fugas disminuye desde 2,36 l/s a un valor superior al de inicio, 1,55 l/s por lo que cabe esperar que se haya producido alguna fuga o fisura adicional, que no existía al inicio.

$$\begin{aligned} q_{f3} &= 2,36 \text{ l/s} & P_1 &= 39 \text{ m.c.a} \\ q_{f4} &= 1,55 \text{ l/s} & P_2 &= 30 \text{ m.c.a} \end{aligned}$$

$$\frac{q_{f2}}{q_{f1}} = \left(\frac{P_2}{P_1}\right)^{N_1} \quad \frac{2,36}{1,55} = \left(\frac{39}{30}\right)^{N_1} \quad N_1 = 1,6 \quad \text{Ec 10.3}$$

- 3) Un nuevo ascenso de presión desde el valor 30 m.c.a. hasta 38 m.c.a.(15/04/2015). Como resultado, el caudal de fugas aumenta desde un valor de 1,55 l/s a un valor de 2,24 l/s.

$$\frac{qf_3}{qf_2} = \left(\frac{P_3}{P_1}\right)^{N_1} \quad \frac{2,36}{1,55} = \left(\frac{38}{30}\right)^{N_1} \quad N_1 = 1,52 \quad \text{Ec. 10.4}$$

- 4) Un nuevo ascenso de presión desde el valor 38 m.c.a. hasta 39 m.c.a.(05/05/2015). Como resultado, el caudal de fugas aumenta considerablemente desde un valor de 2,24 l/s a un valor de 3,30 l/s provocado por una rotura de una ramal de acometida de polietileno de DN 25 mm que aflora a la superficie.



Fig. 10-3. Reparación rotura tubería

Tras la reparación de la rotura y la posterior recuperación de la presión a los valores iniciales, el caudal de fugas se recupera a los valores originales.

Para obtener una mejor aproximación del exponente  $N_1$ , se presenta un ajuste del mismo en las dos fases de ascenso de presión teniendo en cuenta todos los valores diarios, a fin de eliminar en lo posible la influencia de la aparición de nuevas fisuras y solo obtener el comportamiento del caudal de fugas a través de las fisuras existentes.

*Caso experimental:  
variación del caudal de fugas con la presión en una zona de la ciudad de Valencia*

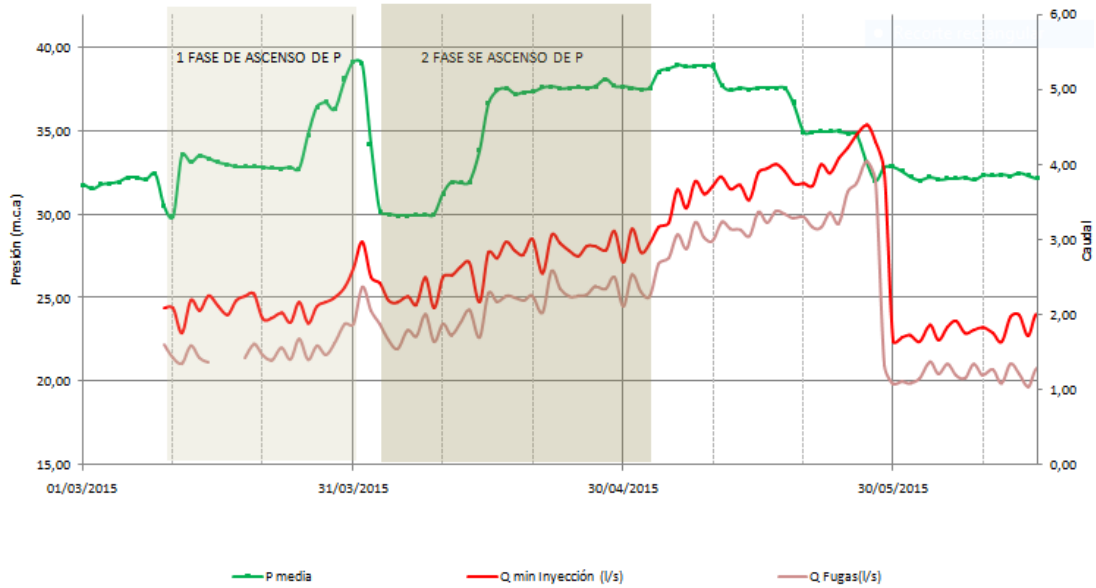


Fig. 10-4. Fases consideradas para calcular el exponente  $N_1$

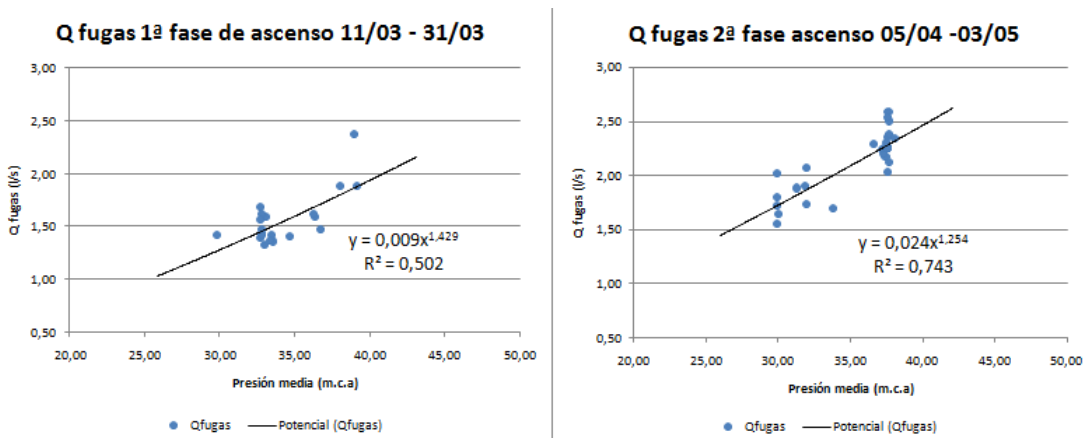


Fig. 10-5. Ajuste del exponente  $N_1$  en 1º y 2º Tramo de Ascenso

Como resultado se obtiene **un exponente  $N_1$  de 1,429 en la primera fase y un exponente  $N_1$  de 1,25 en la segunda fase.** El exponente de la fase 2 es inferior ya que el nivel de fugas ha aumentado, el tamaño de las fisuras probablemente haya aumentado y como consecuencia se trabaje con un valor de número de Reynolds más elevado, y por tanto coeficientes de descarga superiores. Destacar, que en las dos fases definidas, los coeficientes obtenidos están dentro del rango que el grupo de Trabajo específico de la IWA propone ( $N_1$  entre 0,5 - 1,5 y excepcionalmente 2,5).

Si se considera en conjunto todo el periodo de modificación de la presión, en sentido ascendente se obtendrían coeficientes  $N_1$  superiores (3,26) ya que se tendrían en cuenta el caudal de fugas total a través de las fugas iniciales existentes y las nuevas fisuras que se han creado.

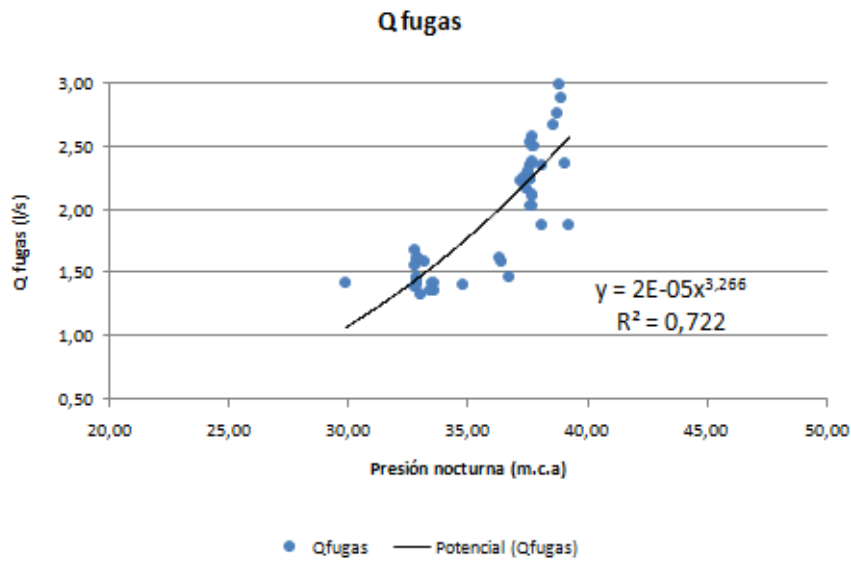


Fig. 10-6. Ajuste del exponente teniendo en cuenta todo el periodo de modificación de presión

Destacar que al final del programa de modificación de la presión, el caudal de fugas se había multiplicado por 2,35 veces el valor inicial (de 1,55 a 3,30 l/s) y finalmente afloró una fuga al exterior. Tras su reparación y el restablecimiento de la presión a los valores iniciales, se recuperó el caudal de fugas original.

### 3. Conclusión

El análisis del comportamiento del caudal con la presión es necesario para poder formular un modelo integrado de variación de las fugas y las demandas con la presión, tal como se expone y desarrolla en el capítulo siguiente.

Desde un punto de vista práctico, el operador de la red observa sólo como la presión afecta a los caudales inyectados a la red, o bien a los diferentes sectores en que se encuentra dividida. Poder diferenciar cómo la presión afecta a las fugas o a la demanda es básico para determinar el grado de afección a los usuarios por una parte, y el ahorro de agua gracias a la reducción de fugas por otro.



## Capítulo 11

# Implementación práctica de un modelo integrado de demandas y fugas dependientes de la presión

### 1. Introducción

Las empresas suministradoras de agua son conscientes de que hay un déficit entre el agua total producida en un periodo de tiempo y el agua registrada en el mismo periodo en los contadores de agua de los consumidores. Esta diferencia, conocida como *agua no contabilizada*, se debe a diversos motivos, fugas en tuberías y conducciones, mediciones "a la baja", consumos no registrados o conexiones ilegales. La proporción entre el agua registrada y el agua producida se conoce como *eficiencia hidráulica*.

Tradicionalmente, cuando se construía un modelo de red hidráulica, aparte de considerar todas las demandas constantes, los consumos no controlados en los nudos se consideraban proporcionales a las demandas, con el objetivo de garantizar el correcto balance entre el caudal total inyectado y el caudal total de salida en los nudos. Sin embargo, para obtener un modelo dinámico fiable, no deben tomarse dichas hipótesis. En efecto, en una red de distribución de agua, las presiones varían a lo largo del día y las fugas dependen de las presiones. Así, la eficiencia hidráulica no es la misma en periodos diurnos, donde se tienen mayores demandas y menores presiones, que en periodos nocturnos, con menores demandas y mayores presiones. Por ello, la realidad dista mucho de las hipótesis convencionales. Además, también las demandas dependen de las

presiones, un hecho que no se tiene en cuenta con los modelos dinámicos convencionales.

Para construir un modelo dinámico y fiable de un sistema de abastecimiento de agua es necesario integrar un modelo de fugas y demandas dependientes de la presión. En la literatura se han propuesto diversos modelos de fugas, la mayoría de los cuales asumen coeficientes particulares para fijar la dependencia de las fugas con las presiones en cada nudo. En la actualidad, sin embargo, no hay establecida una formulación completa que determine dichos coeficientes usando los valores de la eficiencia observados en amplios periodos de tiempo, los cuales constituyen realmente los únicos datos disponibles de instalaciones de agua. Es más, la dependencia de las demandas y las presiones deben ser consideradas conjuntamente cuando las condiciones de operación cambian.

El presente capítulo introduce un método efectivo para evaluar los coeficientes de fuga en cada nudo teniendo en cuenta: el volumen de fugas (el cual puede ser estimado a partir del caudal de agua producido o inyectado a la red, los volúmenes registrados en los contadores de los usuarios, el caudal mínimo...), el porcentaje de red modelizada y las características físicas de las tuberías modelizadas. Además los valores estadísticos obtenidos en las campañas de detección de fugas o caudales horarios registrados en las acometidas, por ejemplo pueden ser incorporados también para mejorar el modelo de fugas.

Una vez quedan determinados los coeficientes de fuga en cada nudo y por tanto caracterizada la dependencia de las fugas con la presión, puede ahora obtenerse individualmente para cada nudo, un patrón de variación temporal de la demanda, diferenciando las fugas de la demanda total. Por último, puede obtenerse para cada nudo e instante de tiempo la demanda de agua de referencia, o deseable, a fin de conocer si estamos suministrando al usuario un superávit o un déficit de caudal respecto al mínimo deseable. Este caudal de referencia servirá para caracterizar la ley de dependencia de la demanda con la presión, según la curva DDP asumida.

Una vez caracterizados los coeficientes de variación de las fugas con la presión y los caudales de referencia, se pueden llevar a cabo, con bastante fiabilidad nuevas simulaciones para distintos escenarios, con el objetivo de estudiar el comportamiento de la red bajo distintas condiciones de operación, especialmente en redes de baja eficiencia, y observar el efecto diferenciando fugas y demandas. Una de las primeras aplicaciones del nuevo modelo puede ser para estudiar la eficacia real de una política de reducción de fugas basada en el uso de válvulas reductoras de presión, evaluando simultáneamente el efecto sobre las demandas.

Otra aplicación interesante del modelo integrado se centra en evaluar la efectividad de una política establecida para reducir la demanda en periodos de sequía operando sobre las válvulas de regulación, y evaluar su repercusión en distintas zonas de la red. Finalmente, el efecto sobre la demanda debido a posibles averías en partes críticas de los sistemas de distribución puede también ser evaluado con el objetivo de justificar, desde el punto de vista de la seguridad, nuevas inversiones.

## **2. Análisis de la problemática de la asignación de consumos a los nudos del modelo**

En la literatura, muchos documentos tratan sobre el problema que suponen las fugas en redes de distribución hidráulicas. Las fugas son una fracción del agua no contabilizada en una red. En efecto, la diferencia entre el volumen de agua producido y el medido en un periodo de tiempo determinado es el agua no contabilizada. Una parte de este agua no contabilizada es consumida realmente por los usuarios, lo que ocurre es que no es medida, y otra parte de dicha agua no contabilizada es perdida a través de defectos o fallos en las tuberías, es a lo que nos referimos como *fugas*.

La carga de un modelo supone distribuir entre todos los nudos del mismo el caudal inyectado en la red, a fin de garantizar la ecuación de continuidad. Dicho caudal puede ser consumido realmente por los usuarios (demanda de agua) o perdido en fugas en la red. Tras la carga, el caudal asignado a cada nudo, o caudal de consumo en el nudo, estará integrado por la demanda real de agua de los usuarios alimentados desde dicho nudo más las pérdidas por fugas en red que le correspondan.

En la práctica es relativamente sencillo saber la evolución del caudal inyectado a la red, hora a hora, accediendo a los datos registrados por caudalímetros en la red. Sin embargo, hoy en día, todavía no se dispone de la información horaria de todos los contadores de los consumidores instalados en la red, para saber por diferencia entre ambos datos, la evolución horaria de las pérdidas de agua. La introducción no obstante paulatina de la telelectura en los contadores domiciliarios de los abonados permitirá conocer su consumo hora a hora, diario o semanal según la tecnología del contador, lo cual permitirá afinar el balance de agua en la red.

Hasta la fecha las lecturas de los abonados se han tomado periódicamente, motivo por el cual es difícil obtener la eficiencia global para un periodo dado (normalmente dos o tres meses) debido a la falta de regularidad en las fechas de

lectura. Para tratar de evitar este problema se ha hecho uso de técnicas de regresión o suavizado, a fin de interpolar el consumo para un periodo deseado. Por este mismo motivo, para obtener balances de agua fiables había que extenderlos a grandes periodos de tiempo (un año normalmente), restando así efectividad al método de los balances como método de detección de fugas.

En la carga tradicional del modelo las demandas registradas se han usado únicamente para asignar la demanda promedio por nodo. Asumiendo que los contadores domiciliarios tienen un buen mantenimiento, este método de asignación de demandas es mucho más fiable que los basados en datos demográficos por ejemplo.

Por otra parte, los modelos dinámicos requieren conocer la modulación de la demanda, por ejemplo en 24 horas. Ello puede conocerse a partir del registro del caudal inyectado a cada sector, pero en tal caso, la conservación de la masa exige que el caudal total entrante sea igual al consumido hora a hora en la red. Para resolver este problema se han aplicado dos técnicas usualmente:

- a) **Asumir para todos los nudos la misma eficiencia hidráulica y la misma curva de modulación e igual a la del caudal inyectado** (debe tenerse precaución si hay depósitos presentes en el modelo). Inicialmente el volumen total diario inyectado es distribuido entre todos los nudos según los coeficientes de asignación o reparto obtenidos a partir del agua registrada. Con ello se obtiene la demanda base ajustada en cada nodo. Mediante este procedimiento, el agua no contabilizada se distribuye proporcionalmente entre las demandas reales. La eficiencia se asume constante temporal y espacialmente, e igual a la eficiencia global para el día de la simulación. A continuación se impone la misma curva de modulación a todos los nudos del sector.

Así, si  $Q_s(k)$  es el caudal total inyectado o suministrado a la red en un instante  $k$ ,  $\bar{Q}_{d,i}$  es la demanda media registrada en el nodo  $i$  para un periodo dado y  $\bar{Q}_d$  es la demanda media registrada para la red completa, el consumo en el nodo  $i$  e instante  $k$  será:

$$Q_{c,i}(k) = Q_s(k) \cdot \bar{Q}_{d,i} / \bar{Q}_d \quad \text{Ec 11-1}$$

Entre los errores más importantes de este método destacan:

- no se tiene en cuenta la dependencia de las fugas y la demanda con la presión.
- se ignora la modulación de la demanda en cada nodo según el tipo de consumidor.

- b) **Fijar un patrón de demanda para cada tipo de consumidor.** Los tipos más comunes de consumidores son: doméstico, comercial, industrial y público. Estos patrones pueden obtenerse a partir de medidas tomadas por muestreo. A continuación, el porcentaje de la demanda asociado a cada tipo de consumidor debe determinarse para cada nodo. Si  $\bar{Q}_{d,i}$  es la demanda promedio registrada asignada a cada nudo durante un periodo de simulación,  $r_u$  la fracción correspondiente al consumidor tipo  $u$ , y  $f_u(k)$  el factor de modulación de este tipo de demanda correspondiente al instante  $k$ , el caudal de demanda en este nodo para un instante  $k$  vendrá dado por:

$$Q_{d,i}(k) = \sum_U f_u(k) r_u \bar{Q}_{d,i} \quad \text{Ec 11-2}$$

donde  $u$  es el número total de tipos de consumidores considerados.

En el caso de que se registre realmente el caudal instantáneo consumido por el abonado porque este disponga de telelectura por ejemplo, los datos registrados pueden usarse directamente como un patrón de consumo. Añadiendo ahora a la demanda registrada el agua no contabilizada  $q_{uw,i}$  en el nodo  $i$ , el consumo total asignado al nudo será:

$$Q_{c,i}(k) = Q_{d,i}(k) + q_{uw,i}(k) \quad \text{Ec 11-3}$$

Una vez más, es necesario saber la modulación para  $q_{uw,i}$ . A menudo, la propia modulación de las demandas registradas se asume también para los caudales de agua no contabilizados. En este caso, el valor medio  $\bar{q}_{uw,i}$  para este nodo puede añadirse a  $\bar{Q}_{d,i}$ , y la ecuación (11-2) continúa siendo válida para proporcionar  $Q_{d,i}(k)$  directamente. Otras hipótesis, como la dependencia entre las fugas y las presiones pueden asumirse para obtener los valores de  $q_{uw,i}(k)$ .

El principal inconveniente o error de este método es que :

- si sumamos hora a hora el caudal de consumo asignado a cada nudo, no coincidirá con el caudal inyectado a la red, debido a que la modulación de la inyección no coincide con la modulación de los consumos registrados. Esto es inaceptable para una simulación fiable.

A veces, las mediciones de caudal en las entradas de sectores aislados (conocidos también como sectores hidrométricos o en inglés, district metering areas DMA's) están disponibles, pero entonces el problema de determinar la modulación de la demanda en los nudos internos del sector persiste.

### 3. Modelo propuesto para la carga del modelo

La carga del modelo implica la asignación de las demandas base y las curvas de modulación a cada uno de los nudos del modelo. Para que el modelo sea fiable, la modulación del caudal en los puntos de inyección del modelo debe coincidir con la modulación acumulada de la demanda en todos los nudos de la red. Esto implica que las demandas base y modulaciones asignadas a los nudos deben tener en consideración todo el consumo de agua, tanto el contabilizado y registrado como el que no. Por tanto, es preciso justificar una ley adecuada para asignar el agua no contabilizada, a fin de poderla distribuir tanto espacial como temporalmente entre los nudos del modelo (Martínez et al, 1999).

#### 3.1 Distribución del agua no contabilizada

Para una mejor caracterización de las curvas de modulación, es conveniente estudiar en primer lugar los términos que forman el agua no contabilizada:

- Fugas latentes en componentes de la red como tuberías, conexiones o cruces.
- Registros a la baja en los contadores de los consumidores, debido a errores de calibración o de medida, especialmente para pequeños caudales (demanda nocturna o fugas en grifos o cisternas, por ejemplo).
- Usos de mantenimiento público no provistos de contadores de consumo, como instituciones públicas, riego de jardines, fuentes, descargas a alcantarillado, limpieza de calles o drenaje.
- Extracciones clandestinas desde conexiones ilegales.
- Pérdidas de agua imprevistas debidas a averías, incidentes en las operaciones (como desbordamientos).
- Pérdidas y evaporación en depósitos, y otros.

Nuestro interés se centra en identificar los patrones de los diferentes consumos para condiciones normales de operación, así que consideraremos únicamente los primeros cuatro términos de la lista anterior, que corresponden a condiciones normales. La importancia de cada término dependerá de cada red en particular, pero debe ser determinada de acuerdo a los resultados obtenidos en las campañas de detección de fugas. Según Vela (1995) y Andrés (1995), las fugas pueden llegar a ser hasta un 50% del total de agua no contabilizada de las redes analizadas de nuestra zona.

De toda el agua no registrada asumiremos en nuestro modelo que:

- las fugas varían espacialmente y temporalmente según el rango de presiones,

- el resto de agua no registrada (error de medición, fraudes y ausencia de contadores) varían espacialmente y temporalmente de acuerdo a la demanda registrada.

La dependencia de las fugas con la presión será analizada a continuación. Para el resto de términos, es difícil formular una ley de dependencia de las presiones, así que asumiremos que estos varían temporalmente siguiendo el mismo patrón que aquellos asignados para demandas registradas en cada nodo. Con respecto a la distribución espacial de la demanda no registrada, excluyendo las fugas, asumiremos que esta es proporcional a la demanda media en cada nodo, la cual es proporcional al número de abonados a los que suministra. Esta aproximación en la actualidad es razonable, máxime cuando las compañías gestoras en los últimos años están invirtiendo en reducir el agua demandada no contabilizada, incrementando la instalación de contadores y su precisión, por lo que cada vez más será menor este término. En casos particulares (falta de contadores de agua domiciliarios, barrios pobres, zonas industriales, etc.), pueden tenerse en cuenta otros supuestos. Arregui (1999) realizó un estudio espacial y temporal preciso sobre la distribución del agua no contabilizada. Así, si no hay ninguna consideración especial, asumiremos que el agua no contabilizada, excluyendo las fugas, es proporcional a la demanda registrada, tanto en su distribución espacial como en la modulación temporal. Estos términos pueden agruparse con la demanda medida en un nuevo término que en adelante llamaremos *demanda total*  $Q_d$ . De este modo, el consumo total  $Q_{c,i}$  en un nodo  $i$  del modelo en un instante  $k$  será:

$$Q_{c,i}(k) = Q_{d,i}(k) + q_i(k) \quad \text{Ec 11-4}$$

donde

- $q_i(k)$  representa la fuga asignada en el nodo en el instante  $k$

Esta ecuación es válida tanto para valores medios como instantáneos. Como consecuencia, una vez la fuga está caracterizada espacialmente y temporalmente, la modulación de las demandas nodales  $Q_{d,i}(k)$  se obtendrá despejando de la ecuación (11-4), siempre que el caudal total consumido en el nudo  $Q_{c,i}(k)$  sea conocido. En la práctica no va a serlo, pero el método que se describe más adelante ofrece una solución práctica para resolver esta indeterminación.

### 3.2 Caracterización de las fugas

Si consideramos que las fugas se deben a defectos, en primer lugar debe establecerse la relación existente entre el defecto y la presión en la tubería. Además, debe determinarse la distribución espacial del volumen total de fugas

en la red en un periodo dado. Se sabe que una descarga a través de un orificio sigue la siguiente ecuación:

$$q_i = K_i (p_i - p_o)^{N_i} \quad \text{Ec 11-5}$$

donde

- $p_i$  es la presión a la entrada del orificio,
- $p_o$  es la presión a la salida del orificio
- $N_i$  es un exponente que de acuerdo a numerosos estudios toma el valor entre 0,5 y 1,5
- $K_i$  es el coeficiente del orificio y su valor depende de la forma y tamaño del orificio, así como del número de Reynolds y se determina experimentalmente

Las fugas a través de defectos pueden asociarse con una descarga a la atmósfera, así  $p_o = 0$ . Tal como se ha comentado en el capítulo 9 el exponente  $N_i$  debe determinarse experimentalmente y puede variar entre 0,5 y 1,5 llegando ocasionalmente a 2,5. En lo que respecta a los valores de  $K_i$ , dependerán del tipo de defecto y deben determinarse también experimentalmente. De acuerdo a Martínez et al. (1999) con la formulación propuesta se trata de determinar directamente los valores de  $K_i$  para fugas asociadas a tuberías y nudos a partir de la eficiencia global de la red, o el volumen de fugas. Autores como Tuccarelli (1998) y otros más recientes han propuesto incluir los valores de  $N_i$  y  $K_i$  en el conjunto de parámetros para ser determinado mediante calibración utilizando un modelo de fugas.

Siguiendo nuestras propias consideraciones, para identificar los coeficientes de fuga, debe hacerse una distinción entre tuberías modelizadas y no modelizadas. En efecto, es habitual cuando se está construyendo un modelo de una red de distribución de agua, considerar únicamente las tuberías más significativas y, para simplificar, eliminar las de diámetros pequeños sustituyéndolas por demandas en nodos. Pero a menudo las pérdidas de agua son más importantes en las tuberías eliminadas que en las principales. De la red modelizada se tiene la información detallada sobre diámetros, longitud, edad y materiales; obviamente no se tiene la misma información de las no modelizadas. Por ello, las fugas debe diferenciarse para uno y otro caso.

### 3.3 Evaluación del caudal de fugas en la red modelizada

Germanopoulos (1985) propuso un modelo para considerar la dependencia de las fugas con la presión en una red modelizada. Asumía que las fugas se distribuyen



uniformemente a lo largo de las tuberías, donde las pérdidas por fugas en una tubería cuyos nudos de conexión son  $i$  y  $j$  se expresan a través de:

$$q_{1,ij} = c_1^s L_{ij} \cdot (p_{ij}^{av})^{1.18} \quad \text{Ec 11-6}$$

donde

- $q_{1,ij}$  es el caudal de fuga en la tubería que conecta los nudos  $i$  y  $j$
- $c_1^s$  es una constante global que depende de las características de la red en particular o del sector  $s$
- $L_{ij}$  es la longitud de la tubería y
- $p_{ij}^{av}$  es la presión media de la tubería. Se aproxima mediante la semisuma de las presiones en los dos nudos extremos de cada tubería, es decir:

$$p_{ij}^{av} = (p_i + p_j)/2 = (H_i - z_i + H_j - z_j)/2 \quad \text{Ec 11-7}$$

donde

- $p_i$  es la presión en el nudo  $i$  ( $j$ )
- $H_i$  es la altura piezométrica en el nudo  $i$  ( $j$ )
- $z_i$  es la cota del nudo  $i$  ( $j$ )

Además, el caudal de fugas  $q_{1,ij}$  se considera distribuido en partes iguales entre los nudos  $i$  y  $j$  en forma de caudales nodales. De este modo el caudal total de salida de cada nudo de la red, debido a fugas en la red modelizada, vendrá dado por:

$$q_{1,i} = \frac{1}{2} \sum_{j \in J_i} q_{1,ij} = \frac{1}{2} \sum_{j \in J_i} c_1^s L (p_{ij}^{av})^{N_1} \quad \text{Ec 11-8}$$

donde

- $J_i$  se extiende a todos los nudos conectados al nudo  $i$ .
- $N_1$  es un exponente genérico de acuerdo a la ley potencial de variación de fugas con la presión

Una formulación más compleja para la Ec 11.6 fue propuesta por Puddar (1992) y Vela (1995) basándose en el hecho de que las pérdidas por fuga en una red modelada pueden considerarse proporcionales al número de defectos, que siguiendo datos estadísticos e históricos viene dado por:

$$n_b = k \cdot L \cdot D^d \cdot e^{a\tau} \quad \text{Ec 11-9}$$

donde

- $n_b$  es el número de averías en el intervalo  $[0, \tau]$

- $k$  es un coeficiente que depende del material, tipo y calidad de la instalación
- $L$  es la longitud de la tubería
- $D$  el diámetro de la tubería
- $d$  es un exponente que toma el valor de 1 para diámetros pequeños (hasta 125 mm) y -1 para diámetros mayores
- $a$  es un parámetro que se obtiene ajustando la evolución temporal de las averías en cada tubería y
- $\tau$  es la edad de la tubería.

Así, la Ec 11.6 toma esta forma:

$$q_{1,ij} = c_1^s \cdot L_{ij} \cdot D_{ij}^d \cdot k_{ij} \cdot e^{a_{ij} \tau_{ij}} \cdot (p_{ij}^{av})^{N_1} \quad \text{Ec 11-10}$$

Las pérdidas en la red modelizada variarán a lo largo del periodo de simulación según las presiones, como indican las ecuaciones Ec 11-8 Ec 11-6 (o Ec 11-10). Las pérdidas medias por fuga medias en el periodo de simulación para la red modelizada en un sector  $s$  (por ejemplo, una DMA), asumiendo intervalos constantes, vendrán dadas por:

$$\bar{q}_1^s = \frac{1}{T} \sum_{k=1}^T \sum_{i \in J_d^s} q_{1,i}(k) \quad \text{Ec 11-11}$$

donde

- $q_{1,i}(k)$  es el caudal de la fuga en el nodo  $i$  e instante  $k$
- $T$  es el número total de intervalos considerados en el periodo de simulación, y
- $J_d^s$  el conjunto de nodos de demanda del sector  $s$ .

El caudal de fugas medio de un sector puede ser calculado bajo las siguientes premisas:

- a partir del balance de volúmenes de agua de la red, asumiendo que el caudal de fugas medio es un determinado porcentaje  $\pi_1^s$  del caudal medio inyectado a red.
- a partir del caudal mínimo nocturno inyectado a la red o sector, asumiendo que un porcentaje de dicho caudal corresponde a fugas reales. El caudal de fugas en la hora de menos consumo puede ahora suponerse que se mantiene constante a lo largo del día o bien varía de acuerdo a una modulación de la presión media de la red o sector.

Así si asumimos que  $Vf_1^s$  es el volumen de fugas existente en la red modelizada del sector  $s$ , para todo el periodo de simulación, entonces  $\bar{q}_1^s$  vendrá dado por:

$$\bar{q}_1^s = \frac{Vf_1^s}{T} \quad \text{Ec 11-12}$$

Conocido el valor de  $\bar{q}_1^s$  para un sector y sustituyendo la ecuación 11-8 en la 11-11, se puede despejar el valor del coeficiente  $c_1^s$  para el sector  $s$ . En el modelo integrado que se describe más adelante, supondremos que el reparto de fugas afecta al consumo total en cada nudo, lo que obligará a recalcular los valores de las presiones y seguir un proceso iterativo para identificar finalmente las fugas en cada nudo.

### 3.4 Evaluación del caudal de fugas en la red no modelizada

Las pérdidas en redes no modelizadas pueden ser mayores que las consideradas en las tuberías modelizadas, debido al hecho probado de que el número de defectos aumentan en diámetros pequeños. Obviamente, el modelo previo no puede aplicarse ahora, porque las características de las tuberías y su conectividad interna se asume que no son conocidas en el modelo. Debemos introducir una nueva hipótesis para distribuir las fugas, cuyo valor medio (o volumen total) durante el periodo de simulación para todo el sector  $s$ ,  $\bar{q}_2^s$ , asumiremos también conocido. Vendrá dado por una expresión similar a la Ec 11-12 pero sustituyendo  $Vf_1^s$  por  $Vf_2^s$ , que corresponderá a la fuga en la red no modelada.

A primera vista parece lógico asumir la proporcionalidad entre la fuga media y el consumo total medio en cada nudo, para la red no modelada, ya que mayor demanda significa mayor longitud de tuberías y más conexiones abastecidas a partir de ese nudo, para una densidad constante de consumidores. En este caso tendremos:

$$\bar{q}_{2,i} = \frac{Vf_2^s}{T} \frac{\bar{Q}_{d,i}}{\sum_{i \in J_d^s} \bar{Q}_{d,i}} \quad \text{Ec 11-13}$$

Por otro lado, según la Ec 11-5

$$\bar{q}_{2,i} = K_i \frac{1}{T} \sum_{k=1}^T p_i^{N_2}(k) \quad \text{Ec 11-14}$$

donde se asume  $p_o = 0$  y  $K_i$  constante en cualquier instante. Comparando ahora la Ec 11-13 y 11-14 puede calcularse el valor constante de  $K_i$  para cada nudo del sector. El proceso para obtener  $K_i$  no es directo porque las presiones dependen de las demandas totales, según las ecuaciones del modelo hidráulico, y las demandas totales dependen de las fugas según la Ec 11-4. Más adelante se explica un procedimiento iterativo para identificar los coeficientes de pérdidas en cada nudo  $K_i$

Se conseguiría una mejor aproximación si el volumen de fugas en cada nodo pudiera determinarse independientemente siguiendo algunos criterios relacionados con el tipo de tuberías pequeñas y los consumidores pertenecientes a cada nodo. En la Ec 11-13 el término  $Vf_2^s$  debería sustituirse en este caso por  $Vf_{2,i}^s$ , pero si el único dato conocido por mediciones es el volumen global  $Vf_2^s$  del sector, la siguiente restricción debe satisfacerse:

$$\sum_{i \in J_2^s} \bar{q}_{2,i} = \bar{q}_2^s = \frac{Vf_2^s}{T} \quad \text{Ec 11-15}$$

Una mejor aproximación para distribuir espacialmente la fuga sin fijar el volumen de fugas en cada nodo es hacer la fuga total de cada nodo proporcional a su presión elevada a un exponente, además de la demanda total en el mismo. Con tal fin, se propone la siguiente aproximación para la fuga instantánea:

$$q_{2,i}(k) = c_2^s \left[ \sum_{k=1}^T Q_{d,i}(k) \right] p_i^{N_2}(k) \quad \text{Ec 11-16}$$

donde

- $c_2^s$  es un coeficiente global nuevo que deberá determinarse para todo el sector.

Según esta aproximación, la fuga media en el nodo  $i$  para el periodo de simulación dado vendrá dado por:

$$\bar{q}_{2,i} = c_2^s \left[ \sum_{k=1}^T Q_{d,i}(k) \right] \frac{1}{T} \sum_{k=1}^T p_i^{N_2}(k) \quad \text{Ec 11-17}$$

Sustituyendo la ecuación 11-17 en la ecuación 11-14 y conocido el volumen total de fugas en la red no modelada, puede obtenerse el valor único de  $c_2^s$  para todo el sector, y seguidamente el coeficiente de fugas  $K_i$  para cada nodo dado ahora por:

$$K_i = c_2^s \left[ \sum_{k=1}^T Q_{d,i}(k) \right] \quad \text{Ec 11-18}$$

### 3.5 Caracterización de la demanda

Es aconsejable una buena evaluación del caudal de fugas para identificar la demanda real en cada nudo. Asumamos que los coeficientes anteriores  $c_i^s$  y  $K_i$  han sido identificados de forma que la fuga total en cada nodo y en cada instante  $k$  puede conocerse para una simulación en condiciones normales de operación. Entonces, siguiendo la ecuación 11-4 la modulación de la demanda total para este nodo será:

$$Q_{d,i}(k) = Q_{c,i}(k) - q_{1,i}(k) - q_{2,i}(k) \quad \text{Ec 11-19}$$

Asumiendo que  $Q_{c,i}(k)$  se determina asumiendo las hipótesis tradicionales formuladas en el apartado 2 del presente capítulo, resultará una modulación diferente para  $Q_d$  en cada nudo debido a la falta de uniformidad en la variación de los caudales de fugas  $q_1$  y  $q_2$ .

Sin embargo, como veremos más adelante, la ecuación 11-19 puede conducir a valores negativos de  $Q_{d,i}(k)$ , por lo que una alternativa es restar primero las fugas totales al caudal entrante a cada hora y repartir a continuación el caudal total demandado proporcionalmente a las demandas base de cada nudo o bien a la demanda horaria registrada si se posee.

Conocida la demanda en cada nudo en cada instante, a partir de aquí se puede identificar el caudal de referencia en dicho instante, para una presión de referencia  $p_{ref,i}$  establecida obligando a pasar la función DDP por el punto obtenido  $Q_{d,i}(k)$ ,  $p_i(k)$ . De todas las funciones propuestas en el presente trabajo, la más completa es la función DDP3 que establece la siguiente relación con el fin de considerar la dependencia entre la presión y la demanda:

$$\frac{Q_{d,i}(k)}{Q_{ref,i}(k)} = \frac{\alpha (p_i'(k))^2}{(p_i'(k))^2 + B' p_i'(k) + C'} \quad \text{Ec 11-20}$$

$$p_i'(k) = \frac{p_i(k) - p_{\min,i}}{p_{ref,i} - p_{\min,i}} \quad \text{Ec 11-21}$$

$$B' = -2 r' \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{(\alpha - 1)}{r'}} \right] \quad \text{con} \quad r = \frac{\beta - \alpha}{\beta} \quad \text{Ec 11-22}$$

$$C' = (\alpha - 1) - B'$$

donde

- $Q_{d,i}$  es la demanda en el nodo  $i$  para una presión determinada  $p_i(k)$
- $Q_{ref,i}$  es la demanda nominal o el caudal mínimo deseable para satisfacer las necesidades del usuario y se determina como ya se justificó en el capítulo 6. Dicha demanda de referencia es satisfecha para una  $p_{ref,i}$  de tal forma que por debajo de la presión de referencia la demanda es satisfecha parcialmente.

Los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  son obtenidos de forma experimental según el tipo de edificación (alturas) y la existencia o no de grupos de presión fundamentalmente, conforme se ha explicado en los capítulos 7 y 8.

Con esta formulación se tiene en cuenta que la demanda total no depende únicamente de la presión sino también, según la ecuación 11-19, del estado de los grifos de los usuarios en cada hora del día. Este hecho y no los cambios en la presión, justifican la mayor parte de los cambios en la evolución de la curva de demandalo que se tiene en cuenta a través del valor de  $Q_{ref,i}(k)$

Conocer el caudal de referencia en cada instante es muy útil de cara a futuras simulaciones para conocer si en un instante determinado, estamos suministrando un déficit o superávit respecto a la demanda estrictamente requerida por el abonado.

## 4. Formulación de un modelo dinámico integrado de fugas y demandas dependientes de la presión

### 4.1 Ecuaciones hidráulicas de la red para periodo extendido

El comportamiento de las redes de distribución de agua se describe según las siguientes ecuaciones:

- La suma algebraica de todos los caudales en un nudo es cero, es decir, el balance de masa debe mantenerse en cada nudo.
- La suma algebraica de las alturas piezométricas en una malla de la red debe ser cero.
- La pérdida de carga en una línea (proporcional al caudal) es igual a la diferencia de alturas piezométricas entre los nudos extremos de la de la misma (balance de energía en líneas)

En la **formulación nodal** tradicional del problema (Martín, 1963) las alturas piezométricas de los depósitos y las demandas en los nudos se consideran datos, y el siguiente conjunto de ecuaciones reducido se resuelve para las piezométricas en los nudos de demanda:

$$\sum_{j \in J_i} R_{ij}^{-0.5} |H_i - H_j|^{-0.5} (H_i - H_j) + Q_{c,i} = 0 \quad , \quad i \in J_d \quad \text{Ec 11-23}$$

donde

- $R_{ij}$  es el coeficiente resistente de la tubería (asumiendo una relación cuadrática entre la pérdida de carga y el caudal),
- $J_i$  es el conjunto de nodos conectados al nodo  $i$
- $J_d$  se corresponde con todos los nodos de demanda.

Se obtiene así una solución de red estática, de donde pueden deducirse los caudales del depósito y de la tubería. Deben hacerse consideraciones especiales cuando se tienen en la red elementos distintos de tuberías (Jeepson, 1963)

Para un periodo extendido de la simulación debe resolverse un conjunto de ecuaciones como la Ec 11-23 para cada intervalo de tiempo  $k$  del periodo de simulación. En general, se fuerzan los valores de  $Q_{c,i}(k)$  y se obtiene la evolución temporal de  $H_i(k)$ . Los caudales de los depósitos  $Q_{r,i}(k)$  se usan después de cada intervalo de tiempo para actualizar los valores de  $H_{r,i}(k)$ , según las ecuaciones de balance de masa:

$$H_{r,i}(k) = H_{r,i}(k-1) + \bar{Q}_{r,i}(k) \Delta t_k / S_r \quad \text{Ec 11-24}$$

donde

- $\Delta t_k$  es el intervalo de tiempo,
- $S_r$  la sección transversal del depósito, y
- $\bar{Q}_{r,i}(k)$  un valor medio para  $Q_{r,i}$  entre  $t_{k-1}$  y  $t_k$ , dependiendo de la aproximación.

En un modelo dinámico con reglas de control, en ocasiones estas pueden forzar un corte en medio del intervalo de tiempo (debido al llenado/vaciado de un depósito, una acción programada temporalmente, etc.). Aunque  $Q_{c,i}(k)$  no cambia en un intervalo de tiempo, el nuevo estado de algunos componentes de la red nos forzará para resolver la Ec 11.23 de nuevo, para actualizar los valores de  $H_i$ . Por ello, en adelante debemos referirnos a  $H_i(m)$  en lugar de a  $H_i(k)$ ,  $m$  es cada instante de tiempo en el que se produce un cambio en las demandas o en los estados de los componentes, para definir las trayectorias de las piezométricas en el periodo de simulación. Debemos recordar que todos los cambios en las piezométricas, y consecuentemente en las presiones, afectará a nuestro modelo de fugas y de demandas.

La formulación por el **método del gradiente** (GGA), ampliamente utilizada hoy en día, plantea un sistema de ecuaciones basado en la conservación de energía en líneas y la conservación de masa en cada nudo, dando lugar al siguiente sistema de ecuaciones

$$\begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q \\ H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -A_{10} H_0 \\ -Q_c \end{bmatrix} \quad \text{Ec 11-25}$$

donde

- $A_{11} q + A_{12} H = -A_{10} H$  expresa el balance de energía en cada línea, es decir las pérdidas de carga en cada línea

- $A_{21} q = -Q_c$  expresa el balance de caudales en cada nudo
- $q^T = [q_1, q_2, \dots, q_{n_p}]$  representa el vector de caudales incógnita que circulan por las tuberías, siendo  $n_p$  el número de tuberías
- $H^T = [H_1, H_2, \dots, H_{n_n}]$  representa el vector incógnitas de altura desconocida, siendo  $n_n$  el número de nudos de demanda
- $H_0^T = [H_{n_{n+1}}, H_{n_{n+1}}, \dots, H_{n_t}]$  representa el vector de nudos de altura conocida (al menos tiene que haber una), siendo  $n_t$  el número total de nudos y  $n_t - n_n$  el número de nudos de altura conocida
- $Q_c^T = [Q_{c1}, Q_{c2}, \dots, Q_{c_{m_i}}]$  representa el vector de caudales de demanda conocida en los nudos, siendo  $n_n$  el número de nudos de demanda.
- $A_{11}$  es una matriz diagonal de dimensiones  $n_p \times n_p$  cuyos elementos diagonales no nulos quedan definidos para  $k$  desde  $1 \dots n_p$ , (siendo  $ij$  los nudos extremos de la línea  $k$ ), como

$$A_{11}(k,k) = r |q_{ij}|^{n-1} + m |q_{ij}| \text{ para el caso de tuberías y}$$

$$A_{11}(k,k) = -\omega^2(h_0 - r(q_{ij}/\omega)^n)/q_{ij} \text{ para el caso de bombas}$$

siendo  $r$  y  $n$  los coeficiente de pérdidas en la tubería y  $m$  el coeficiente de pérdidas menores, asumiendo que las pérdidas en éstas se expresan como:

$$H_i - H_j = h_{ij} = r_{ij} q_{ij}^n + m_{ij} q_{ij}^2$$

en el caso de las bombas  $h_0$ ,  $r$  y  $n$  son los coeficientes de la curva característica y  $\omega$  la velocidad de giro relativa, expresándose la altura creada como:

$$H_i - H_j = h_{ij} = -\omega^2 (h_0 - r_{ij} (\frac{q_{ij}}{\omega})^n)$$

- $A_{12}$  es una matriz de dimensiones  $n_p \times n_t$ , también llamada matriz de incidencias, que describe la topología de la red y se define de la forma siguiente.  $A_{12}(i,j)$  es
  - 1 si el caudal de la línea  $i$  abandona el nudo  $j$
  - 0 si la línea  $i$  no está conectada con el nudo  $j$
  - +1 si el caudal de la línea  $i$  entra en el nudo  $j$
 se cumple además que:

$$A_{21} = A_{12}^T$$

Este sistema de ecuaciones, no lineal, se resuelve por el método de Newton Raphson para obtener los caudales de línea y las alturas piezométricas en los nudos.



## 4.2 Integración de los términos de fuga y demanda en las ecuaciones de la red

En la **formulación nodal** según la Ec 11-4 y las consideraciones hechas en el apartado 3, el sistema de ecuaciones Ec 11 -23 debe reformularse para integrar en el modelo las fugas y la dependencia de las presiones en la demanda:

$$\sum_{j \in J_i} k_{ij}(m) [H_i(m) - H_j(m)] + \frac{1}{2} \sum_{j \in J_i} q_{1,ij}(m) + q_{2,i}(m) + Q_{d,i}(m) = 0 \quad , \quad i \in J_d \quad \text{Ec 11-26}$$

donde

- $k_{ij}(m)$  representa al término  $R_{ij}^{-0.5}(m) |H_i(m) - H_j(m)|^{-0.5}$ .

El sistema de ecuaciones anterior es fuertemente no lineal debido a:

- El término  $k_{ij}(m)$ , donde además  $R_{ij}(m)$  depende del caudal que circula por la tubería según la fórmula de pérdidas piezométricas.
- La dependencia de  $q_{1,ij}(m)$  con  $p_{ij}^{av}(m)$ , según la Ec 11-6 o la Ec 11-10 y la última con  $H_i(m)$  y  $H_j(m)$ , según la Ec 11-7.
- La dependencia de  $q_{2,i}(m)$  con  $p_i(m)$ , según la Ec 11-5 o la Ec 11-16.
- La dependencia de  $Q_{d,i}(m)$  con  $p_i(m)$ , según la Ec 11-20.

Sin embargo, el procedimiento clásico de Newton-Rapshon para resolver sistemas de ecuaciones no lineales puede aplicarse también para resolver el modelo integrado mediante iteraciones, en cada una de las cuales se consideran demandas y fugas constantes. Llegados a este punto nos gustaría remarcar un aspecto computacional con respecto al uso de programas de cálculo existentes para hacer funcionar el modelo integrado, lo cual debe hacerse con precaución. En efecto, si para todo el periodo de simulación tratan de evaluarse en cada iteración las fugas y las demandas para las trayectorias actuales de las piezométricas, y después se mantienen fijas en la iteración siguiente, pueden presentarse problemas de falta de convergencia cuando las reglas de control están presentes, ya que los tiempos  $m$  para cambios dependen de los caudales, estos de las de fugas y demandas, estos de las presiones, y finalmente también del tiempo. Así, se recomienda para un cálculo correcto resolver directamente la Ec 11-23.

En la **formulación por el método del gradiente**, en la Ec 11-25 para tener en cuenta las fugas y demandas dependientes de la presión, aparece un nuevo término en la matriz  $A_{22}$  cuyos elementos expresan la ley de variación del caudal consumido con la altura todo ello dividido por la propia altura del nudo  $Q_c(H)/H$ . Esta relación tiene en cuenta tanto la variación de la demanda con la presión

(altura) (Ec 11-20) como las fugas (Ec 11-8, Ec 11-16). Para simplificar y mantener que la matriz  $A_{22}$  siga siendo diagonal, se puede considerar en la Ec 11-8 la presión del nudo, en lugar de la semisuma de las presiones de los nudos adyacentes conectados.

$$\begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & A_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q \\ H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -A_{10}H_0 \\ -Q_d^* \end{bmatrix} \quad \text{Ec 11-27}$$

donde

- $A_{22}$  es una matriz diagonal, de dimensiones  $n_n \times n_n$  donde el elemento de la diagonal es una expresión que relaciona la demanda del nudo en función de la altura piezométrica en el mismo (se puede considerara aquí tanto la dependencia del consumo con la presión como las fugas), dividido todo ello por la propia altura del nudo. El elemento de la diagonal sería nulo si la demanda de dicho nudo no dependiera de la presión y el nudo no tuviera asignado ningún caudal de fugas.

$$A_{22}(i,i) = \frac{Q_{c,i}(H_i)}{H_i} = \frac{Q_d(H_i) + q_{f1,i}(H_i) + q_{f2,i}(H_i)}{H_i}$$

- $Q_d^*$  es un vector de dimensiones  $[1, n_n]$  cuyos elementos son nulos si toda la demanda del nudo depende de la presión o  $Q_d^*$  si hay una parte de la demanda del nudo que es fija e independiente de la presión

## 5. Implementación del modelo integrado

### 5.1 Resolución de las ecuaciones hidráulicas

En la **formulación por nudos**, una solución directa de las ecuaciones hidráulicas sirve para prevenir problemas de convergencia. La Ec 11-26 para el tiempo  $m$  puede escribirse en forma vectorial como:

$$f(\mathbf{H}, \mathbf{K}, \mathbf{u}) = 0 \quad \text{Ec 11-28}$$

donde  $\mathbf{H}$  es el vector de las piezométricas de los nodos,  $\mathbf{K}$  el vector de los parámetros del modelo y  $\mathbf{u}$  el vector de las reglas de control. Si  $\mathbf{H}$  es el vector de las incógnitas, las aproximaciones sucesivas en el método N-R vienen dadas por:

$$\delta \mathbf{H}^n = -f'(\mathbf{H}^n)^{-1} f(\mathbf{H}^n) \quad , \quad \mathbf{H}^{n+1} = \mathbf{H}^n + \delta \mathbf{H}^n \quad \text{Ec 11-29}$$

Donde  $f'(H^n)$  es la matriz jacobiana del conjunto de ecuaciones 11-26 evaluadas en  $H^n$ , y  $-f(H^n)$  es el vector de residuales para la solución actual  $H^n$ . Desarrollando la primera parte de la Ec 11-29 para el modelo integrado tenemos:

$$\sum_{j \in J_i} \left[ 0.5k_{ij}^n + 0.5N_1(p_i + p_j)^{-1} q_{1,ij}^n \right] (\delta H_i - \delta H_j) + \left[ N_1 p_i^{-1} q_{2,i}^n + (B' \frac{P_i - P_{\min,i}}{P_{i,ref} - P_{\min,i}} + 2 C') Q_{d,i}^n \right] \delta H_i = -f_i(\mathbf{H}^n) \quad , \quad i \in J_d \quad \text{Ec 11-30}$$

Las propiedades del sistema 11-30 son las mismas que las de la formulación nodal clásica: dispersión, simetría y definida positiva, así que los criterios similares de convergencia y técnicas de aceleración pueden aplicarse para resolver el modelo integrado.

Como alternativa, un procedimiento iterativo puede usarse para utilizar programas de cálculo estáticos para el problema clásico, donde las demandas totales se consideran constantes. Dado un vector de piezométricas iniciales  $H^o$ , pueden obtenerse valores provisionales para fugas y demandas  $\mathbf{q}_1^o$ ,  $\mathbf{q}_2^o$  y  $\mathbf{Q}_d^o$ , y la Ec 11-30 se reduce para la primera iteración a:

$$\sum_{j \in J_i} (0.5k_{ij}^1) (\delta H_i - \delta H_j) = - \left[ \frac{1}{2} \sum_{j \in J_i} q_{1,ij}^o + q_{2,i}^o + Q_{d,i}^o + \sum_{j \in J_i} k_{ij}^o (H_i^o - H_j^o) \right] \quad \text{Ec 11-31}$$

Después de cada iteración, deben ser actualizados los valores de  $q_1$ ,  $q_2$  y  $Q_d$  en lugar de los correspondientes coeficientes lineales dados en la Ec 11-30. La convergencia del sistema de ecuaciones 11-30 es más rápida y robusta que la del sistema de ecuaciones 11-31 pero debido al pequeño valor de la fuga y el exponente  $\gamma$ , este segundo método es totalmente aceptable.

En la **formulación por el método del gradiente**, el sistema de ecuaciones no lineal Ec 11-27 puede resolverse por iteración, empleando el método de Newton Raphson, donde dado un sistema de ecuaciones no lineal

$$F(x) = 0 \quad \text{Ec 11-32}$$

y  $x^k$  una solución aproximada del mismo, la siguiente aproximación  $x^{k+1} = x^k + \Delta x$  vendrá dada por:

$$F'(x^k) \cdot \Delta x = -F(x^k) \quad \text{Ec 11-33}$$

Por tanto, el sistema de ecuaciones Ec 11-27 quedaría del siguiente modo

$$\begin{bmatrix} D_{11} & A_{12} \\ A_{21} & D_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta q \\ \Delta H \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} A_{11} q^k + A_{12} H^k + A_{10} H_0 \\ A_{21} q^k + A_{22} H^k + Q_d^* \end{bmatrix} \quad \text{Ec 11-34}$$

donde

- $D_{11}$  es una matriz diagonal de dimensiones  $n_p \times n_p$  cuyos elementos quedan definidos para  $k \in [1, n_p]$ ;  $i \in [1, n_t]$ ;  $j \in [1, n_t]$  como:
 
$$D_{11}(k,k) = n r_{ij} |q_{ij}|^{n-1} + 2 m_{ij} |q_{ij}| \text{ para el caso de tuberías y}$$

$$D_{11}(k,k) = -n r_{ij} \omega^{2-n} |q_{ij}|^{n-1} \text{ para el caso de bombas}$$
- $D_{22}$  es una matriz diagonal, de dimensiones  $n_n \times n_n$  cuyos elementos de la diagonal son la derivada del consumo (demanda más fugas) en función de la altura piezométrica del nudo.

Desarrollando el sistema de ecuaciones Ec 11-34 tenemos que

$$D_{11} \Delta q + A_{12} \Delta H = -A_{11} q^k - A_{12} H^k - A_{10} H_0 \quad \text{Ec 11-35}$$

$$A_{21} \Delta q + D_{22} \Delta H = -A_{21} q^k - A_{22} H^k - Q_d^* \quad \text{Ec 11-36}$$

Despejando de Ec 11-35

$$D_{11} \Delta q = -A_{11} q^k - A_{12} H^k - A_{10} H_0 - A_{12} \Delta H = -A_{11} q^k - A_{10} H_0 - A_{12} H^{k+1} \quad \text{Ec 11-37}$$

$$\Delta q = -D_{11}^{-1} (A_{11} q^k + A_{10} H_0 + A_{12} H^{k+1}) \quad \text{Ec 11-38}$$

Según la Ec 11-38 el cálculo de  $q^{k+1}$  requiere el cálculo previo de  $H^{k+1}$

Así pues, sustituyendo la Ec 11-38 en Ec 11-36, se tiene

$$H^{k+1} = A^{-1} F \quad \text{Ec 11-39}$$

donde

$$F = A_{21} q^k + A_{22} H^k - D_{22} H^k + Q_d^* - A_{21} \cdot D_{11}^{-1} A_{11} q^k - A_{21} D_{11}^{-1} A_{10} H_0 \quad \text{Ec 11-40}$$

$$A = A_{21} D_{11}^{-1} A_{12} - D_{22} \quad \text{Ec 11-41}$$

De la Ec 11-38 se tiene

$$q^{k+1} = q^k - D_{11}^{-1} (A_{11} q^k + A_{10} H_0 + A_{12} H^{k+1}) \quad \text{Ec 11-42}$$

El procedimiento general de cálculo para resolver el sistema de ecuaciones Ec 11-34 de acuerdo a las ecuaciones Ec 11-39 y Ec 11-42 será:

1. suponer unos caudales de línea  $q^{(0)}$  cualesquiera
2. calcular los coeficientes de la matriz  $A$  y ensamblarla

3. calcular el término independiente F
4. Resolver el sistema ecuaciones Ec 11-39 y obtener  $H^{(k+1)}$
5. Calcular los nuevos caudales de línea  $q^{(k+1)}$  según la ecuación Ec 11-42
6. Si  $|q^{k+1} - q^k| \leq \varepsilon$  parar, si no volver al paso 2

Se ha visto que como consecuencia de integrar la dependencia de la demanda y las fugas con la presión en la formulación por el método del gradiente aparecen dos nuevas matrices,  $A_{22}$  y  $D_{22}$ . Veamos a continuación cuál sería la expresión de los coeficientes de dichas matrices diagonales en el caso de considerar la función DDP3 para la demanda, Ec 11-20, y la variación de las fugas con la presión de acuerdo a las ecuaciones Ec 11-16, Ec 11-8, teniendo en cuenta en esta última la presión del propio nudo, en lugar de la semisuma de las presiones de los nudos adyacentes conectados, lo cual no deja de ser una aproximación que sin introducir un error demasiado apreciable simplifica el ensamblado de las ecuaciones.

Los coeficientes de la matriz  $A_{22}$  quedan definidos de la siguiente forma:

$$A_{22}(i,i) = \frac{Q_{d,i}(H_i)}{H_i} + \frac{q_{1,i}(H_i)}{H_i} \quad \text{Ec 11-43}$$

De la ecuación Ec 11-20 se obtiene:

$$\frac{Q_{di}}{H_i} = \frac{Q_{ref,i}}{H_i} \frac{\alpha (p'_i)^2}{(p'_i)^2 + B' p'_i + C'} = \frac{Q_{ref,i}}{H_i} \frac{M_i (H_i - H_{\min,i})^2}{N_i (H_i - H_{\min,i})^2 + L_i (H_i - H_{\min,i}) + C'} \quad \text{Ec 11-44}$$

donde  $B'$  y  $C'$  vienen determinados por Ec 11-22 y además

$$M_i = \frac{\alpha}{(P_{ref,i} - P_{\min,i})^2} \quad N_i = \frac{1}{(P_{ref,i} - P_{\min,i})^2} \quad L_i = \frac{B'}{(P_{ref,i} - P_{\min,i})} \quad \text{Ec 11-45}$$

De la ecuación Ec 11-8 se obtiene:

$$\frac{q_{1i}}{H_i} = \frac{K_{1,i}}{H_i} \frac{(H_i - z_i)^{N_1}}{H_i} \quad \text{Ec 11-46}$$

$$K_{1,i} = C_1 \cdot \sum_{j \in J_i} \frac{L_{ij}}{2} \quad \text{Ec 11-47}$$

$J_i$  se extiende a todos los nudos  $j$  conectados al  $i$

De la ecuación Ec 11-16 se obtiene:

$$\frac{q_{2i}}{H_i} = \frac{K_{2,i}}{H_i} \frac{(H_i - z_i)^{N_2}}{H_i} \quad \text{Ec 11-48}$$

Los coeficientes de la matriz  $D_{22}$  quedan definidos de la siguiente forma:

$$D_{22}(i,i) = \frac{dQ_{d,i}(H_i)}{dH_i} + \frac{dq_{1,i}(H_i)}{dH_i} + \frac{dq_{2,i}(H_i)}{dH_i} \quad \text{Ec 11-49}$$

$$\frac{dQ_{d,i}(H_i)}{dH_i} = \frac{M_i L_i (H_i - H_{\min,i})^2 + 2M_i C' (H_i - H_{\min,i})}{[N_i (H_i - H_{\min,i})^2 + L_i (H_i - H_{\min,i}) + C']^2} \quad \text{Ec 11-50}$$

$$\frac{dq_{1,i}(H_i)}{dH_i} = K_{1,i} N_1 (H_i - z_i)^{N_1-1} \quad \text{Ec 11-51}$$

$$\frac{dq_{2,i}(H_i)}{dH_i} = K_{2,i} N_2 (H_i - z_i)^{N_2-1} \quad \text{Ec 11-52}$$

Ya hemos visto cómo se puede integrar la dependencia de la demanda y las fugas con la presión en la formulación por el método del gradiente y resolver directamente el sistema de ecuaciones no lineal por Newton Raphson. Ahora bien, también cabe otra posibilidad basada en iterar sobre la propia solución aportada por el método del gradiente considerando fijo los consumos (tanto demanda,  $Q_{d,i}$  como fugas  $q_{1,i}$  y  $q_{2,i}$ ) en cada iteración y recalculándolos de nuevo antes de la siguiente iteración según las presiones resultantes y sus leyes de variación con la presión, hasta que en dos iteraciones consecutivas se mantengan. Esta es la solución que se va a formular a continuación en el siguiente trabajo.

## 5.2 Identificación de los coeficientes de fuga

En un apartado anterior se ha establecido la base para identificar los coeficientes de fuga. Sin embargo, desde un punto de vista práctico, deben tenerse en cuenta una serie de consideraciones adicionales. Se proponen los siguientes pasos para implementar un método práctico de identificación de los coeficientes de fuga.

- a) La modulación del caudal total inyectado en cada sector durante el periodo de simulación  $T$ , que normalmente va desde 24 horas a una semana o más, debe ser conocida. Estos datos se obtendrán de los caudalímetros instalados en cada entrada y salida del sector, como:

$$Q_s(k) = \sum_{j \in J_s^i} Q_{s,j}(k) \quad \text{Ec 11-53}$$

donde  $Q_{s,j}(k)$  será positivo para el caudal de entrada y negativo para el de salida.

Si se tiene en cuenta el balance de los depósitos en el interior del sector, también se necesitarán medidores de nivel en los mismos. Sustituir los

depósitos por nudos de caudal forzados es recomendable en esta etapa, pero para las compatibilidades del cálculo, debe haber en cada sector al menos una altura piezométrica fija en un nodo.

- b) También deben darse los valores del volumen de fugas en la red modelada  $V_1^s$  y en la no modelada  $V_2^s$ , para cada sector  $s$  y durante el periodo de simulación  $T$ .
- c) Deben proporcionarse las demandas medias y horarias (estas últimas si se dispone de ellas) para el periodo  $T$  en cada nudo. Estos valores se obtienen de lecturas regulares en los contadores de los consumidores, necesarias para facturar. Está claro que el agua total registrada del sector  $s$  será menor que el volumen total inyectado en el periodo de prueba  $T$ . La eficiencia global de cada sector  $s$  puede ser calculada como:

$$\eta_s = \frac{\sum_{i \in J_d^s} \bar{Q}_{d,i}}{\sum_{k=1}^T Q_s(k)} = \frac{\bar{Q}_d}{Q_s} \quad \text{Ec 11-54}$$

Inicialmente, pueden darse patrones de demanda típicos en los nudos, pero estas curvas deben entenderse como aproximaciones y no como preceptos, ya que de hecho, normalmente no se miden, si no que se obtienen por superposición de curvas típicas para distintos tipos de consumidores.

En la actualidad, con la introducción de la telemida en los contadores domiciliarios es posible conocer tanto la demanda media como su modulación. En este caso se tendrán en consideración tales curvas de modulación registradas y conocidas a la hora de cargar el modelo

$$f_{d,i}(k) = \frac{Q_{d,i}(k)}{Q_{d,i}} \quad \text{Ec 11-55}$$

Para el resto de nudos en los que no se conoce su curva de modulación real por ausencia de medida, se puede considera que su modulación es la modulación global del caudal suministrado al sector

$$f_s^s(k) = \frac{Q_s(k)}{Q_s} \quad \text{Ec 11-56}$$

- d) En un primer paso para cargar el modelo, se modificarán las curvas de modulación de demanda adoptadas inicialmente en el apartado anterior, con el fin de satisfacer el balance de caudales instantáneos en el sector de modo que en cada instante el caudal inyectado sea igual a la suma de caudales consumidos en los nudos del sector,

$$Q_s(k) = \sum_{i \in J_d^s} Q_{c,i}(k) \quad \text{Ec 11-57}$$

Para ello en cada instante el caudal suministrado al sector se repartirá entre los nudos del sector de acuerdo a su caudal instantáneo en ese instante. De este modo obtenemos el caudal instantáneo o consumido en cada nudo, el cual tiene en cuenta tanto el caudal demandado registrado como el que no (suma del caudal demandado no registrado más el caudal de fugas).

$$Q_{c,i}(k) = Q_s(k) \cdot \frac{Q_{d,i}(k)}{\sum Q_{d,i}(k)} = Q_s(k) \cdot \frac{\bar{Q}_{d,i} \cdot f_{d,i}(k)}{\sum \bar{Q}_{d,i} \cdot f_{d,i}(k)} \quad \text{Ec 11-58}$$

y puede calcularse la nueva curva de modulación

$$f_{c,i}(k) = \frac{Q_{c,i}(k)}{Q_{d,i}} \quad \text{Ec 11-59}$$

Puede usarse un programa de cálculo clásico con demandas constantes para obtener un primer vector de trayectorias  $H$  (o  $p = H-z$ ) en todos los nodos de demanda.

- e) En el siguiente paso, pueden obtenerse, usando los volúmenes de fuga fijados, los valores provisionales para los coeficientes de fuga.

Para fugas en las tuberías de la red modelizada, el único valor para el coeficiente de sector  $c_1^s$  vendrá dado, teniendo en cuenta la ecuación 11.6, por:

$$\hat{c}_1^s = \frac{Vf_1^s}{\sum_m \sum_{ij \in s} L_{ij} [p_{ij}^{av}(m)]^{N1} \Delta t_m} \quad \text{Ec 11-60}$$

donde los sumatorios del denominador se extienden para todas las tuberías  $ij$  pertenecientes al sector  $s$  y todos los intervalos de tiempo hidráulicos  $m$  del periodo de simulación. Un valor diferente de  $c_1^s$  se obtendrá para cada sector  $s$ .

De forma similar, se obtendrá el coeficiente de fugas en cada nudo para la red no modelizada, empleando ahora la ecuación 11-14, según:

$$K_i = \frac{Vf_2^s}{\sum_m p_i^{N2} \Delta t_m} \quad \text{Ec 11-61}$$



Si se asumen las hipótesis de la Ec. 11-16, el único valor de  $c_2^s$  para todos los nodos del sector s se obtendrán por:

$$\hat{c}_2^s = \frac{Vf_2^s}{\sum_{i \in J_d^s} (\bar{Q}_{d,i} \sum_m P_i^{N_2} \Delta t_m)} \quad \text{Ec 11-62}$$

Como antes, se obtendrá un valor diferente de  $\hat{c}_2^s$  para cada sector s, y el valor particular de  $K_i$  para cada nodo i del sector s será:

$$\hat{K}_i = \hat{c}_2^s \bar{Q}_{d,i} \quad \text{Ec 11-63}$$

- f) Una vez se han identificado los coeficientes de fuga, el valor particular del caudal de fuga total en cada nodo i y tiempo k,  $\hat{q}_1^s(k) + \hat{q}_2^s(k)$  puede calcularse. Si asumimos en primer lugar como curva de modulación para el consumo total en el nodo i lo siguiente:

$$Q_{c,i}(k) = f_{c,i}(k) \bar{Q}_{c,i} \quad \text{Ec 11-64}$$

Entonces la demanda real provisional  $Q_{d,i}(k)$  se obtendrá con la Ec 11-19. Sin embargo, pueden darse valores negativos de  $Q_{d,i}(k)$  en algunos nodos durante la noche, cuando  $Q_{c,i}(k)$  es mínimo y las fugas toman sus valores máximos debido a las presiones máximas. A continuación se presenta una mejor aproximación para determinar demandas reales provisionales.

En un intervalo de tiempo k. El caudal total inyectado al sector s es  $Q_s(k)$ , y la fuga total provisional en este sector en el instante k será:

$$\hat{q}_1^s(k) + \hat{q}_2^s(k) = \sum_{m \in k} \left( \sum_{i \in J_d^s} \hat{q}_{1,i}(m) + \sum_{i \in J_d^s} \hat{q}_{2,i}(m) \right) \frac{\Delta t_m}{\Delta t_k} \quad \text{Ec 11-65}$$

Donde se han tenido en cuenta posibles cambios en el estado en el intervalo k ponderando los volúmenes de fuga. Así, la demanda real total del sector será, provisionalmente:

$$\hat{Q}_d^s(k) = Q_s(k) - \hat{q}_1^s(k) - \hat{q}_2^s(k) = \sum_{i \in J_d^s} \hat{Q}_{d,i}(k) \quad \text{Ec 11-66}$$

Para asignar la demanda total  $\hat{Q}_d^s(k)$  a los nodos de  $J_d^s$  la vamos a prorratear de forma proporcional a la demanda instantánea en cada uno de ellos. En concreto, se tendrá en cuenta la curva de demanda conocida para aquellos nudos en los que haya registro de la misma,  $f_{d,i}(k)$ , y para el

resto de nudos se tomará la modulación de la demanda global obtenida

$$\text{en Ec 11-43 } \hat{f}_d^s(k) = \frac{\hat{Q}_d^s(k)}{\hat{Q}_d^s}$$

Entonces las demandas reales provisionales vendrán dadas por:

$$\hat{Q}_{d,i}(k) = \hat{Q}_d^s(k) \frac{\bar{Q}_{d,i} \cdot f_{d,i}(k)}{\sum_i \bar{Q}_{d,i} \cdot f_{d,i}(k)} \quad \text{Ec 11-67}$$

De esta manera, el factor total de modulación para las demandas reales provisionales será:

$$\hat{f}_{d,i}(k) = \frac{\hat{Q}_d^s(k) \cdot f_{d,i}(k)}{\sum_i \bar{Q}_{d,i} \cdot f_{d,i}(k)} \quad \text{Ec 11-68}$$

Y la modulación provisional del consumo total en cada nodo:

$$\hat{Q}_{c,i}(k) = \hat{f}_{d,i}(k) \bar{Q}_{d,i} + \hat{q}_{1,i}(k) + \hat{q}_{2,i}(k) \quad \text{Ec 11-69}$$

Que contrasta con la hipótesis anterior, donde se asumía la misma modulación de consumo en todos los nodos. Además, se evitan los valores negativos para las demandas reales a la vez que se preserva el balance de masa en cada instante k.

- g) Los coeficientes provisionales de fuga y las demandas reales calculadas se emplearán para resolver de nuevo el sistema de ecuaciones Ec 11-26 o Ec 11-27, considerando de momento  $\hat{Q}_{c,i}(k)$  fijo en cada intervalo k. Se obtendrán nuevas trayectorias para las piezométricas  $H$  en todos los nodos de demanda, y los pasos e) y f) se repetirán para actualizar los valores de  $\hat{c}_1^s$ ,  $\hat{K}_i$  y  $\hat{Q}_{d,i}(k)$ .
- h) El proceso termina cuando la diferencia de los coeficientes de fuga entre dos iteraciones consecutivas sea menor que una tolerancia dada.

### 5.3 Identificación del caudal de referencia

Una vez identificados los coeficientes de fuga, la curva de modulación definitiva para las demandas reales en cada nodo  $i$  e instante  $k$ ,  $Q_{d,i}(k)$ , vendrá dada por la ecuación 11- 69 al igual que las correspondientes trayectorias de presión  $p_i(k)$ . A partir de aquí se podrán calcular los caudales de demanda de referencia empleando los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$ ,  $p_{ref,i}$  y  $p_{min,i}$  y la Ec 11-20, Ec 11-21 y Ec 11-22

$$Q_{dref,i}(k) = Q_{d,i}(k) \cdot \frac{(p_i'(k))^2 + B' p_i'(k) + C'}{\alpha \cdot (p_i'(k))^2} \quad \text{Ec 11-70}$$

donde

$$p_i'(k) = \frac{p_i(k) - p_{\min,i}}{p_{ref,i} - p_{\min,i}}$$

$$B' = -2 \cdot r' \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{(\alpha - 1)}{r'}} \right] \quad \text{con} \quad r = \frac{\beta - \alpha}{\beta}$$

$$C' = (\alpha - 1) - B'$$

El punto de referencia elegido para cada nudo se corresponde con una presión de referencia y un caudal de referencia definidos de la siguiente forma:

- $p_{ref}$  es la presión mínima necesaria para suministra el caudal requerido, que se correspondería a la situación en la que todos los grifos están abiertos:

$$p_{ref} = \Delta z + \Delta h_f^d + p_{res}^d$$

donde el supraíndice  $d$  indica valores de diseño y  $\Delta z$  corresponde al punto de toma más alto. Equivale a la presión mínima requerida para suministrar la demanda requerida. Por ejemplo, si  $\Delta z = 7 \text{ m}$  (2 alturas),  $\Delta h_f = 4 \text{ m}$  (pérdidas en la acometida, contador y tuberías interiores) y  $\Delta h_{res} = 9 \text{ m}$  (monomandos, calentador gas, etc.) entonces  $p_{ref} = 20 \text{ m}$ . Para  $\Delta z = 20 \text{ m}$  (5 alturas),  $p_{ref} = 33 \text{ m}$ .

- $q_{ref}$ , es el caudal que le corresponde a esa  $p_{ref}$ , en principio desconocido y que se calculará haciendo pasar la curva por el punto de funcionamiento actual conocido  $q_i$ ,  $p_i$ , que corresponde con el obtenido en la simulación con demandas fijas con la presión como veremos posteriormente.

La definición de este punto de referencia tiene la gran ventaja de poder conocer si en una situación dada, estamos trabajando en condiciones de insuficiencia de presión y caudal, o en condiciones de exceso de presión y caudal.

Obtenidos los caudales de referencia y conocidas la presión de referencia y los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$ , la ley de variación de la demanda con la presión queda ya definida y puede emplearse para simular distintas condiciones de funcionamiento de la red que provoque un nivel de presiones diferente y por lo tanto de demandas y de fugas.

Con el objetivo de no trabajar con una curva diferente para cada instante, ya que por ejemplo en un modelo de 24 horas tendríamos 24 curvas en cada nudo, trabajaremos con las curvas similares o adimensionalizadas respecto al punto de referencia definido, de tal forma que para cada nudo trabajaremos con una única curva similar.

$$\frac{Q_{d,i}}{Q_{ref,i}} = f\left(\frac{p_i - p_{min,i}}{p_{ref,i} - p_{min,i}}, \alpha_i, \beta_i\right) \quad \text{Ec 11-71}$$

$$Q'_{d,i} = \frac{\alpha p_i^2}{p_i^2 + B' p_i + C'} \quad \text{Ec 11-72}$$

cuyos parámetros son  $\alpha = \frac{q_\infty}{q_{ref}} = q'_\infty$  ,  $\beta = \frac{q_{max}}{q_{ref}} = q'_{max}$  con  $\beta > \alpha$

y donde:

$$B' = -2 \cdot \frac{\beta - \alpha}{\beta} \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{\beta}{\beta - \alpha} (\alpha - 1)} \right] < 0 \quad (\text{si } \beta > \alpha)$$

$$C' = (\alpha - 1) - B'$$

En definitiva, podemos conocer:

- En qué condiciones de presión respecto a la mínima necesaria estamos funcionando en la situación actual y qué déficit o superávit de caudal se está consumiendo. En efecto, la diferencia entre la presión actual y la de referencia nos puede dar una idea de la capacidad que tenemos para reducir la presión sin afectar al usuario, por ejemplo si las presiones resultantes distan mucho de las de referencia por arriba, significa que el usuario tienen los grifos muy estrangulados y podríamos reducir la presión sin afectar notablemente al suministro.

Del mismo modo la diferencia entre el caudal actual y el de referencia nos indica el déficit o superávit de caudal que estamos suministrando en cada momento.

- Conocida la ley de variación de la demanda con la presión, podríamos saber cuáles serían los caudales, y presiones resultantes para una operación de la red diferente que diera como resultados otras presiones.

## 5.4 Simulación para diferentes condiciones de funcionamiento

Con los coeficientes de fuga y demanda identificados, el modelo integrado está listo para usarse como se ha explicado en el apartado 5.2. Resolviendo el sistema de ecuaciones Ec 11-26 o Ec 11-27 para diferentes condiciones de funcionamiento, puede obtenerse la posición espacial y temporal de la fuga, así como el nuevo caudal demandado por los usuarios, que será de interés para el diagnóstico del sistema. Además, pueden verificarse políticas para reducir fugas operando con VRP (válvulas reductoras de presión), al igual que su repercusión en las demandas. Ejemplos ilustrativos muestran que cuando las presiones se reducen, al principio las fugas son mucho más sensibles que las demandas, pero para presiones menores, las demandas se reducen más significativamente que las fugas.

Un modelo de fugas es apropiado para calibrar de forma adecuada modelos hidráulicos en redes poco eficientes. Las curvas de presión resultantes del modelo integrado difieren fuertemente en redes antiguas (con niveles de fuga y pérdidas de carga) de los obtenidos cuando se consideran las fugas proporcionales a las demandas en cualquier instante.

Otra aplicación es optimizar las consignas de las VRP para minimizar las fugas. Tratar de resolver este conocido problema con el modelo integrado aumenta el tiempo empleada, y pueden ser aconsejables para este propósito la técnicas de computación de alto rendimiento, tales como la computación paralela, (Hernández, 1999).

Por último, el modelo integrado puede ser muy útil para planificar condiciones de operación durante sequías prolongadas o en caso de averías. La capacidad de relacionar niveles de presión y consumos esperados es de gran utilidad para simular estas situaciones.

A continuación se ilustra mediante unos sencillos diagramas de bloques, el proceso a seguir para desarrollar un modelo integrado de fugas y demandas dependientes de la presión, desde la obtención de los coeficientes de fuga y caudales de referencia que terminan de caracterizar la dependencia de las fugas y las demandas con la presión, hasta el desarrollo de simulaciones para distintas condiciones de funcionamiento teniendo en cuentas las leyes definidas anteriormente. El método de resolución se basa en un proceso iterativo sobre la propia solución aportada por Epanet con demandas constantes en cada una de las iteraciones, en lugar de la resolución directa de las ecuaciones del sistema definido por Ec 11-27.

Desatacar que los datos necesarios son datos fácilmente disponibles en cualquier abastecimiento.

## **5.5 Diagrama de Bloques**

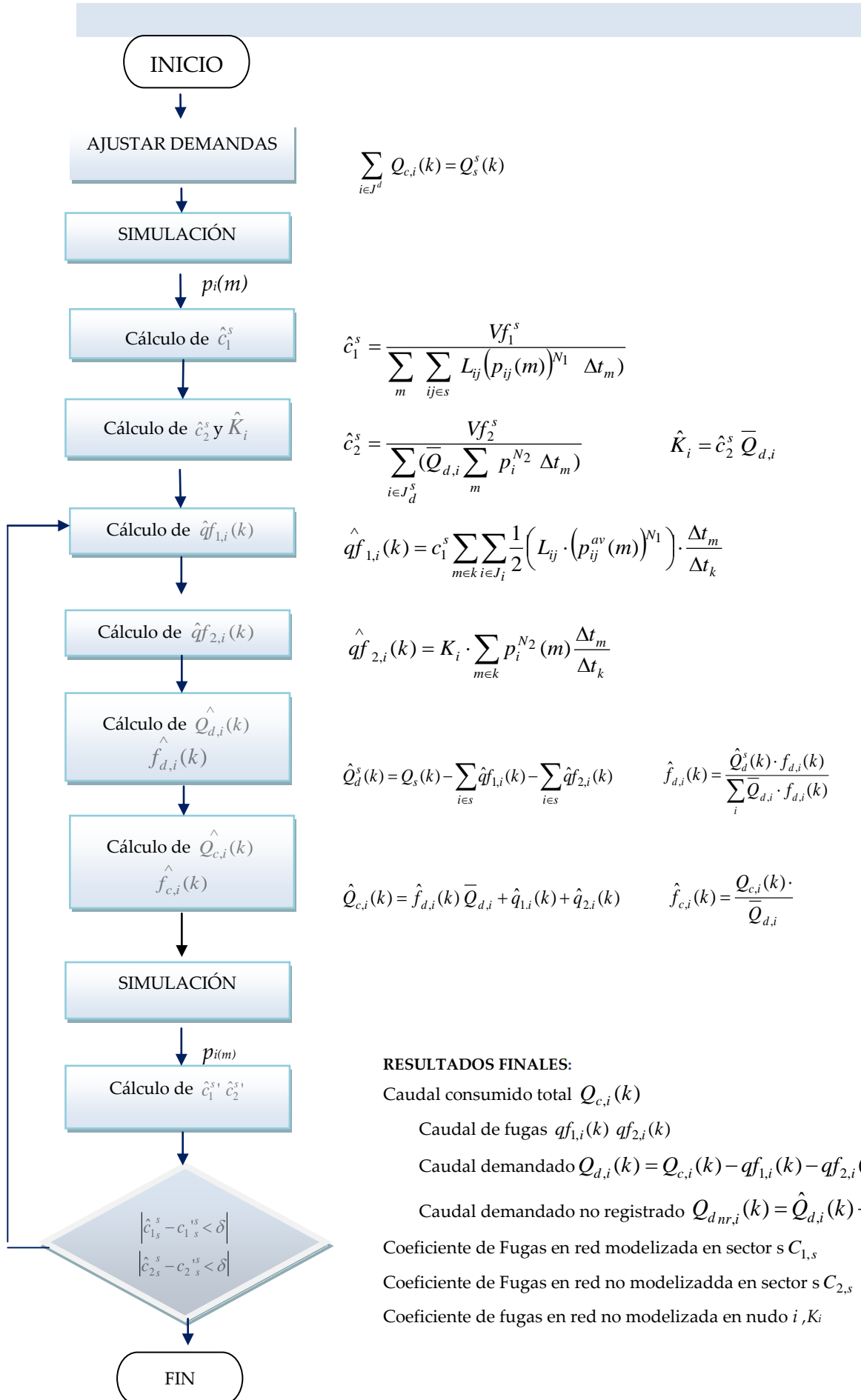
En las páginas siguientes se representan diagramas de bloques sobre:

- Obtención de los coeficientes de fugas.
- Obtención del caudal de referencia.
- Simulación del comportamiento de la red considerando la dependencia de las demandas y las fugas con la presión.

## OBTENCIÓN DE LOS COEFICIENTES DE FUGAS

### Datos de partida

- Fichero Inp que represente la topología y la operación de la red.
- Demandas medias registradas en los nudos  $\bar{Q}_{d,i}$
- Curvas de modulación de demandas conocidas por registro en nudos  $f_{d,i}(k)$
- Caudal inyectado a cada uno de los sectores  $Q_s^s(k)$
- Identificación de sectores: nudos que pertenecen a un sector.
- Volumen de Fugas en red modelizada de cada sector  $s$   $Vf_1^s$
- Volumen de Fugas en red NO modelizada de cada sector  $s$   $Vf_2^s$
- Ley de variación de las fugas con la presión (exponente  $N_1$  para red modelizada y  $N_2$  para red no modelizada).



$$\sum_{i \in J^d} Q_{c,i}(k) = Q_s^s(k)$$

$$\hat{c}_1^s = \frac{Vf_1^s}{\sum_m \sum_{ij \in s} L_{ij} (p_{ij}(m))^{N1} \Delta t_m}$$

$$\hat{c}_2^s = \frac{Vf_2^s}{\sum_{i \in J_d^s} (\bar{Q}_{d,i} \sum_m p_i^{N2} \Delta t_m)} \quad \hat{K}_i = \hat{c}_2^s \bar{Q}_{d,i}$$

$$\hat{q}f_{1,i}(k) = c_1^s \sum_{m \in k} \sum_{i \in J_i} \frac{1}{2} \left( L_{ij} \cdot (p_{ij}^{av}(m))^{N1} \right) \cdot \frac{\Delta t_m}{\Delta t_k}$$

$$\hat{q}f_{2,i}(k) = K_i \cdot \sum_{m \in k} p_i^{N2}(m) \frac{\Delta t_m}{\Delta t_k}$$

$$\hat{Q}_d^s(k) = Q_s^s(k) - \sum_{i \in s} \hat{q}f_{1,i}(k) - \sum_{i \in s} \hat{q}f_{2,i}(k) \quad \hat{f}_{d,i}(k) = \frac{\hat{Q}_d^s(k) \cdot f_{d,i}(k)}{\sum_i \bar{Q}_{d,i} \cdot f_{d,i}(k)}$$

$$\hat{Q}_{c,i}(k) = \hat{f}_{d,i}(k) \bar{Q}_{d,i} + \hat{q}_{1,i}(k) + \hat{q}_{2,i}(k) \quad \hat{f}_{c,i}(k) = \frac{Q_{c,i}(k)}{\bar{Q}_{d,i}}$$

**RESULTADOS FINALES:**

Caudal consumido total  $Q_{c,i}(k)$

Caudal de fugas  $qf_{1,i}(k)$   $qf_{2,i}(k)$

Caudal demandado  $Q_{d,i}(k) = Q_{c,i}(k) - qf_{1,i}(k) - qf_{2,i}(k)$

Caudal demandado no registrado  $Q_{dnr,i}(k) = \hat{Q}_{d,i}(k) - Q_{reg,i}(k)$

Coefficiente de Fugas en red modelizada en sector s  $C_{1,s}$

Coefficiente de Fugas en red no modelizada en sector s  $C_{2,s}$

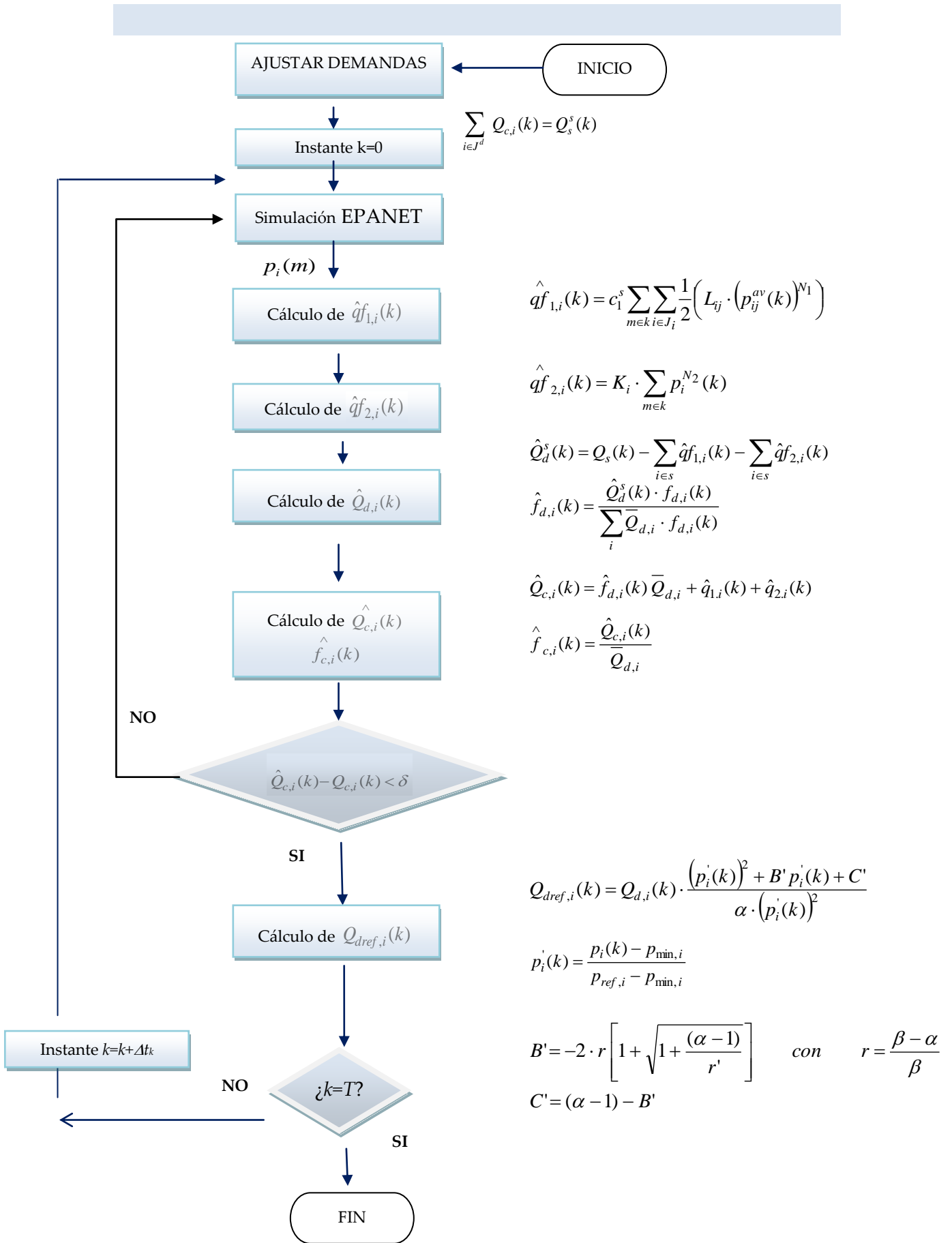
Coefficiente de fugas en red no modelizada en nudo i,  $K_i$

## OBTENCIÓN DEL CAUDAL DE REFERENCIA

### Datos necesarios

- Fichero Inp que represente la topología y la operación de la red.
- Demandas registradas en los nudos  $\bar{Q}_{d,i}$
- Curvas de modulación de demandas conocidas por registro en nudos  $f_{d,i}(k)$
- Caudal inyectado a cada uno de los sectores  $Q_s^s(k)$
- Identificación de sectores: nudos que pertenecen a un sector.
- Coeficiente de fugas en red modelizada en cada sector  $c_1^s$
- Coeficiente de Fugas en red no modelizada de cada sector  $c_2^s$
- Ley de variación de las fugas con la presión. (Exponente  $N_1, N_2$ ).
- Ley de Variación de la demanda con la presión para cada nudo:
  - Presión mínima en cada nudo  $p_{i,min}$
  - Presión de referencia en cada nudo  $p_{ref,i}$
  - Coeficiente  $\alpha_i$
  - Coeficiente  $\beta_i$

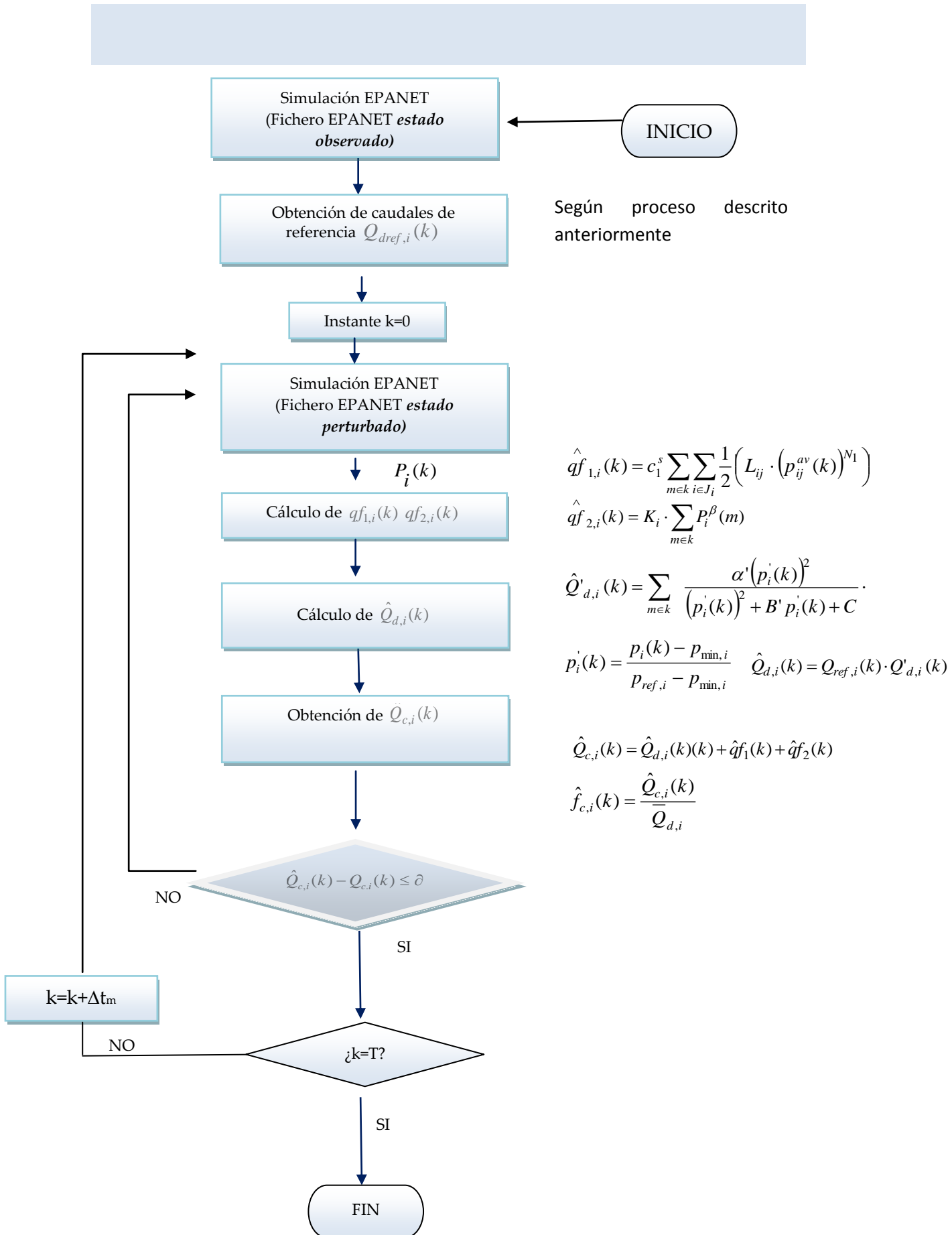




## SIMULACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA RED CONSIDERANDO LA DEPENDENCIA DE LAS DEMANDAS Y LAS FUGAS CON LA PRESIÓN

### Datos necesarios

- Fichero Inp que represente la topología y la operación de la red
- Demandas medias registradas en los nudos  $\bar{Q}_{d,i}$
- Curvas de modulación de demandas conocidas por registro en nudos  $f_{d,i}(k)$
- Caudal inyectado a cada uno de los sectores  $Q_s^s(k)$
- Fichero Inp que represente unas condiciones de operación diferentes que se desean modelizar (estado perturbado)
- Identificación de sectores: nudos que pertenecen a un sector
- Coeficiente de fugas en red modelizada  $c_1^s$
- Coeficiente de Fugas en red no modelizada de cada sector  $c_2^s$
- Ley de Variación de la demanda con la presión para cada nudo:
  - Presión mínima en cada nudo  $p_{i,min}$
  - Presión de referencia en cada nudo  $p_{ref,i}$
  - Coeficiente  $\alpha_i$
  - Coeficiente  $\beta_i$





## Capítulo 12

# Conclusiones, desarrollos futuros y aportaciones originales

### 1. Conclusiones

Los modelos de simulación hidráulicos de las redes de abastecimiento urbano tradicionalmente han sido muy empleados por la compañías de servicios de agua para diseñar y planificar el crecimiento de las redes. La introducción de la automatización, el control de la operación de las redes de suministro de agua mediante SCADA's y en definitiva, el incremento de monitorización de medidas hidráulicas, ha acercado el uso de los modelos matemáticos a la operación diaria de la red, al poder alimentar dichos modelos con la información diaria, incluso adquirida en tiempo real, mediante la conexión del SCADA- modelo.

Para que dichos modelos sean útiles al operador y sean realmente un soporte para la toma de decisiones diaria en el abastecimiento (DSS), deben ser capaces de representar el comportamiento de la red bajo cualquier circunstancia de operación, tanto en condiciones normales como en situaciones de emergencia que desencadenen por ejemplo una reducción importante de presión afectando al caudal suministrado al usuario. Para ello los modelos deben contemplar la dependencia de la demanda con la presión, en lugar de considerar las demandas fijas como tradicionalmente se ha realizado.

Esto requiere introducir en cada nudo una función (DDP) que correlacione la demanda con la presión de la forma más realista posible. Prácticamente todas las curvas DDP propuestas hasta la fecha consideran constante la demanda en condiciones de presión suficiente y son pocos los análisis que se han realizado

para formular y adaptar una curva DDP a las diferentes tipologías de suministros urbanos, lo cual dificulta su aplicación práctica.

La función matemática finalmente propuesta en este trabajo correlaciona la demanda del usuario con la presión, tanto en condiciones de suficiencia como insuficiencia de la misma. Cuenta con dos parámetros de ajuste,  $\alpha$  y  $\beta$ , que permiten adaptarla a las diferentes tipologías de suministros urbanos. Cumple además con las propiedades matemáticas adecuadas (puntos no angulosos básicamente) para que pueda ser implementada en el sistema de ecuaciones de cálculo hidráulico de la red, a fin de evitar los problemas de convergencia en su solución.

La adimensionalización de la función propuesta ha permitido trabajar con única función para todos los instantes de tiempo, facilitando su integración práctica en un modelo dinámico. En efecto, la demanda no solo varía con la presión disponible, sino que también varía en cada instante de tiempo, puesto que las necesidades horarias del usuario cambian. Por tanto sería necesario disponer de tantas curvas DDP como instantes de tiempo consideráramos. Para evitar este problema, hemos adimensionalizado la función DDP respecto a un punto de referencia (caudal y presión de referencia). La curva adimensional es ahora común para cualquier instante de tiempo, mientras que los valores de  $q_{ref}$  y  $p_{ref}$  caracterizan a cada curva.

La definición de una presión de referencia como la presión necesaria para satisfacer la demanda en condiciones de confortabilidad, sin excesos ni defectos de presión, y el caudal de referencia el correspondiente a dicha presión, resulta de gran utilidad, ya que al compararlo con el punto de trabajo sobre la curva DDP nos indica directamente si estamos trabajando en condiciones de déficit o superávit de demanda.

La presión de referencia es fácil de obtener en la práctica, siendo más difícil conocer el valor del caudal de referencia. Sin embargo, una vez definida la función DDP a través de sus parámetros  $\alpha$ ,  $\beta$ , dadas la presión de referencia y un punto de funcionamiento observado en cada nudo para cada instante  $(p_i(k), q_i(k))$  se ha mostrado en la tesis cómo obtener el caudal de referencia para dicho nudo y dicho instante.

La expresión analítica y gráfica de la función propuesta es la siguiente

$$q' = \frac{\alpha \cdot p'^2}{p'^2 + B' \cdot p' + C'}$$

donde

$$q' = \frac{q}{q_{ref}} \quad p' = \frac{p - p_{min}}{p - p_{ref}}$$

$$B' = -2 \cdot \frac{\beta - \alpha}{\beta} \cdot \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{\beta}{\beta - \alpha} \cdot (\alpha - 1)} \right] < 0 \quad (\text{si } \beta > \alpha)$$

$$C' = (\alpha - 1) - B'$$

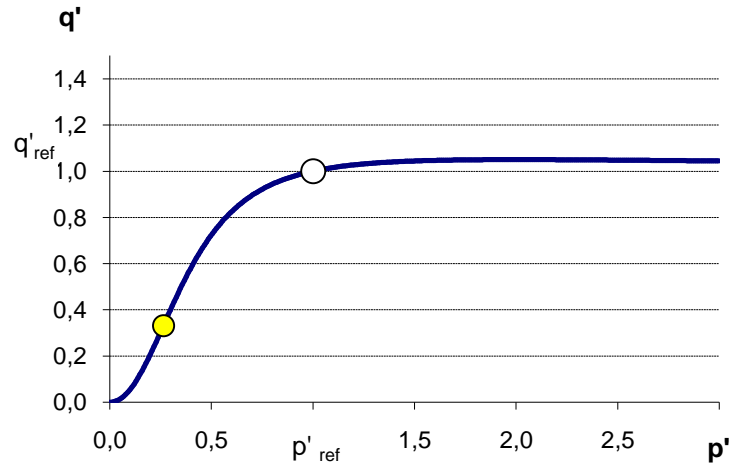


Fig. 12-1. Curva DDP expresada en variables reducidas

Por último, se ha propuesto una metodología para implementar, a partir de la información disponible en un abastecimiento moderno, un modelo que integre demandas y fugas dependientes de la presión. La implementación propuesta realiza una distribución de las fugas en función de la presión y de las características de la red, y calcula los coeficientes de fugas y las demandas de referencia en cada nudo. Ofrece como resultado, las presiones y caudales resultantes en la red bajo cualquier modo de operación o disponibilidad de infraestructuras, proporcionando además en cada situación, incluso en la actual, el **superávit o déficit de demanda** que se está suministrando. Esto representa una información muy valiosa desde el punto de vista práctico para valorar la calidad del servicio prestado bajo cualquier circunstancia, permitiendo la elaboración de indicadores de gestión al respecto.

El modelo propuesto resulta muy útil para realizar análisis de contingencias y de vulnerabilidad de un abastecimiento, al permitir evaluar el impacto sobre los usuarios de una situación de emergencia derivada, por ejemplo, de una avería. También resulta de gran utilidad para gestionar la demanda en un plan de sequía, pudiendo cuantificar el ahorro esperado de agua.

## 2. Resultados obtenidos

El ensayo real programado en la red de abastecimiento de la ciudad de Valencia ha permitido contrastar experimentalmente, el grado de dependencia de la demanda de los usuarios y las fugas con la presión en un entorno urbano. Se ha confirmado que un incremento de la presión de suministro aumenta la demanda de todos los usuarios alimentados en directo desde la red, sin grupo de presión, mientras que mantiene constante la de los usuarios que se alimentan con bomba. Así un incremento de la presión desde 32 a 37 m.c.a. elevó un **7%** la demanda de los usuarios sin bomba respecto a los usuarios que se alimentan con bomba. Un incremento hasta 38,5 m.c.a. la elevó a un **11%**.

A partir de la información aportada por la telemedida de los contadores domiciliarios se ha correlacionado la presión con la demanda para el conjunto total de usuarios (donde un 45% se alimentan con bomba) y para el conjunto de usuarios sin bomba alimentados en directo desde la red, obteniendo el siguiente ajuste de los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  de la función:

Usuarios	$\beta$	$\alpha$
Sin Bomba	1,15	1,147
Todos (45% con Bomba)	1,1	1,099

Tabla 12-1. Parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  para la zona de estudio en Valencia

Estos ensayos, realizados en la zona de suficiencia de presión, han sido muy útiles para obtener fundamentalmente el parámetro  $\beta$  de la función que afecta directamente al incremento de demanda con la presión por encima de la de referencia. Teniendo en consideración el parámetro  $\beta$  obtenido del ensayo y haciendo uso de la parametrización que se ha efectuado para diferentes tipologías de viviendas se ha obtenido el siguiente resultado para el caso de estudio en Valencia.

Número de Alturas	$\beta$	$\alpha$
0-2	1,15	1,149
3	1,15	1,149
Más de 4	1,150	1,147
Con grupo a partir de 4ª planta	1,100	1,099

Tabla 12-2. Parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  para distinta tipología de edificios en Valencia

Los resultados del ensayo también se han empleado para correlacionar el caudal de fugas con la presión, obteniendo un exponente de **1,429** para la función potencial de acuerdo a la teoría de descarga de área fija y variable (FAVD).



Por otro lado, en ausencia de información específica de campo, el valor de los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  de la función propuestos en este trabajo para distintos tipos de suministros urbanos (tipología de viviendas, número de alturas, presencia o no de grupo de presión...) son muy útiles para aplicar la curva DDP en un modelo de una red cualquiera. Para ello se han analizado hasta un total de 40 casos, modelizando el suministro interior de varias tipologías de viviendas. Las tablas siguientes resumen los resultados obtenidos.

### 30% de demanda variable

	Alimentación en Directo			Alimentación con Bomba		
	Unifamiliar (1 y 2 plantas)	3 plantas	más de 4 plantas	Grupo a partir de la planta 4	Grupo a partir de la planta 5	Grupo a partir de la planta 6
$\beta$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$
1,1	1,099	1,099	1,090	1,099	1,099	1,099
1,05	1,045	1,032	1,004	1,049	1,039	1,040
1,03	1,013	0,990	0,950	1,020	1,000	1,010
1,01	0,959	0,916	0,868	0,980	0,940	0,950

Tabla 12-3. Coeficientes de ajuste  $\alpha$  y  $\beta$  para varias tipologías de edificios

### 70% de demanda variable

	Alimentación en Directo			Alimentación con Bomba		
	Unifamiliar (1 y 2 plantas)	3 plantas	más de 4 plantas	Grupo a partir de la planta 4	Grupo a partir de la planta 5	Grupo a partir de la planta 6
$\beta$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$
1,1	1,099	1,099	1,069	Ídem que el caso de 30% consumo variable		
1,05	1,037	1,018	0,965			
1,03	1,000	0,965	0,899			
1,01	0,933	0,873	0,808			

Tabla 12-4. Coeficientes de ajuste  $\alpha$  y  $\beta$  para varias tipologías de edificios

## 3. Limitaciones y desarrollos futuros

El modelo desarrollado está limitado a la modelización de consumos domésticos alimentados directamente desde la red, sin ningún sistema de almacenamiento intermedio (aljibes), lo cual queda pendiente para futuros desarrollos.

Asimismo, la implementación de este modelo en un entorno GIS sería deseable para facilitar el cálculo de las presiones mínimas y de referencia en cada nudo, en función de la altura media de las edificaciones abastecidas desde dicho nudo. Del mismo modo, su conexión con el SCADA y la telemedida domiciliaria convertirá el modelo en un verdadero sistema de apoyo a la toma de decisiones (DSS).

Además, la paulatina introducción horaria de la telelectura domiciliaria permitirá conocer en cada momento la demanda instantánea de los usuarios, aportando información muy valiosa para calibrar el modelo propuesto, sobre todo en escenarios difíciles de ensayar como los motivados por una emergencia que dé lugar a una satisfacción parcial de la demanda.

## 4. Aportaciones originales de la tesis

Como aportaciones más novedosas a este trabajo cabe destacar:

1. La **propuesta de un modelo realista para identificar la variación de la demanda con la presión** teniendo en cuenta el porcentaje de demanda fija y variable que puede darse en una vivienda tipo, así como la reacción de los usuarios ante una falta de presión. Dicho modelo integra el comportamiento de ambas demandas y la reacción de los usuarios en una única curva, a diferencia de lo propuesto por otros autores.
2. La **simulación mediante modelos hidráulicos del comportamiento de las instalaciones interiores para diferentes tipologías de viviendas**, a fin de obtener la forma de las curvas de las demandas dependientes de la presión en condiciones de insuficiencia, a partir de las características hidráulicas de dichas instalaciones. En particular, se ha simulado la reducción de la demanda para edificios en altura, a lo largo de 24 horas, para las horas en que la presión resulte insuficiente.
3. La **definición de tres nuevas funciones matemáticas para expresar la dependencia de la demanda con la presión (DDP)**, nunca propuestas anteriormente en la bibliografía existente, y construidas a raíz de las curvas obtenidas por simulación. De ellas la DDP3 ha resultado ser la más adecuada, de la que cabe destacar los siguientes aspectos:
  - Correlaciona la demanda con la presión en todo el rango de presiones, tanto en condiciones de suficiencia como de insuficiencia de presión. La mayoría de funciones definidas hasta la fecha no consideran que la demanda se incrementa con la presión en condiciones de suficiencia de suministro, cuando la realidad demuestra que sí.
  - Dispone de parámetros que permiten ajustar la función a diferentes suministros urbanos en función de su tipología (número de alturas, porcentaje de demanda variable, presencia de grupos de presión...). En el trabajo se han tabulado los valores de dichos parámetros para varias tipologías de suministro.
  - Cumple además una serie de propiedades matemáticas adecuadas (puntos no angulosos básicamente) para que pueda ser implementada en un sistema de ecuaciones de cálculo hidráulico de la red, a fin de evitar los problemas de convergencia en su solución.

4. La **adimensionalización de la función DDP** para trabajar con única función para todos los instantes de tiempo. Las ventajas que presenta son:
  - Se facilita su integración práctica en un modelo dinámico. Al adimensionalizar la función respecto a un punto de referencia (caudal y presión de referencia), la curva adimensional es común para cualquier instante de tiempo, mientras que los valores de  $q_{ref}$  y  $p_{ref}$  caracterizan a cada curva.
  - La posición sobre la propia curva nos indica si estamos en condiciones de déficit o superávit de demanda. Esto es posible gracias a que el punto de referencia elegido se corresponde con la presión necesaria para satisfacer la demanda de referencia en condiciones de confort, sin excesos si superávit.
  - Conocidos los parámetros de la función, la presión de referencia y un punto de trabajo observado en la red (caudal suministrado a una presión dada) es posible conocer el caudal de referencia.
  
5. La **identificación de los parámetros de la función DDP3 propuesta** mediante el modelado de las diferentes tipologías de las viviendas urbanas, confirmando así la validez de dicha función para modelar el comportamiento hidráulico de los sumintros urbanos en condiciones de insuficiencia de presión. Dichos parámetros se han identificado para viviendas unifamiliares, para edificios en altura con conexión directa a red, para edificios equipados con grupos de presión a partir de una determinada altura, y para zonas urbanas con una determinada volumetría de edificación.
  
6. La **confirmación experimental** de la dependencia de la demanda con la presión, sobre todo en condiciones de suficiencia de presión a través de un ensayo programado en la red de abastecimiento de la ciudad de Valencia, y el ajuste de los parámetros de las funciones propuestas.
  
7. La **formulación de un modelo integrado** que considere la dependencia de las demandas y fugas con la presión, destacando los siguientes aspectos:
  - A partir del volumen de fugas observado en un abastecimiento se distribuyen las fugas en cada nudo e instante de tiempo. Para una mayor precisión se distingue entre fugas en red modelizada y no modelizada. Como resultado se obtiene en cada nudo los coeficientes de fugas.

- Se incorporan los datos de telemedida domiciliaria y con ello la identificación de demanda registrada y no registrada en cada nudo e instante de tiempo.
- Se obtiene el caudal de referencia en cada nudo, lo que permite conocer si estamos trabajando en condiciones de déficit o superávit de demanda.

Se ha establecido finalmente una metodología de trabajo para simular correctamente el funcionamiento en condiciones anormales, que pasa por la identificación de los coeficientes previos. Así se pueden realizar simulaciones en condiciones diferentes de regulación, para obtener su incidencia en el nivel de presiones y caudales consumidos en los nudos (fugas y demanda).

Ello supondrá un avance importante para realizar estudios de vulnerabilidad y seguridad en el suministro de las redes urbanas, así como para gestionar situaciones de sequía o intervenciones programadas motivadas el mantenimiento de las redes.

El modelo formulado es el primero propuesto en la bibliografía que incluye simultáneamente la variación de las fugas y demandas con la presión, utilizando para ello funciones matemáticas realistas contrastadas tanto mediante la simulación de las instalaciones interiores de los edificios como experimentalmente.

## Bibliografía

ALEGRE, H., & HIRNER, W. B. JM; PARENA, R. (2000). "Performance indicators for water supply services" *Manual of Best Practice Series*. IWA Publishing, London, ISBN, 1(900222), 18.

ALONSO, J. M., ALVARRUIZ, F., GUERRERO, D., HERNÁNDEZ, V., RUIZ, P. A., VIDAL, A. M., ... & ULANICKI, B. (2000). "Parallel computing in water network analysis and leakage minimization" en *Journal of Water Resources Planning and Management*, 126(4), 251-260.

ANDRES, M. (1995). "Leakage detection in practice. Application to the water distribution of Valencia" en *Improving Efficiency and Reliability in Water Distribution Systems* (pp. 97-105). Springer Netherlands.

ANG, W. K., & JOWITT, P. W. (2006). "Solution for water distribution systems under pressure-deficient conditions" en *Journal of water resources planning and management*, 132(3), 175-182.

ARREGUI DE LA CRUZ, F., GARCÍA-SERRA GARCÍA, J., LÓPEZ PATIÑO, G., & MARTÍNEZ SOLANO, J. (1998). "Metodología para la evaluación del error de medición de un parque de contadores". *Ingeniería del agua*, 1998, vol. 5, núm. 4.

ASHCROFT, A., & TAYLOR, D. (1983). "Ups and downs of flow and pressure". en *Surveyor*, vol 162, 16-18.

BHAVE, P.R (1981). "Node Flow analysis of water distribution systems." en J. Trnsp. Engrg. ASCE, 107(4), 457 - 467

BARTLETT, L. (2004). *Pressure Dependant Demands in Student Town Phase 3*, B.Eng. Final Year Project Report, Dept of Civil and Urban Eng., Rand Afrikaans University (now University of Johannesburg), Auckland Park.

BAMEZAI, AND LESSICK (2003). "Water Conservation through System Pressure Optimization in Irvine Ranch Water District Western Policy Research" en California (2003). [www.irwd.com](http://www.irwd.com)

BURROWS, R., MULREID, G., HAYUTI, M., ZHANG, J., & CROWDER, G. (2003). "Introduction of a fully dynamic representation of leakage into network modelling studies using EPANET" en *Maksimovic, Butler & Memon (eds)*

*Proceedings of the international conference on advances in water supply management* (pp. 109-118).

CHANDAPILLAI, J. (1991). "Realistic Simulation of Water Distribution System" en *J. Transp. Eng.*, 117(2), 258–263

P. B. CHEUNG, J.E. VAN ZYL, L.F. R. REIS. (2005). "Extension of EPANET for pressure driven demand modeling in water distribution system" en *Proc. Computing and Control in Water Industry (CCWI2005), Exeter, UK, vol. 1, p. 311-316.*

CUBILLO, F., MORENO, T., ORTEGA, S. (2008). Microcomponentes y factores explicativos del consumo doméstico de agua en la Comunidad de Madrid. Colección de Cuadernos de I+D+I .

CULLEN, R. (2004). *Pressure vs Consumption relationships in domestic irrigation systems*. Research Thesis, Department of Civil Engineering, University of Queensland in conjunction with Wide Bay Water Corporation.SN40114079

FUJIWARA, O., AND T. GANESHARAJAH. (1993). "Reliability assessment of water supply systems with storage and distribution networks" en *Water Resources Research.*, 29(8), 2917-2924

FORCE, I. W. L. T. Y THORNTON, J. (2003). "Managing leakage by managing pressure: a practical approach. en *Water* 21.

GERMANOPOULOS, G. (1985), "A Technical Note on the Inclusion of Pressure Dependent Demand and Leakage Terms in Water Supply Network Models" en *Civ., Engrg. Sys.*, 2(3), 171-179

GUPTA R, BHAVE P.R. -(1996). "Comparison of Methods for Predicting Deficient Network Performance" en *Jour. Water Resource Planning & Management, ASCE*,122:3:214

GIUSTOLISI, O. Y LAUCELLI, D. (2011). "Water Distribution Network Pressure-Driven Analysis Using the Enhanced Global Gradient Algorithm (EGGA)." en *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 137(6), 498–510.

GIUSTOLISI, O., SAVIC, D. AND KAPELAN, Z. (2008). "Pressure-Driven Demand and Leakage Simulation for Water Distribution Networks." en *J. Hydraul. Eng.*, 134(5), 626–635.

GOODWIN, S. J. (1980). "Results of the experimental programme on leakage and leakage control" en *WRC Technical Report*. WRC.

- M. GUIDOLIN, P. BUROVSKIY, Z. KAPELAN, D.A. SAVIC (2010). "CWSNet: An object-oriented toolkit for water distribution system simulations", en *Proceedings of the 12th Annual Water Distribution Systems Analysis Conference, WDSA. 2010*. p. 12-15.
- HAYUTI, M., NAGA, D., ZHANG, Y., AND BURROWS, R. (2008). "An Evaluation of the Robustness of the Sample UK Water Distribution System Configurations to Operational Stresses" en *Water Distribution Systems Analysis Symposium 2006* pp. 1-19. doi: 10.1061/40941(247)36
- HIKI, S. (1981). "Relationship between leakage and pressure" en *Journal of Japan Waterworks Association*, vol. 1, no 982, p. 5.
- JUN, L. AND GUOPING, Y. (2013). "Iterative Methodology of Pressure-Dependent Demand Based on EPANET for Pressure-Deficient Water Distribution Analysis" en *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 139(1), 34-44.
- LAMBERT, A., & HIRNER, W. (2000). "Losses from water supply systems: standard terminology and recommended performance measures". *IWA Blue Pages*.
- LAMBERT, A., ET AL.(1999). "A review of performance indicators for real losses from water supply systems" en *Aqua*, vol. 48, p. 227-237.
- LAMBERT, A. (2001). "What do we know about pressure-leakage relationships in distribution systems" en *IWA Conf. n Systems approach to leakage control and water distribution system management*.
- LOUREIRO,D., ALEGRE,H., COELHO,S., COVAS, D. (2013). "Assessing Potential of Pressure Management to Control Leakage and Water Consumption" en *7th IWA International Conference on Efficient and Management of Water (Efficient, 2013)* Paris, France, 22-25 October 2013
- MAY J. (1994). "Pressure dependent leakage" en *World water and environmental engineering*, 1994, vol. 17, no 8, p. 10.
- MARTÍNEZ, F., CONEJOS & P., VERCHER, J. (1999) "Developing and Integrated Model for Water Distribution Systems Considering Both Distributed Leakage and Pressure Dependent Demand" en *Proceedings of the 26th Annual ASCE Water Resources Planning and Management Conference, Tempe, Arizona, June 1999*, pp. 1-14.

MARTIN, D. W., & PETERS, G. (1963). "The application of Newton's method to network analysis by digital computer" en *Journal of the institute of Water Engineers*, 17(2), 115.

MAY, J. (1994). "Leakage, pressure and control". In *BICS International Conf. on Leakage Control, London*.

MAY, J. (1994). "Pressure dependent leakage" en *World water and environmental engineering*, 17(8), 10.

OGURA. (1979) *Japan Water Works Association Journal*

OZGER, S. S., & MAYS, L. W. (2003). *A semi-pressure-driven approach to reliability assessment of water distribution networks* (Doctoral dissertation, Arizona State University).

PATHIRANA, A. (2011). "EPANET2 Desktop Application for Pressure Driven Demand Modeling". *Water Distribution Systems Analysis 2010*: pp. 65-74.doi: 10.1061/41203(425)8

PEARSON, D., FANTOZZI, M., SOARES, D., & WALDRON, T. (2005). "Searching for N2: How does pressure reduction reduce burst frequency" en *Leakage 2005 Conference Proceedings*.

REDDY L.S, ELANGO. K. (1989). "Analysis of Water Distribution Networks with Head Dependent Outlets". *Civ. Eng. Sust.*,6 (3), 102-110

ROSSMANN, LEWIS A.(2000). *Epanet 2, Users Manual*. Water Supply and Water Resources Division. National Risk Management Research Laboratory. Cincinnati,USA

SHIRZAD, A., TABESH, M., FARMANI, R. Y MOHAMMADI, M. (2013). "Pressure-Discharge Relations with Application to Head-Driven Simulation of Water Distribution Networks" en *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 139(6), 660-670.

SIEW, C. AND TANYIMBOH, T. (2011). "Pressure-Dependent EPANET Extension: Pressure-Dependent Demands". *Water Distribution Systems Analysis 2010*: pp. 75-84.doi: 10.1061/41203(425)9

TANYIMBOH, T.T AND TEMPLEMAN A.B. (2004), "A New Nodal Outflow Function for Water Distribution Networks" en *Proceedings of the 4th International Conf. on Eng. Computational Technology*. Civil-Comp Press, Stirling, UK, ISBN 0-948749-98-9, Paper. 2004. p. 12.



- T. T. TANYIMBOH, A. B. TEMPLEMAN.(2010). "Seamless pressure-deficient water distribution system model" en *Proceedings of the ICE - Water Management*, Volume 163, Issue 8 389-396
- TARDELLI FILHO. (2006). *Control e Redução perdas in abastecimento de agua*. Ed Sao Paulo: Departamento de Engenharia e Hidraulica Sanitaria, Polytechnic School of the University of Sao Paulo
- TAKIWAZA. (1997). *Personal Correspondence*, April and December 1997
- THORNTON, J., & LAMBERT, A. (2005). "Progress in practical prediction of pressure: leakage, pressure: burst frequency and pressure: consumption relationships" en *Proceedings of IWA Special Conference: Leakage* (pp. 12-14).
- THORNTON, J., & LAMBERT, A. (2010). "Managing pressures to reduce new breaks" en *Water21 December 2006* (Issue 8.6) pp24-26 © IWA Publishing
- THORNTON, J., & LAMBERT, A. (2007). "Pressure management extends infrastructure life and reduces unnecessary energy costs"en *IWA Conference'Water Loss*.
- TODINI, E. AND PILATI, S. (1998). "A gradient algorithm for the analysis of pipe network" en Coulbeck B.abd Chun.Hou O. (eds). *Computer Applications in Water Supply, Vol 1 - System Analysis and Simulation*, John Wiley and Sons, London, pp. 1-20
- TODINI, E. (2003). "A more realistic approach to the "extended period simulation" of water distribution networks. Advances in water supply management" en *Proceedings of the CCWI '03 Conference, London, 15-17 September 2003* C. Makisimovic, D.Butler, and F. A. Memon,eds, Balkema,Lisse,The Netherlands, 173.184 doi: 10.1201/NOE9058096081.ch1
- TODINI, E. (2006). "Towards Realistic Extended Period Simulations (EPS) in Looped Pipe Network" en *Water Distribution Systems Analysis Symposium 2006*: pp. 1-16.doi: 10.1061/40941(247)76
- TUCCIARELLI, T., & TERMINI, D. (1998). "Optimal valves regulation for calibration of pipe networks models" en *Hydroinformatics* (Vol. 98, pp. 1029-1036).
- VELA, A., MARTÍNEZ, F., GARCÍA-SERRA, J., & PÉREZ, R. (1994)."Estrategias óptimas para la reducción de pérdidas de agua en sistemas de abastecimiento" en *Ingeniería del agua*, 1 (1).

BOU, V., MARTÍNEZ, F., CONEJOS, P. (2006). "SCA-Red, a general purpose SCADA application for taking decisions in real timewith the aid of a hydraulic model" en *8th Annual Water Distribution Systems Analysis Symposium. WDSA 2006.Cincinnati (Ohio)*, Proceedings of WDSA 2006. CD-Rom. Sesion C-8. 16 pág

WAGNER, J.M, SHAMIR, U, MARKS, D.H .(1988). "Water Distribution Reliability: Simulation Methods" en *Jour. Water Resource Planning & Management*, 114(3) 276-294

WU, Z., WANG, R., WALSKI, T., YANG, S., BOWDLER, D., AND BAGGETT, C. (2009). "Extended Global-Gradient Algorithm for Pressure-Dependent Water Distribution Analysis" en *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 135(1), 13–22

WU, Z., WANG, R., WALSKI, T., YANG, S., BOWDLER, D., AND BAGGETT, C. (2008). "Efficient Pressure Dependent Demand Model for Large Water Distribution System Analysis" en *Water Distribution Systems Analysis Symposium 2006*: pp. 1-15.[doi: 10.1061/40941\(247\)39](https://doi.org/10.1061/40941(247)39)

YEUNG, H., AND GARMONSWAY, A. (1999). "Pressure System and Leakage" en *Leakage Management and Measurement Technology Seminar, IWEX (Vol. 99)*.