



**Università  
degli Studi  
di Ferrara**

Dottorato di Ricerca in  
“Scienze dell’Ingegneria”  
XXXIV Ciclo

Coordinatore: Prof. Stefano Trillo

---

**Il ruolo dell’utenza nel comportamento dinamico  
delle reti di distribuzione idrica**

Settore Scientifico Disciplinare ICAR/02

**Dottoranda**

Dott.ssa Valentina Marsili

**Tutor**

Prof. Marco Franchini

Prof. Stefano Alvisi

Anni 2018/2021



# Sommario

Le reti di distribuzione idrica (RDI) sono oggi generalmente progettate, verificate e gestite da un punto di vista tecnico assumendone un funzionamento in condizioni stazionarie. Anche da un punto di vista scientifico il comportamento delle reti di distribuzione idrica e le metodologie e gli approcci per la loro gestione sono stati prevalentemente studiati e sviluppati assumendo condizioni stazionarie. Per contro, il comportamento che si sviluppa nel continuo temporale, ovvero il comportamento dinamico, dei sistemi di distribuzione idrica rimane ancora un campo meno investigato.

D'altra parte, i sistemi acquedottistici sono soggetti a fenomeni di moto vario e, mentre gran parte degli sforzi di analisi e modellazione in condizioni non stazionarie è stata finora rivolta ai sistemi di adduzione, sta crescendo la consapevolezza che anche le reti di distribuzione idrica siano continuamente soggette a transitori e raggiungano raramente stati stazionari. Alla base della limitata attenzione rivolta all'analisi in moto vario delle RDI si può imputare la complessità delle stesse, e non solo per gli effetti che questa complessità può avere nell'analisi numerica, ma soprattutto per la convinzione che proprio tale complessità possa essere sinonimo di protezione dai transitori di pressione grazie ai fenomeni dissipativi che entrano in gioco (e.g. l'attrito stazionario e non stazionario, i flussi fuoriuscenti dal sistema sotto forma di domanda idrica e di perdita idrica, la frammentazione dell'onda dovuta ai meccanismi di trasmissione e riflessione in corrispondenza delle singolarità).

Per comprendere il comportamento non stazionario delle RDI è opportuno ricordare che tali sistemi assolvono la funzione principale di soddisfare le richieste idriche degli utenti. Tali richieste presentano tuttavia fluttuazioni su diverse scale temporali, principalmente stagionale e giornaliera. Le conseguenti condizioni di flusso che si instaurano in rete sono quindi estremamente varie e per rispondere a tali condizioni talvolta possono essere necessari interventi sugli organi di manovra e di regolazione presenti in rete quali, ad esempio, accensione o spegnimento di impianti di pompaggio, apertura o chiusura di valvole che, se avvengono in modo rapido, possono portare alla generazione di transitori o colpi di ariete. Tuttavia, anche l'adattamento continuo di

certi organi di controllo quali valvole di regolazione della pressione e gli stessi consumi idrici degli utenti, conseguenti all'azionamento, apertura e chiusura di dispositivi idraulici domestici come i rubinetti, gli sciacquoni, etc. comportano condizioni non stazionarie. I transitori che si instaurano nelle RDI possono perciò insorgere per cause diverse, classificabili in due gruppi principali: (i) le manovre rapide su organi di controllo e di regolazione e su sistemi di pompaggio che producono transitori di entità elevata e meno frequenti nel tempo e (ii) gli aggiustamenti delle valvole di regolazione, degli inverter ma anche l'attività dell'utenza e, in maggior dettaglio, la richiesta idrica che tendono a produrre variazioni di pressione di entità limitata ma molto frequenti, quasi continue. Di conseguenza, nei sistemi di distribuzione devono essere presi in considerazione due tipi di effetti dei transitori di pressione abbastanza diversi che possono determinare sia danni immediatamente evidenti sia deterioramenti che tendono ad aggravarsi nel tempo. A tal proposito, sta crescendo la consapevolezza che onde di pressione generate di entità limitata ma molto frequenti nel tempo possono danneggiare i sistemi contribuendo ai processi di fatica.

Nonostante le RDI siano quindi continuamente soggette a transitori di diversa origine, risultano ad oggi poco studiate e modellate in moto vario e il numero limitato di lavori in letteratura disponibili sull'argomento si concentra principalmente sull'effetto di transitori del primo tipo. Questa Tesi vuole proporre un approccio innovativo finalizzato allo studio e alla modellazione del comportamento dinamico delle RDI, nella loro completezza e complessità, soggette a transitori indotti dalla domanda idrica, a partire dalla generazione dei transitori a livello di singola abitazione fino alla rete principale di distribuzione, la cui struttura è determinante nello sviluppo del comportamento dinamico del sistema stesso.

In particolare, partendo dai dati raccolti mediante due campagne di misure è caratterizzato il comportamento dinamico di un allaccio idrico e di una rete principale di distribuzione idrica soggetti all'attività dell'utenza. In maggiore dettaglio, la prima campagna di misure si è svolta con riferimento ad un allaccio idrico reale, ovvero del tratto di condotta che collega l'impianto idrico privato con la rete di distribuzione, definito a partire quindi dal contatore fino alla giunzione alla rete principale. Questo elemento è quindi insieme all'impianto idrico privato il primo ad essere interessato

dall'attività dell'utenza che, solo in un secondo momento, sottopone a stress il sistema principale di tubazioni. È stato condotto un monitoraggio ad alta frequenza della pressione in due sezioni a monte, i.e. in prossimità della giunzione alla rete di distribuzione, e valle, i.e. in prossimità del contatore, di un allaccio idrico reale sottoposto a manovre generate internamente all'utenza servita dall'allaccio e manovre generate da utenze vicine e in rete al fine di evidenziare a quali sollecitazioni di pressione sia sottoposto questo elemento in campo. La seconda campagna di misure è stata condotta, sempre con un monitoraggio ad alta frequenza della pressione affiancato da un monitoraggio dei consumi degli utenti, su una rete di distribuzione idrica reale sottoposta esclusivamente all'attività dell'utenza idrica e sui risultati delle misure è poi condotta un'analisi sperimentale del comportamento dinamico del sistema.

Dalle due campagne di misure è emerso come anche l'attività dell'utenza può avere un impatto sul sistema, sia a livello di allacci idrici, sottoponendo tali elementi a variazioni di pressione che possono essere anche molto significative, sia a livello di rete principale, generando sollecitazioni in rete di modesta entità ma continue nel tempo, e variabili da zona a zona della rete e nell'arco della giornata. A partire dai dati sperimentali raccolti durante la seconda campagna di misure, è proposto poi un approccio stocastico che permette di caratterizzare il comportamento dinamico della rete soggetta ad attività dell'utenza attraverso modellazione numerica, con il Metodo delle Caratteristiche (*Method of Characteristics*, MOC). La caratterizzazione realistica dell'andamento delle pressioni in rete e l'individuazione delle sezioni più sollecitate dalle fluttuazioni di pressione che potrebbero contribuire o accelerare il processo di indebolimento della rete nel tempo sono tra le finalità.

Applicando l'approccio stocastico di modellazione in moto vario delle RDI presentato, è infine studiato l'effetto della connettività sul comportamento dinamico di un sistema di condotte reale soggetto all'attività dell'utenza. In maggior dettaglio, è studiata la relazione tra alcuni indicatori topologici, o di connettività, e la risposta dinamica della rete con lo scopo di identificare un possibile strumento di rapida valutazione che possa supportare nella caratterizzazione macroscopica del comportamento dei sistemi in moto vario al variare della loro struttura topologica.



# Abstract

Nowadays, water distribution networks (WDNs) are generally designed and managed from a technical standpoint under the assumption of steady state conditions. Similarly, the behaviour of WDN and the methodologies and the approaches for their management have been mainly studied and developed in the scientific literature assuming steady flow conditions. At the same time, the behaviour developing on a limited time scale, or dynamic behaviour, of water distribution systems still remains a less investigated topic.

Water distribution systems are actually subjected to unsteady flow phenomena and, while most of the efforts of analysis and modelling under unsteady state conditions have so far been directed at transmission mains, the awareness that water distribution networks are continuously subjected to transients, rarely reaching steady state conditions, is growing. The limited attention reserved to the analysis of the WDNs under unsteady flow conditions can be attributed the complexity of these systems. On one hand, for the effects that such a complexity can have in the numerical analysis. On the other hand, this very complexity is traditionally related to the idea that systems are “naturally” protected from pressure transients due to the dissipative phenomena that contribute (e.g. the steady and unsteady friction, the outlet discharge as water demand and water losses, the fragmentation of the waves due to the transmission and reflection mechanisms at the singularities).

In order to understand the dynamic behaviour of WDNs, it is worth remember that the main function of these systems is to fulfil the water demands of users. However, these demands fluctuate on different time scales, mainly seasonally and daily. In order to respond to these extremely variable flow conditions, the status of operating and regulating devices present in the network such as pumps and valves is consequently modified. If these changes occur rapidly, the generation of transients, or water hammer, can result. At the same time, the continuous adjustment of certain control devices such as pressure control valves (PRVs) and the users' water consumption, resulting from turning on or off the domestic devices such as taps, toilets, etc. also lead to unsteady flow conditions. Thus, the transients that occur in WDN can be generated

by different causes, which can be classified into two main categories: (i) fast manoeuvres on control and regulating devices and on pumping systems which produce transients of significant magnitude and less frequent in time and (ii) adjustments of control valves, inverters but also users' activity and, in particular, water demand which tend to produce pressure variations of limited magnitude but very frequent in time, almost continuous. Consequently, in WDNs two quite different types of effects of pressure transients should be considered, which can cause immediately evident damage or deterioration that tends to aggravate over time, respectively. In this respect, generated pressure waves of limited magnitude but very frequent over time can damage hydraulic systems by contributing to fatigue processes.

Notwithstanding WDNs are continuously subjected to transients of different nature, they have been studied and modelled under unsteady flow conditions to a limited extend, and the moderate number of studies available in the literature on the subject mainly focuses on the effect of transients of the first type. This Thesis proposes an innovative approach aimed at studying and modelling the dynamic behaviour of WDNs, in their completeness and complexity, subjected to transients induced by the users' activity, starting from the generation of transients at the level of a single house up to the main distribution network, whose structure strongly impacts on the development of the dynamic behaviour of the system itself.

In greater detail, starting from the data collected through two measurement campaigns, the dynamic behaviour of a water service line and a main WDN subject to user activity is characterised. In greater detail, the first measurement campaign was carried out with reference to a real service line that is the pipe that connects the plumbing system with the distribution system, going from the meter to the junction to the main network. Such an element is the first one along with the plumbing system affected by pressure variations generated by users' activity, which stress the main network only after the interaction with the junction that connects the service line and the main network. High frequency pressure monitoring was carried out at two sections, upstream, i.e. in the proximity of the junction to the main system, and downstream, i.e. in the proximity of the meter, of a real service line subjected to manoeuvres generated within the user served and manoeuvres generated by nearby users and in the network in order to

highlight the pressure variations which stress this element. The second campaign of measurements has been conducted, always with a high-frequency monitoring of pressure along with the monitoring of user consumption, on a real water distribution network subjected exclusively to users' activity and the analysis of experimental results is conducted in order to characterise the dynamic behaviour of the system.

From the two measurement campaigns the users' activity has emerged to have an impact on the system, both at the level of the service lines, subjecting these elements to pressure variations that can be also very significant, and at the level of the main network, generating stresses in the network of limited magnitude but continuous in time, and variable from the different areas of the network and over the day. Starting from the experimental data collected during the second measurement campaign, a stochastic approach is then proposed, which allows to characterise the dynamic behaviour of the network subjected to user activity through numerical modelling with the Method of Characteristics (MOC). The realistic characterisation of the pressure trend in the network and the identification of the sections most stressed by pressure fluctuations that could contribute or accelerate the deteriorating process of the network over time are among the aims of the approach proposed.

By applying the stochastic approach of unsteady flow modelling of WDNs presented, the effect of topological structure on the dynamic behaviour of a real hydraulic system subjected to users' activity is analysed. In greater detail, the relationship between some connectivity metrics and the dynamic response of the network is studied in order to identify a rapid assessment tool that can support in the macroscopic characterisation of the behaviour of systems under unsteady flow conditions as their topological structure changes.



# Ringraziamenti

Sono profondamente grata al mio supervisore, il Professor Alvisi, la cui guida, comprensione e pazienza hanno reso questa tesi una realtà.

Vorrei estendere i miei sinceri ringraziamenti al Professor Franchini, alla Professoressa Meniconi e al Professor Brunone per il loro supporto e il loro aiuto nella definizione della struttura e nella revisione del lavoro attraverso commenti e suggerimenti.

Vorrei ringraziare i miei colleghi e il team di ricerca per il tempo prezioso trascorso insieme.

Infine, grazie alla mia famiglia e ai miei amici, il cui sostegno ha reso possibile il raggiungimento di questo traguardo.



# Indice

Sommario.....	3
Abstract.....	7
Indice .....	11
Lista delle Abbreviazioni e dei Simboli .....	15
Lista delle Figure .....	19
Lista delle Tabelle.....	23
1. Introduzione .....	27
2. Struttura della tesi .....	37
3. Analisi della letteratura .....	43
3.1 Cause dei transitori nelle RDI.....	46
3.2 Interazione dei transitori con le caratteristiche delle RDI.....	52
4. Modelli numerici adottati.....	65
4.1 Il Metodo delle Caratteristiche.....	70
4.1.1. Condizioni al contorno implementate .....	71
4.2 L'approccio Lagrangiano .....	72
5. I casi studio e le campagne di misure.....	75
5.1 Il caso studio di Comacchio (FE) e la campagna di misure.....	77
5.2 Il caso studio di Gorino Ferrarese (FE) e la campagna di misure.....	82
6. Analisi sperimentale dell'attività di un'utenza su di un allaccio idrico reale .....	87
6.1 Analisi dei risultati delle prove sperimentali .....	89
6.2 Conclusioni .....	107
7. Analisi sperimentale degli effetti dell'attività delle utenze su di una RDI reale..	109
7.1 Analisi nel dominio del tempo .....	111
7.2 Analisi nel dominio della frequenza .....	118
7.3 Conclusioni .....	122
8. Modellazione di transitori indotti dall'attività dell'utenze nei sistemi idrici reali	125
8.1 Premessa.....	126
8.2 Modellazione del regime transitorio .....	127
8.2.1 Condizioni iniziali .....	129

8.2.2 <i>Condizioni al contorno</i> .....	129
8.3 Scenari di consumo idrico .....	131
8.4 Analisi e discussione dei risultati .....	138
9. Valutazione di indicatori per la caratterizzazione degli effetti della connettività di una RDI sul suo comportamento dinamico.....	145
9.1 Premessa.....	147
9.2 Materiali e Metodi.....	150
9.2.1 <i>Gli indicatori</i> .....	150
9.2.2 <i>Metodologia</i> .....	154
9.2.3 <i>La RDI caso di studio</i> .....	163
9.3 Risultati e Discussione .....	166
9.4 Conclusioni .....	170
10. Conclusioni.....	171
Bibliografia .....	177
Appendice 1 .....	197
Appendice 2 .....	205

# Lista delle Abbreviazioni e dei Simboli

ARERA	Autorità di Regolazione per Energia Reti e Ambiente
DMA	District Metered Areas
EPS	Extended Period Simulation
MOC	Method of Characteristics
SCC	Self-cleaning capacity
SCV	Self-cleaning velocity
RDI	Rete di distribuzione idrica
TTBT	Transient Test-Based Techniques
WCM	Wave Characteristic Method
WHAMO	Water Hammer and Mass Oscillation

---

$A$  = area della sezione trasversale della condotta

$a$  = celerità di propagazione dell'onda di pressione

$C$  = coefficiente dell'*emitter* (Rossman, 2000)

$d_A$  = distanza del dispositivo domestico considerato rispetto all'allaccio idrico

$D$  = diametro della condotta

$DC$  = cella di domanda

$f$  = frequenza

$f_a$  = frequenza di acquisizione

$f_n$  = valori discreti di frequenza

$f_R$  = onda riflessa in corrispondenza della discontinuità

$f_S$  = onda riflessa in corrispondenza della discontinuità

$F$  = onda incidente

$g$  = accelerazione di gravità

$h, \hat{h}$  = carico di pressione nel dominio del tempo e della frequenza

$h^*$  = carico di pressione al netto della media

$i$  = unità immaginaria

$J_s$  = componente stazionaria della frizione

$J_u$  = componente non stazionaria della frizione

$k$  = distribuzione media del grado nodale

$k_B$  = coefficiente di decadimento nella modellazione della frizione non stazionaria

$L$  = lunghezza della condotta/del percorso compiuto dall'onda di pressione

$NRF$  = fattore di risposta della rete

$n$  = numero di serie sintetiche di consumo idrico a passo  $\vartheta$  prodotte

$nc$  = numero di configurazioni della rete

$n_s$  = numero di scenari di simulazione valutati

$N$  = numero di campioni che compongono il segnale di pressione

$N_{obs}$  = numero totale di celle di domanda ottenute filtrando la serie di consumi idrici di Gorino Ferrarese

$N_{ref}$  = numero totale di celle di domanda ottenute filtrando la serie di consumi idrici di Milford

$q$  = portata erogata all'utenza

$Q$  = portata

$Re$  = numero di Reynolds

$R_m$  = coefficiente di *meshed-ness*

$t$  = coordinata temporale

$t_{man}$  = tempo di manovra

$t_{sim}$  = tempo di simulazione

$T_S$  = periodo del sistema

$V$  = velocità media

$U$  = volume

$W$  = trasformata wavelet continua

$x$  = coordinata spaziale lungo la direzione longitudinale della condotta

$\delta p$  = banda di oscillazione del segnale di pressione

$\Delta h$  = variazione di pressione

$\Delta h_S$  = variazione di pressione tra stati stazionari pre e post apertura

$\Delta h_+$  = variazione di pressione in valore assoluto in fase di chiusura

$\Delta h_-$  = variazione di pressione in valore assoluto in fase di apertura

$\Delta s$  = passo spaziale della griglia di calcolo definita nel MOC

$\Delta t$  = passo temporale della griglia di calcolo definita nel MOC

$\Delta \lambda$  = gap spettrale

$\varepsilon$  = scabrezza della condotta

$\Theta$  = passo temporale di acquisizione del dato di consumo idrico di ogni utente di Gorino Ferrarese

$\vartheta$  = passo temporale delle serie sintetiche ad alta risoluzione temporale

$\lambda$  = coefficiente di frizione

$\lambda_w$  = parametro di scala della wavelet

$\lambda_2$  = connettività algebrica

$\rho$  = densità del fluido

$\nu$  = viscosità cinematica del fluido

$\psi$  = *wavelet* madre

$\bar{\psi}$  = coniugato della *wavelet* madre

# Lista delle Figure

<b>Figura 2.1</b> Schema a blocchi della struttura della Tesi.....	41
<b>Figura 5.1</b> Zona servita dalla porzione di rete di distribuzione considerato nella campagna di monitoraggio.....	78
<b>Figura 5.2</b> Schema (non in scala) della porzione di rete di distribuzione idrica considerata. ....	79
<b>Figura 5.3</b> Schema (non in scala) del sistema minore con riferimento all’utenza U1. Sono riportate anche le sezioni di misura A, in corrispondenza del contatore, e B, sulla giunzione che collega l’allaccio alla rete principale. ....	81
<b>Figura 5.4</b> Sezioni di misura (a) A e (b) B dove sono stati installati i sensori di pressione per il monitoraggio ad alta frequenza ( $f_a = 500$ Hz). ....	82
<b>Figura 5.5</b> Struttura della rete di distribuzione idrica che serve Gorino Ferrarese. Sono inoltre indicate il punto di alimentazione P0 e le sezioni di misura della pressione P1, P2 e P3. ....	85
<b>Figura 5.6</b> Vista aerea di Gorino Ferrarese e posizione delle sezioni di misura (a) P1, P2 and (b) P3.....	85
<b>Figura 5.7</b> Dati di (a) portata e (b) pressione acquisiti in P3, la sezione di ingresso alla rete di Gorino Ferrarese, forniti a passo del minuto e di 5 secondi durante il 16/01/2018. ....	86
<b>Figura 6.1</b> Segnale di pressione monitorato in A, $h_A$ (m), a fronte delle cinque ripetizioni delle manovre di apertura e di chiusura del rubinetto F1 dell’utenza U1 eseguite dall’operatore. ....	90
<b>Figura 6.2</b> Prima manovra di apertura e di chiusura sul dispositivo F1 eseguite dall’operatore. ....	91
<b>Figura 6.3</b> Sovrapposizione delle manovre (a) di apertura e (b) di chiusura (riportate con diversi colori) e segnale di pressione rappresentativo delle aperture e delle chiusure per il dispositivo F1 manovrato dall’operatore. Sono inoltre mostrati la variazione di pressione massima in valore assoluto in fase di apertura, $\Delta h_-$ , e in fase di chiusura, $\Delta h_+$ , la differenza di pressione tra gli stati stazionari prima e dopo l’apertura, $\Delta h_s$ .....	92
<b>Figura 6.4</b> Segnali di pressione rappresentativi dei 10 dispositivi in fase di apertura riportati ad una distanza dall’allaccio crescente. ....	93
<b>Figura 6.5</b> Segnali di pressione rappresentativi dei 10 dispositivi in fase di chiusura riportati ad una distanza dall’allaccio crescente. ....	94
<b>Figura 6.6</b> Confronto dei segnali di pressione rappresentativi monitorati in A, $h_A$ (m), a fronte delle manovre di apertura e di chiusura del rubinetto F1 dell’utenza U1 eseguite dall’operatore nelle configurazioni 1, 2 e 3.....	96

<b>Figura 6.7</b> Confronto dei segnali di pressione rappresentativi monitorati in A, $h_A$ (m), a fronte delle manovre di apertura e di chiusura del rubinetto F2 dell'utenza U1 eseguite dall'operatore nelle configurazioni 1 e 2. ....	97
<b>Figura 6.8</b> Confronto dei segnali di pressione rappresentativi monitorati in A, $h_A$ (m), a fronte delle manovre di apertura e di chiusura del dispositivo T1 dell'utenza U1 eseguite dall'operatore nelle configurazioni 1 e 2. ....	97
<b>Figura 6.9</b> Segnale di pressione monitorato in A (in blu) e in B (in rosso) a fronte di una manovra di apertura su F1 e T1, rispettivamente (a e c) e di chiusura (b e d)..	101
<b>Figura 6.10</b> Segnale di pressione monitorato in A (in blu) e B (in rosso) a fronte delle manovre di apertura e chiusura eseguite dall'operatore su un rubinetto a sfera analogo a F1 in corrispondenza delle utenze U2 e U3. ....	105
<b>Figura 6.11</b> Segnale di pressione monitorato in A (in blu) e B (in rosso) a fronte delle manovre di apertura e chiusura eseguite dall'operatore su un rubinetto a sfera analogo a F1 in corrispondenza delle utenze U4 e U5. ....	106
<b>Figura 6.12</b> Segnale di pressione monitorato in A (in blu) e B (in rosso) a fronte di una manovra di apertura e conseguente chiusura di un idrante durante un'operazione di lavaggio della rete. ....	107
<b>Figura 7.1</b> (a) Consumo totale del sistema e numero di fluttuazioni di pressioni maggiori di 0.5 m, o $N_{pp0.5}$ , con riferimento al segnale di pressione acquisito in P2 per l'intera durata della campagna di misure (dalle 13:00, 15/01/2018, alle 07:20, 17/01/2018); (b) il corrispondente <i>scatter plot</i> del consumo totale vs. $N_{pp0.5}$ . ....	112
<b>Figura 7.2</b> Segnali di pressioni acquisiti in corrispondenza delle sezioni P1 (a e b), P2 (c e d) and P3 (e e f) in due finestre rappresentative di 10 minuti (dalle 16:10 alle 16:20, 16/01/2018 e dalle 04:10 alle 04:20, 16/01/2018). Al fine di rappresentare i periodi di lungo termine caratterizzanti il segnale, sono mostrati anche segmenti grigi e neri corrispondenti a periodi di 80 s e 100 s. ....	115
<b>Figura 7.3</b> Istogrammi delle fluttuazioni di breve termine durante il giorno (colonna di sinistra) e durante la notte (colonna di destra) per le tre sezioni di misura P1 (a e b, giorno e notte, rispettivamente), P2 (c e d) e P3 (e e f). ....	117
<b>Figura 7.4</b> Spettro di frequenza dei segnali acquisiti in P1, P2 e P3 in due finestre rappresentative di 10 minuti: (a) dalle 16:10 alle 16:20, 16/01/2018 e (b) dalle 04:10 alle 04:20, 16/01/2018. ....	120
<b>Figura 7.5</b> Scalogramma ottenuto dall'analisi <i>wavelet</i> del segnale di pressione osservato campionato in P1 in una finestra temporale di 10 minuti (dalle 16:10 alle 16:20, 16/01/2018). ....	121
<b>Figura 7.6</b> Istogrammi dei dati di frequenza corrispondenti ad ampiezze maggiori rispetto al valore di soglia valutati per i segnali campionati in P1 (a e b), P2 (c e d) e P3 (e e f) durante il giorno (colonna di sinistra) e la notte (colonna di destra). ....	121
<b>Figura 8.1</b> Schema a blocchi delle fasi principali dell'approccio proposto finalizzato alla modellazione e all'analisi dei transitori indotti dalla domanda idrici nella RDI considerata. ....	128

<b>Figura 8.2</b> Istogramma dei tempi di manovra stimati tramite test effettuati nel Laboratorio di Idraulica dell'Università di Ferrara.....	131
<b>Figura 8.3</b> Andamento temporale del consumo idrico modellato con riferimento ad un nodo della rete partendo dai dati osservati riportati in Tabella 8.1 corrispondenti a (a) la serie unica derivante dall'imposizione dell'approccio di domanda UNIF e (b) una delle $n$ rielaborazioni derivante dall'imposizione dell'approccio di domanda VAR. Le caratteristiche dei singoli impulsi di ogni $DC$ da ciascun approccio applicato in termini di istante iniziale e finale, intensità e volume erogato totale sono riportate in Tabella 8.2 e Tabella 8.3.....	134
<b>Figura 8.4</b> Segnali di pressione osservato e simulati in P1 considerando (a) domanda UNIF e $t_0$ e uno scenario, fornito a titolo di esempio, ottenuto assumendo (b) domanda UNIF e $t_{rand}$ , (c) domanda VAR e $t_0$ e (d) domanda VAR e $t_{rand}$ .....	139
<b>Figura 8.5</b> Distribuzione cumulativa (CD) in (a) P1, (b) P2 e (c) P3. Osservato (linea nera) vs. simulato: domanda UNIF e $t_0$ (linea verde), domanda UNIF e $t_{rand}$ (linea rossa, CD media degli $n_s$ segnali di pressione simulati), domanda VAR e $t_{rand}$ (linea ciano, CD media) e domanda VAR e $t_{rand}$ (linea blu, CD media). Sono altresì riportate le CD degli $n_s$ segnali di pressione simulati con l'approccio della domanda VAR e $t_{rand}$ (linee grigie).....	142
<b>Figura 8.6</b> Istogramma dei dati di frequenza delle ampiezze significative (i.e. maggiori di 0.1) ottenuti a partire dagli $n_s$ segnali di pressione simulati in P1 con la domanda VAR e $t_{rand}$ . La linea rossa tratteggiata indica la frequenza predominante nel segnale di pressione osservato. ....	143
<b>Figura 9.1</b> Layout della rete sintetica nella configurazione C1. ....	154
<b>Figura 9.2</b> Risultati della simulazione in moto vario della rete nella configurazione C1 a fronte della chiusura eseguita nel nodo 86 in termini di banda di oscillazione del segnale di pressione $\delta p$ in ogni nodo. ....	156
<b>Figura 9.3</b> Frequenza cumulata delle variazioni di pressione $\delta$ che interessano i nodi della rete nelle diverse configurazioni. ....	157
<b>Figura 9.4</b> Layout della rete sintetica nella configurazione C2. ....	158
<b>Figura 9.5</b> Layout della rete sintetica nella configurazione C3. ....	158
<b>Figura 9.6</b> Layout della rete sintetica nella configurazione C4. ....	159
<b>Figura 9.7</b> Risultati della simulazione in moto vario della rete nella configurazione C2 a fronte della chiusura eseguita nel nodo 86 in termini di banda di oscillazione del segnale di pressione $\delta p$ in ogni nodo. ....	160
<b>Figura 9.8</b> Risultati della simulazione in moto vario della rete nella configurazione C3 a fronte della chiusura eseguita nel nodo 86 in termini di banda di oscillazione del segnale di pressione $\delta p$ in ogni nodo. ....	160
<b>Figura 9.9</b> Risultati della simulazione in moto vario della rete nella configurazione C4 a fronte della chiusura eseguita nel nodo 86 in termini di banda di oscillazione del segnale di pressione $\delta p$ in ogni nodo. ....	161

<b>Figura 9.10</b> Metriche di connettività ( $k$ , $R_m$ , $\Delta\lambda$ , $\lambda_2$ e $NRF$ ) in funzione della risposta dinamica adimensionale della rete semplice presa come esempio. L'asterico rosso indica la rete nella configurazione originale (i.e. C1).....	162
<b>Figura 9.11</b> Layout della RDI reale sottoposta a simulazioni in moto vario. ....	164
<b>Figura 9.12</b> Suddivisione della RDI caso di studio nelle cinque zone Z1, Z2, Z3, Z4 e Z5. ....	165
<b>Figura 9.13</b> Metriche di connettività ( $k$ , $R_m$ , $\Delta\lambda$ , $\lambda_2$ e $NRF$ ) in funzione della risposta dinamica adimensionale della RDI reale. L'asterico rosso indica la rete nella configurazione originale (i.e., 0). I pallini blu, verde e giallo indicano le configurazioni 5, 10 e 15, rispettivamente .....	169

# Lista delle Tabelle

<b>Tabella 4.1</b> Valori dei coefficienti di riflessione $r$ e di trasmissione $s$ per diversi tipi di singolarità e dove il pedice 0 si riferisce alla condotta di arrivo dell'onda di pressione, mentre il pedice $i$ si riferisce alla generica condotta (da 1 a $k$ ) uscenti dalla giunzione.....	73
<b>Tabella 6.1</b> Caratteristiche dei segnali di pressione rappresentativi (riferiti alla sezione di misura A) dalle manovre di apertura e chiusura dei dispositivi domestici dell'utenza U1.....	95
<b>Tabella 6.2</b> Caratteristiche dei segnali di pressione rappresentativi (riferiti alla sezione di misura B) dalle manovre di apertura e chiusura dei dispositivi domestici dell'utenza U1.....	103
<b>Tabella 8.1</b> Esempio di dati di consumo idrico per un nodo della rete in termini di volume erogato $U$ (L) al minuto osservati in una finestra temporale di 10 minuti. Si riconoscono 3 DC (celle di domanda) con durata di 1, 3 e 2 min rispettivamente..	132
<b>Tabella 8.2</b> Istanti iniziali e finali, $t_{inf}$ e $t_{sup}$ rispettivamente, portata $q$ (L/s) e volume erogato totale $U$ (L) caratterizzante ogni impulso di ogni DC della serie di domanda riportata in Figura 8.3a.....	134
<b>Tabella 8.3</b> Istanti iniziali e finali, $t_{inf}$ e $t_{sup}$ rispettivamente, portata $q$ (L/s) e volume erogato totale $U$ (L) caratterizzante ogni impulso di ogni DC della serie di domanda riportata in Figura 8.3b. ....	137
<b>Tabella 8.4</b> Media ( $\mu$ ), varianza ( $\sigma^2$ ) e valore minimo ( $min$ ) e massimo ( $max$ ) del segnale di pressione osservato in campo e simulato assumendo i diversi approcci di modellazione della domanda. Per gli approcci di modellazione che coinvolgono la generazione di $n_s$ scenari di domanda (i.e. UNIF, $t_{rand}$ , VAR, $t_0$ e VAR, $t_{rand}$ ) sono mostrati i valori medi della statistica corrispondente valutati sugli $n_s$ scenari di pressione simulati. ....	140
<b>Tabella 9.1</b> Coefficienti di riflessione $r$ e trasmissione $s$ e fattore di risposta $RF$ di quattro condotte afferenti ad un nodo di cui una presenta un'area pari a 2 volte le aree delle altre condotte.....	153
<b>Tabella 9.2</b> Coefficienti di riflessione $r$ e trasmissione $s$ e fattore di risposta $RF$ di quattro condotte afferenti ad un nodo di cui una presenta un'area pari a 10 volte le aree delle altre condotte.....	153
<b>Tabella 9.3</b> Valori dei cinque indicatori di connettività valutati per la rete di esempio. ....	155
<b>Tabella 9.4</b> Logica di selezione della valvole da sezionare. ....	165

**Tabella 9.5** Valori del coefficiente di correlazione di Spearman  $\rho_s$  e dei *p-value* valutati con riferimento ai valori delle metriche di connettività e alle risposte dinamiche della rete. .... 167

"It is not knowledge, but the act of learning, not possession but the act of getting there, which grants the greatest enjoyment."

*Carl Friedrich Gauss*



# Introduzione



Le recenti linee guida europee e gli obiettivi di neutralità climatica entro il 2050 dell'Unione Europea sostengono la necessità di un nuovo approccio per la gestione della risorsa idrica finalizzato alla transizione verso un sistema idrico urbano resiliente, intelligente e sostenibile (*European Climate Law*, 2020). Da alcuni decenni, il tema dell'inefficienza dell'infrastruttura idropotabile è all'ordine del giorno e i gestori hanno iniziato ad occuparsi più sistematicamente dello stato delle reti idriche, anche a fronte dei vincoli normativi e regolamentari imposti dai governi nazionali, locali o da enti di controllo, tra cui l'italiana ARERA (Autorità di Regolazione per Energia Reti e Ambiente).

Lo stato dei sistemi idrici in Italia attualmente rimane però ancora carente, con perdite che su scala nazionale raggiungono mediamente oltre il 40% dei volumi potabilizzati immessi in rete (ISTAT, 2019). Per colmare il *gap* infrastrutturale accumulato nel passato sono necessari ingenti investimenti dei quali si prevede un significativo incremento nei prossimi anni (e.g. Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza) proprio al fine di attuare gli interventi di efficientamento delle reti idriche. A fronte dei tassi di sostituzione annui attuali, un completo rinnovamento delle reti rimane comunque lontano e raggiungibile solo in diversi decenni.

In questo scenario, è prioritario intervenire per sanare e rinnovare le reti così da arrivare a minimizzare le perdite idriche ma parallelamente diventa necessaria una gestione più consapevole di questi sistemi. Alla base di tale obiettivo sta la conoscenza del comportamento delle reti acquedottistiche e l'individuazione delle principali criticità che le caratterizzano.

Da un punto di vista tecnico, la progettazione, la modellazione e la gestione dei sistemi acquedottistici avviene assumendo condizioni stazionarie o, al più, una successione di condizioni stazionarie al fine di valutare il funzionamento del sistema al variare delle

condizioni al contorno, come la domanda idrica nei nodi, i livelli dei serbatoi e lo stato dei dispositivi di regolazione. Tali analisi sono condotte facendo riferimento a passi temporali non inferiori ai 15 minuti o all'ora. Coerentemente, gli strumenti convenzionali di monitoraggio e i sistemi SCADA, molto diffusi, consentono di raccogliere i dati con risoluzioni temporali dello stesso ordine di grandezza.

In generale, il comportamento stazionario dei sistemi idrici è quello fino ad ora più investigato sia da un punto di vista tecnico che di ricerca. Lo stesso non si può dire del comportamento che si sviluppa su scale temporali più limitate, o comportamento dinamico, dei sistemi.

Sebbene infatti le reti di distribuzione idrica (RDI) siano prevalentemente progettate, verificate e gestite assumendo condizioni stazionarie, nella realtà in tali sistemi vengono attuate continuamente modifiche che portano alla generazione di transitori di pressione e, in questi anni, è cresciuta la consapevolezza che i sistemi raramente attraversino stati stazionari (Hoskins, 2015; Karney & Nault 2019). Tali fenomeni possono essere legati a manovre su organi di controllo ma anche l'attività dell'utenza e, in maggior dettaglio la richiesta idrica, può esserne la causa.

Le reti di distribuzione idrica sono infatti soggette ad una forzante principale: la richiesta dell'utenza. Questa è la risultante dei singoli consumi idrici degli utenti serviti dalla rete che variano in continuo, e presenta fluttuazioni su diverse scale temporali, principalmente quella stagionale, con consumi più alti nella stagione estiva rispetto a quella invernale, e quella giornaliera, con consumi più alti nelle ore della mattina e della sera rispetto alle ore notturne. Nella maggior parte dei sistemi, le fluttuazioni giornaliere sono più accentuate di quelle stagionali (e.g. Beal and Stewart, 2011; Mayer et al., 1999).

Le condizioni di flusso che la rete può dover soddisfare sono quindi estremamente varie e per soddisfare queste richieste, vengono operati cambiamenti attraverso gli organi di manovra e di regolazione presenti in rete che, se avvengono su scala temporale limitata, possono portare alla generazione di transitori o colpi di ariete, a cui contribuisce anche l'attività dell'utenza. Le onde di pressione, che si generano quando rapide variazioni di flusso, pianificate o accidentali, inducono cambiamenti di

pressione o di velocità, attraversano il mezzo fluido all'interno della rete di condotte sottoponendo il sistema a forze di sovrappressione e depressione che possono essere molto significative. Nello sviluppo del fenomeno, l'attrito stazionario e non stazionario e altri fenomeni (e.g. la viscoelasticità, l'interazione fluido-struttura, la cavitazione) giocano un ruolo fondamentale di dissipazione trasformando la forma delle onde e smorzandone l'entità (Bergant et al., 2008; Ferras et al., 2016; Karney & Fillion, 2003a).

Normalmente l'onda di pressione viene attenuata o dissipata in un breve lasso di tempo, ma i picchi di pressione possono causare danni importanti durante quel breve periodo. In casi estremi, il colpo d'ariete con un aumento di pressione può causare la rottura e/o lo sfilamento della condotta e danni alle giunzioni, alle valvole e alle pompe. In presenza di pressioni transitorie basse o negative possono verificarsi la disintegrazione del rivestimento di cemento delle tubazioni, l'intrusione di acqua o aria non trattata o di contaminanti e agenti patogeni tramite raccordi flangiati, guarnizioni o rotture nel sistema (e.g. Fox et al., 2014; Gibson et al., 2019), la risospensione di particelle, nonché distacco di biofilm a causa delle alte intensità di taglio (Weston et al., 2017; Weston et al., 2021), la cavitazione e il desorbimento di gas precedentemente disciolti.

Da un punto di vista tecnico, le pressioni generate durante le condizioni transitorie dovrebbero essere considerate nella progettazione e gestione dei sistemi di condotte. Un'analisi in moto vario affidabile è essenziale se devono essere selezionati i diametri e le caratteristiche delle condotte, dimensionati i dispositivi per lo smorzamento delle sovrappressioni e specificate le regole operative del sistema (Jung et al., 2007; Karney, 1984).

Ad oggi però l'analisi in moto vario è tipicamente riservata ai sistemi di adduzione in quanto presentano una struttura relativamente più semplice mentre è stato meno investigato il comportamento dinamico delle reti di distribuzione. Ciò è principalmente legato alla loro complessità: le reti di distribuzione che servono i centri urbani possono includere migliaia di condotte organizzate in configurazioni magliate e alberate e possono ospitare complesse combinazioni di dispositivi di manovra. Inoltre, da un punto di vista del monitoraggio, nei sistemi reali, le caratteristiche dei transitori

menzionati non sono catturate adeguatamente, poiché lo scopo principale del monitoraggio è quello di esaminare le condizioni di funzionamento ordinarie. Di conseguenza, la frequenza abituale di acquisizione,  $f_a$ , è piuttosto bassa, tipicamente oraria o giornaliera. Tale valore è molto più piccolo rispetto a quello (da decine di Hz a centinaia di Hz) necessario per catturare i cambiamenti di pressione durante i transitori (Chen et al., 2008; Rezaei and Stoianov, 2017b).

L'origine dei transitori nelle RDI presenta molteplice natura. Al pari dei sistemi di adduzione, le manovre su dispositivi di regolazione posti in rete come sistemi di pompaggio e valvole (e.g. Ebacher, 2011) tendono a generare transitori di maggiore entità ma più sporadicamente, a fronte di manovre programmate o accidentali come, ad esempio, la chiusura repentina di una valvola di scarico di un idrante o nel caso di *blackout* elettrico. Al comportamento dinamico delle reti idriche contribuisce anche l'attività dell'utenza ma tale aspetto risulta meno considerato e investigato in letteratura.

I transitori generati nelle RDI dalle cause di cui sopra si propagano in rete e interagiscono con la struttura delle RDI. Con particolare riferimento all'attività dell'utenza, essa provoca sovrappressioni e depressioni che interessano le RDI a partire dai sistemi minori, i.e. gli impianti idrici privati e gli allacci idrici, per pervenire poi alla rete di distribuzione principale. In questo contesto, l'esperienza sul campo ha evidenziato che gli allacci, ovvero i tratti di condotta compresi tra il contatore e la giunzione alla rete principale, risultano tra gli elementi più fragili e più frequentemente soggetti a rotture (e.g. Resenterra et al., 2008; Lee et al., 2017). In letteratura, tali elementi sono generalmente trascurati nelle analisi in moto vario, a meno di alcune caratterizzazioni in ambiente controllato (e.g. Lee et al., 2012; Lee et al., 2015). La loro caratterizzazione in campo si ritiene però di interesse anche tenendo conto che l'azione degli utenti è generata in corrispondenza dei dispositivi domestici e ha effetto in termini di variazione di pressione prima sugli allacci e poi, solo dopo aver interagito con la giunzione al sistema principale, sulla rete stessa.

Una volta percorso l'impianto idrico privato e l'allaccio, le onde di pressione si propagano e interagiscono con la rete di distribuzione idrica che è generalmente

costituita da una complessa combinazione di nodi e collegamenti. Come per altri sistemi complessi, la struttura stessa ne influenza il funzionamento (Strogatz, 2001). Gli effetti della topologia, intesa come insieme delle proprietà di connettività del sistema, sono presi in considerazione in diversi problemi di progetto e gestione delle reti riguardando aspetti che vanno dal funzionamento idraulico alla qualità dell'acqua. Tali effetti sono generalmente valutati in condizioni stazionarie. La struttura topologica dei sistemi assume un ruolo chiave anche quando si parla di comportamento dinamico e tale aspetto, anche se per ora poco investigato in letteratura, presenta potenzialmente utili risvolti. Tra questi, poter evidenziare, in fase di progetto o modifica della rete, quali siano le configurazioni da evitare quando si tratta di sezionare la rete (e.g. in fase di creazione dei DMA) oppure, in modo complementare, quali siano le configurazioni più adatte a “calmare” la stessa, ovvero a minimizzare le variazioni di pressione risultanti dal funzionamento del sistema. Infatti, variazioni di pressione anche di moderata entità ma continue nel tempo, che potrebbero comunque contribuire a deteriorare il sistema come carichi ciclici e portare a rotture a fatica (Martínez-Codina et al., 2015; Rezaei et al., 2015; Rezaei and Stoianov, 2017b). È utile sottolineare come i sistemi idraulicamente “calmi” possono provvedere alla riduzione del tasso di fallanza e degli eventi di discolorazione e un'estensione della vita di queste infrastrutture critiche (Rezaei and Stoianov, 2017b).

In precedenza, è richiamato come le RDI possano essere sollecitate dall'attività dell'utenza con uno stress contenuto ma continuo. Tuttavia, questi aspetti non sono tenuti in considerazione quando si tratta di contrastare le rotture in rete. Infatti, ad oggi, la prassi per contrastare il deterioramento delle condotte consiste nell'individuazione delle aree della rete a pressione mediamente maggiore e nella riduzione della pressione media di tali zone (Lambert, 2001; Lambert and Fantozzi, 2010). Minore attenzione è rivolta alla capacità delle variazioni di pressione, in particolare quelle dinamiche, di generare rotture in rete e questo parte anche dal fatto che tali sistemi sono tradizionalmente pensati in moto stazionario, a partire dall'approccio modellistico. Questa assunzione è però spesso violata in quanto in rete spesso si instaurano transitori a fronte delle manovre sui dispositivi posti in rete e dell'attività dell'utenza. Se i sistemi sono analizzati in moto vario, di solito l'attenzione è principalmente rivolta

all'effetto delle grandi manovre su organi di regolazione che rischiano di eccedere la pressione nominale delle condotte, mentre solo alcuni studi hanno recentemente iniziato ad occuparsi dell'impatto a medio e lungo termine delle variazioni di pressione transitorie sulle rotture a fatica e sul deterioramento nelle RDI (e.g. Rezaei and Stoianov, 2017b). Da questo, l'importanza di poter quantificare tale stress.

L'obiettivo di questa Tesi è quello di sviluppare un approccio volto ad analizzare e a modellare le reti di distribuzione idrica, nella loro completezza e complessità, soggette a transitori indotti dalla domanda al fine di coglierne e comprenderne la risposta dinamica.

In particolare, partendo dai dati raccolti mediante due campagne di misure è caratterizzato il comportamento dinamico di un allaccio idrico e di una rete principale di distribuzione idrica soggetti all'attività dell'utenza. In maggiore dettaglio, la prima campagna di misure si è svolta con riferimento ad un allaccio idrico reale, primo elemento insieme all'impianto idrico privato interessato dall'attività dell'utenza che, solo in un secondo momento, sottopone a stress il sistema principale di tubazioni. È condotto un monitoraggio ad alta frequenza della pressione in due sezioni a monte e valle di un allaccio idrico reale sottoposto a manovre generate internamente all'utenza servita dall'allaccio e manovre generate da utenze vicine e in rete al fine di evidenziare a quali sollecitazioni di pressione sia sottoposto questo elemento in campo. La seconda campagna di misure è stata condotta, sempre con un monitoraggio ad alta frequenza della pressione affiancato da un monitoraggio dei consumi degli utenti, su una rete di distribuzione idrica reale sottoposta esclusivamente all'attività dell'utenza idrica e sui risultati delle misure è poi condotta un'analisi sperimentale del comportamento dinamico del sistema.

Dalle due campagne di misure è emerso come anche l'attività dell'utenza può avere un impatto sul sistema, sia a livello di allacci idrici, sottoponendo tali elementi a variazioni di pressione che possono essere anche molto significative, sia a livello di rete principale, generando sollecitazioni in rete di modesta entità ma continue nel tempo, e variabili da zona a zona della rete e nell'arco della giornata. È proposto poi un approccio stocastico che permette di caratterizzare il comportamento dinamico

della rete soggetta ad attività dell'utenza attraverso modellazione numerica, con il Metodo delle Caratteristiche (*Method of Characteristics*, MOC). La caratterizzazione realistica dell'andamento delle pressioni in rete e l'individuazione delle sezioni più sollecitate dalle fluttuazioni di pressione che potrebbero contribuire o accelerare il processo di indebolimento della rete nel tempo sono tra le finalità. Applicando l'approccio stocastico di modellazione in moto vario delle RDI proposto, è studiato l'effetto della topologia sul comportamento dinamico di una RDI reale soggetta all'attività dell'utenza con lo scopo di ricercare regole generali che possano supportare nella comprensione macroscopica del comportamento dei sistemi in moto vario.

Complessivamente, questa Tesi vuole fornire un approccio innovativo finalizzato allo studio del comportamento dinamico delle RDI nel loro funzionamento ordinario partendo dalla generazione dei transitori a livello di singola abitazione fino alla rete principale di distribuzione, la cui struttura è determinante nello sviluppo del comportamento dinamico del sistema stesso in termini di andamenti delle pressioni. Tale conoscenza dei sistemi costituisce una propedeuticità all'assunzione dei provvedimenti atti a perseguire un funzionamento sostenibile ed efficiente verso cui i gestori sono sempre più spinti.



## Struttura della tesi



La struttura della tesi si suddivide in 10 capitoli ed è illustrata in Figura 2.1

Il Capitolo 1 è dedicato all'introduzione e descrive il contesto in cui si inserisce la ricerca, seguito dalla spiegazione delle motivazioni e dei principali obiettivi.

Il presente Capitolo (2) riporta una descrizione della struttura della tesi.

Il Capitolo 3 presenta la revisione della letteratura principalmente collegata all'analisi in moto vario delle reti di distribuzione idrica, con particolare attenzione all'attività dell'utenza, e contestualizza brevemente gli argomenti trattati nella Tesi.

Il Capitolo 4 richiama i concetti teorici legati all'utilizzo di modelli numerici per la simulazione dei sistemi in moto vario.

Il Capitolo 5 riporta la descrizione dei due casi studio, un allaccio idrico e una rete di distribuzioni idrica, e delle rispettive campagne di monitoraggio delle pressioni ad alta frequenza.

Nel Capitolo 6 sono presentati i risultati della prima campagna di misure relativa al monitoraggio in campo di un allaccio idrico reale e quindi la caratterizzazione dell'effetto sull'allaccio sia dell'attività dell'utenza servita dall'allaccio stesso sia di utenze esterne e di manovre generate in rete.

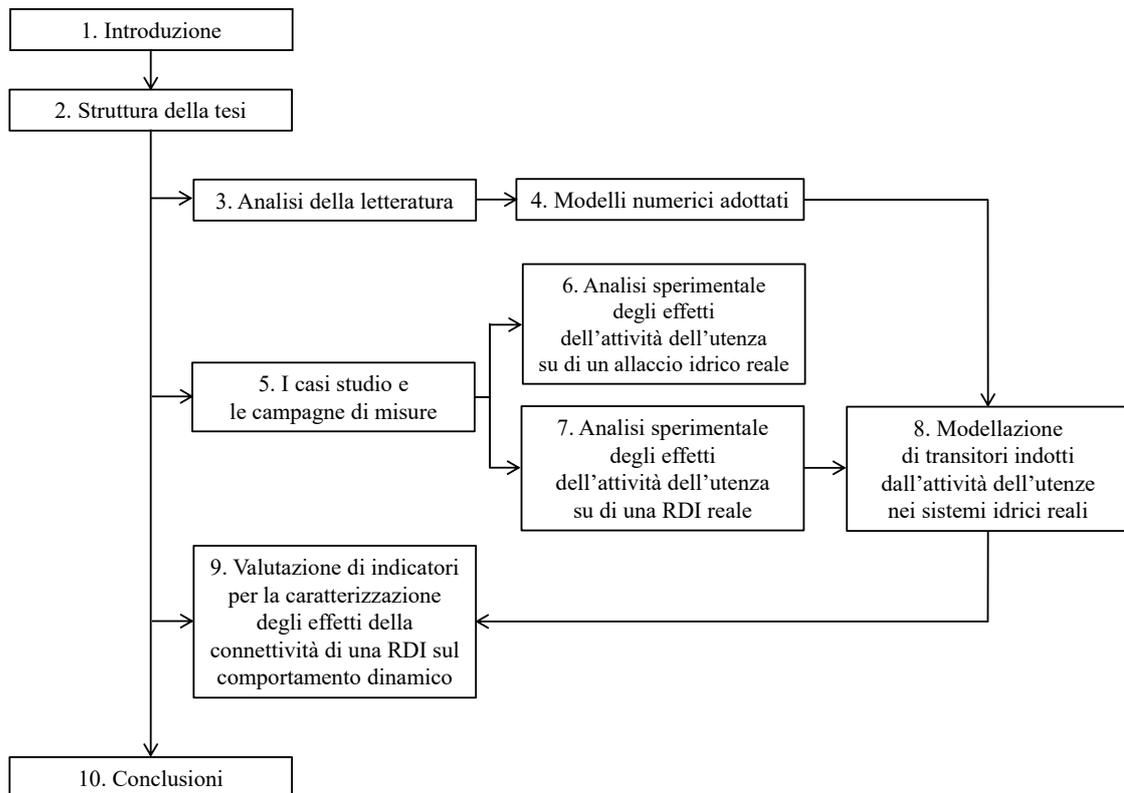
Il Capitolo 7 mostra i risultati del monitoraggio della rete di distribuzione idrica reale introdotto nel Capitolo 5 al fine di evidenziare l'occorrenza di fenomeni di moto vario. Più precisamente, vengono analizzate le condizioni di funzionamento ordinarie e non sono state considerate manovre sui dispositivi di controllo posti in rete. Infatti, lo scopo è quello di indagare se la richiesta dell'utenza può generare variazioni di pressione non solo frequenti ma anche non trascurabili. Le caratteristiche principali dei segnali di

pressione acquisiti vengono evidenziate sottoponendo i dati ad analisi nel dominio del tempo e della frequenza.

A partire dai dati di pressioni raccolti durante la seconda campagna di misure descritta nel Capitolo 5, nel Capitolo 8 è proposto un approccio stocastico per modellare e analizzare gli effetti delle richieste degli utenti nel contesto della modellazione in moto vario di una rete reale in cui il consumo di acqua è l'unica forzante. Tale approccio utilizza un modello numerico basato sul MOC per la simulazione dei sistemi in moto vario.

Infine, nel Capitolo 9 si valuta l'applicabilità di alcuni indicatori per caratterizzare la risposta dinamica di una rete soggetta all'attività dell'utenza al variare della configurazione di connettività topologica.

Le conclusioni e i principali contributi della Tesi sono riportati nel Capitolo 10.



**Figura 2.1** Schema a blocchi della struttura della Tesi.



*Capitolo 3*

Analisi della letteratura



Sebbene tutte le componenti dei sistemi acquedottistici, adduttrici e RDI, possono essere soggette a transitori e al fenomeno del colpo d'ariete, la maggior parte degli studi inerenti sia l'analisi che la modellazione in moto vario è stata rivolta ai sistemi di adduzione o a porzioni di RDI prossime a sistemi di pompaggio, riservando invece meno attenzione alle RDI nel loro complesso (Ramalingam et al., 2009). Ciò è legato alla convinzione che tali sistemi siano meno soggetti a transitori o comunque naturalmente protetti da questo fenomeno in quanto la loro struttura complessa tenderebbe a frammentare e a disperdere le onde (Davis, 2004; Karney and McInnis, 1990) assieme all'azione di dissipazione degli utenti attivi (Karney and Filion, 2003a). Allo stesso tempo, è proprio la complessità delle RDI, che da una parte fornisce resilienza ai sistemi, ad averne complicato e scoraggiato l'analisi in moto vario.

Ad oggi, sta crescendo la consapevolezza che i sistemi idrici, soprattutto le RDI, raggiungano raramente degli stati stazionari (Karney and Nault, 2019) e che siano continuamente soggetti a transitori. Alcuni studi descrivono come lo sviluppo delle onde di pressione nei sistemi complessi possa portare ad una loro enfattizzazione anche in corrispondenza di sezioni distanti dal punto di generazione del transitorio (Ellis, 2008; Karney and McInnis, 1990; Starczewska et al., 2014) e questo avviene per diversi motivi. Tra questi, il processo di sovrapposizione delle onde, che può essere costruttivo o distruttivo, zone della rete con molti utenti non attivi e rami inattivi, o *dead-end*, i quali causano un'amplificazione delle onde di pressione che vi giungono, e l'interazione delle onde di pressione con le discontinuità presenti lungo il loro percorso, la quale può risultare in una dissipazione ma anche in un'amplificazione delle stesse.

I transitori di pressione che sono generati nei sistemi di distribuzione idrica, dipendono da due aspetti principali, ovvero le cause che li generano e le caratteristiche del sistema

in cui si essi si manifestano. Nel seguito si fornisce un breve inquadramento di ciascuno di questi due aspetti e della letteratura scientifica che li riguarda.

### 3.1 Cause dei transitori nelle RDI

Per quanto riguarda il primo aspetto, ovvero le cause dei transitori, nelle RDI si osservano due gruppi principali di cause che generano rispettivamente due diversi tipi di transitori, ovvero:

- i transitori “primari”, di grande entità e sporadici nel tempo. Essi sono principalmente dovuti a manovre accidentali o programmate sui sistemi di pompaggio, al rapido azionamento dei dispositivi di manovra (e.g. apertura/chiusura di una valvola posta in rete, di un idrante, manovre in fase di prelievo di un’utenza particolarmente idroesigente, e.g. industriale, o di lavaggio della rete) e di regolazione, a operazioni di riempimento o svuotamento delle tubazioni e a importanti rotture. Essi rappresentano sollecitazioni simili a quelle che interessano anche i sistemi di adduzione;
- i transitori “secondari”, di piccola entità e frequenti nel tempo. Sono fondamentalmente causati dall’aggiustamento automatico delle valvole di regolazione e dei sistemi ad inverter per la gestione delle pompe ma anche dalle fluttuazioni della domanda che sono intrinsecamente legate ai fabbisogni e allo stile di vita degli utenti. Infatti, nelle RDI, rispetto alle reti di adduzione, anche la domanda idrica di una singola utenza, tipicamente variabile nel tempo, costituisce una fonte di stress, anche se di entità limitata, che può generare transitori nella rete e conseguenti variazioni di pressione (Creaco et al., 2017a; Haghghi 2015; Huang et al. 2017).

Di conseguenza, nei sistemi di distribuzione devono essere presi in considerazione due tipi di effetti dei transitori di pressione abbastanza diversi che possono determinare sia danni immediatamente evidenti (*catastrophic failures*) sia deterioramenti che tendono ad aggravarsi nel tempo (*benign failures*), rispettivamente (Davis, 2004). In particolare, nel caso dei transitori “secondari”, sta crescendo la consapevolezza che, nonostante l’entità delle onde di pressione generate sia abbastanza limitata, sia la loro

grande frequenza che può danneggiare i sistemi contribuendo ai processi di fatica (Martínez-Codina et al. 2015; Stephens et al. 2017).

Diversi studi si sono occupati dei transitori “primari” nelle RDI e tra questi è significativo ricordare i seguenti lavori. Kwon (2007) ha condotto simulazioni numeriche con un modello basato sul MOC nel quale è introdotta la condizione al contorno del torrino piezometrico con lo scopo di studiare l’effetto di significative variazioni di domanda in corrispondenza delle giunzioni su una rete di distribuzione idrica. Nell’ottica di analizzare l’effetto dello spegnimento di dispositivi di pompaggio in una RDI, Chen et al. (2008) hanno valutato la capacità di un modello numerico basato sul MOC riprodurre i dati osservati è valutata attraverso un confronto dei dati di pressione simulati con quelli osservati. Attraverso il software WHAMO (*Water Hammer and Mass Oscillation*), Ali et al. (2013) hanno studiato la rete di distribuzione idrica della città di Asyût (Egitto), a fronte di condizioni di funzionamento straordinarie al fine di predisporre in rete un livello accettabile di protezione contro i transitori. In particolare, è studiato l’effetto di variazioni significative della domanda in corrispondenza delle giunzioni della rete, sezionamento delle condotte e manovre su pompaggi senza e con dispositivi di protezione. Skulovich et al. (2014) hanno unito modellazione in moto vario e ottimizzazione. In particolare, la risoluzione di una RDI sintetica in moto vario, attraverso un modello basato sul MOC, è usata come input nel processo di ottimizzazione che come funzione obiettivo si pone di minimizzare la pressione massima e che agisce sullo schema della curva di chiusura di una valvola posta in una sezione di valle della rete considerata. Lo studio di Meniconi et al. (2014) presenta la modellazione della RDI di Novara (Italia) attraverso un approccio lagrangiano a fronte di manovre su un sistema di pompaggio, validata da un confronto tra dato numerico e sperimentale.

Starczewska, Collins e Boxall (2014, 2015) e Rathnayaka et al. (2016b) si sono occupati di monitoraggi ad alta frequenza (i.e. con  $f_a$  nell’ordine di  $10^2$  Hz) della pressione di alcune porzioni di RDI reali soggette a transitori “primari” e il cui effetto è risultato trasmettersi interessando le porzioni di rete analizzate nella loro completezza.

Altri studi si sono soffermati sull'occorrenza di transitori di pressione bassa o negativa e sul rischio per la salute pubblica legato all'intrusione di acqua non trattata e contaminanti che ne può conseguire. Gullick et al. (2004) documentano il verificarsi di pressioni transitorie basse e negative nei sistemi di distribuzione principalmente a seguito di spegnimenti accidentali e programmate delle pompe ma anche di lavaggi della rete, dell'apertura di idranti e dell'insorgere di importanti rotture. Davis (2004) si è occupato di analizzare 5 reti reali sottoposte a spegnimenti dei sistemi di pompaggio a seguito di *blackout* elettrico e dei problemi associati, evidenziandone la risposta unica di ciascuna rete. In maggior dettaglio, Ebacher et al. (2011) hanno studiato la capacità di un modello transitorio commerciale basato sul Metodo delle Onde Caratteristiche (*Wave Characteristic Method*, WCM), i.e. Infosurge, accuratamente calibrato di replicare pressioni transitorie basse e negative generate dall'arresto di pompaggi a seguito di *blackout* elettrici con l'obiettivo finale di stimare i volumi di intrusione associati agli eventi di pressione negativa. Collins et al. (2012) hanno sottolineato come gli eventi di depressurizzazione nei sistemi di condotte possano generare pressioni transitorie negative, anche significative e prolungate.

Nell'ambito delle *Transient Test-Based Techniques* (TTBTs), lo spegnimento programmato di una pompa o la chiusura di una valvola, diventano lo strumento per la generazione di un transitorio di entità controllata e quindi per la pre-localizzazione delle anomalie in sistemi di condotte reali (Meniconi et al., 2015b; Meniconi et al., 2011a; Meniconi et al., 2021a).

Il secondo tipo di transitori (o transitori "secondari") è principalmente causato dagli aggiustamenti automatici dei dispositivi di pompaggio dotati di inverter e di regolazione, come le valvole riduttrici di pressione (*Pressure Reducing Valve*, PRV), e dall'attività dell'utenza idrica.

Alcuni lavori in letteratura si sono occupati di analizzare gli effetti dell'aggiustamento dei dispositivi di regolazione. Tra questi, Meniconi et al. (2017) hanno eseguito prove di laboratorio su una PRV a membrana per caratterizzare il comportamento del dispositivo in condizioni stazionarie ed esaminarne la risposta in moto vario. In maggior dettaglio, è esaminata la risposta della PRV a fronte di transitori generati a

valle del dispositivo ed è emerso come il meccanismo di autoregolazione della PRV possa provocare piccole oscillazioni di pressione, di durata limitata (Meniconi et al., 2016) e che la PRV tende ad agire come una discontinuità, dividendo il sistema in due parti e impedendo che eventuali disturbi o oscillazioni di pressione generate a valle della valvola si propaghino a monte (Meniconi et al., 2015a). Trattando di controllo in tempo reale della pressione nelle RDI, lo studio di Fontana et al. (2018) ha evidenziato come, tra i problemi relativi al trasporto dell'informazione nel contesto reale, può emergere instabilità del dispositivo. Marsili et al. (2019), studiando il comportamento di un PRV a fuso installata in un sistema idraulico e sottoposta a condizioni di bassa portata attraverso prove di laboratorio, hanno mostrato che, sotto certe condizioni di flusso, la PRV presenta un comportamento instabile caratterizzato da oscillazioni non trascurabili di pressione che si propagano nel sistema.

Come introdotto in precedenza, al comportamento dinamico delle reti idriche contribuisce anche l'attività dell'utenza. Tale aspetto risulta però meno considerato e investigato in letteratura anche se il loro impatto in termini di variazioni di pressione si è dimostrato essere non trascurabile (Haghighi, 2015).

Con specifico riferimento ai consumi delle utenze, è bene preliminarmente osservare che in letteratura esistono un numero significativo di studi circa la loro caratterizzazione nello spazio e nel tempo. Tuttavia la quasi totalità di questi studi è stata sviluppata considerando un contesto applicativo generalmente riconducibile a studi di sistemi in condizioni stazionarie. Infatti ad oggi, l'approccio maggiormente applicato dai tecnici per modellare e gestire le RDI è l'Extended Period Simulation (EPS), in cui il comportamento del sistema idraulico è descritto come una successione di stati stazionari, ognuno risolto, per esempio, attraverso l'algoritmo del Gradiente Globale (Todini and Pilati 1988). Tale approccio permette di rappresentare il comportamento delle RDI al variare delle condizioni al contorno, inclusa domanda idrica nei nodi, sotto l'ipotesi che tali variazioni siano lente (e.g., Rathnayaka et al. 2016a). In questa prospettiva di modellazione, la domanda idrica, che è la principale forza motrice di una RDI, è generalmente fissata a livello nodale attraverso un approccio *top-down* o *bottom-up* (Walski et al. 2003). Nel caso del primo approccio, frequentemente utilizzato nelle applicazioni pratiche, l'andamento temporale del consumo idrico è

definito con riferimento ad un alto livello di aggregazione spaziale (ad esempio, a livello di distretto) e la quantificazione del consumo idrico ai nodi del modello idraulico è ottenuta attraverso una disaggregazione a partire dai dati di fatturazione degli utenti valutati su lunghi periodi, ad esempio, su base semestrale (Ansaloni et al. 2013). Nel caso del secondo approccio, il consumo idrico a livello nodale è ottenuto attraverso un'aggregazione, partendo dalla domanda di ciascun utente nel tempo modellata utilizzando diversi approcci, prevalentemente di natura stocastica (e.g., Buchberger and Wu 1995; Alvisi et al. 2003; Blokker et al. 2010a; Creaco et al. 2017b).

L'approccio *bottom-up* porta a una più accurata caratterizzazione spaziale e temporale della forzante del sistema (Creaco et al. 2017b). In quest'ottica, l'utilizzo sempre più diffuso degli *smart meter*, ovvero di strumenti che permettono la raccolta di dati di consumo idrico ad alta risoluzione spaziale (singola abitazione) e temporale (da pochi minuti a pochi secondi) (Cominola et al. 2015), facilitano l'ottenimento di una ricostruzione accurata dei profili di consumo idrico degli utenti. La possibilità di definire la domanda ad alta risoluzione spaziale e temporale è generalmente colta al fine di condurre simulazioni in condizioni stazionarie e per la valutazione della qualità dell'acqua. In letteratura, non è investigata l'applicazione di una domanda così dettagliatamente definita a modelli che simulano il comportamento dei sistemi in condizioni di moto vario e per i quali sia l'attività stessa degli utenti a generare transitori in rete.

Un numero limitato di lavori hanno studiato gli effetti della domanda degli utenti nella modellazione delle RDI in condizioni di moto vario.

Tra questi, un certo numero di studi considera modelli in moto vario con una domanda realistica/impulsiva nei nodi della rete con lo scopo di analizzare l'effetto del controllo in tempo reale dei sistemi idrici sul comportamento dinamico delle reti stesse (e.g. Prescott and Ulanicki 2008; Creaco et al. 2019; Ulanicki and Beaujean 2021).

Altri studi considerano l'effetto della modellazione consumo idrico sulla risposta dei sistemi a fronte di manovre significative su pompaggi e dispositivi di manovra con particolare riferimento alla capacità di dissipazione della domanda. McInnis e Karney

(1995) hanno comparato i segnali di pressione osservati e modellati a seguito di una manovra rilevante su un dispositivo di pompaggio considerando differenti modellazioni del consumo idrico (i.e. domanda aggregata costante, domanda aggregata regolata dalla legge della foronomia e domanda distribuita lungo la condotta). Il comportamento previsto della rete risulta simile sotto tutte e tre le rappresentazioni della domanda, anche se nessuna di queste tiene conto delle discrepanze nella dissipazione di energia prevista, sottostimata dal modello, e osservata e degli effetti temporali. In uno studio successivo, Karney e Filion (2003a) hanno comunque sottolineato come la modellazione della domanda sulla risposta di una rete soggetta all'aggiustamento di un dispositivo di manovra giochi un ruolo chiave quando si tratta di riprodurre i meccanismi di dissipazione e la risposta reale. Edwards e Collins (2014) e Ferrante et al. (2016) hanno concentrato l'attenzione sull'effetto dell'incertezza e dell'aggregazione spaziale della domanda sulla propagazione in un sistema serbatoio/condotta/valvola dei transitori dovuti alla chiusura brusca della valvola a valle trascurando la frizione. Le domande idriche sono state modellate come semplice flusso esterno, basato sulla legge della foronomia. L'effetto dell'aggregazione della domanda non è stato trovato significativo quando è stato fatto uniformemente sulla lunghezza del tubo, mentre quando il numero e la posizione delle richieste sono stati variati in modo casuale, l'effetto è stato molto più significativo.

Al fine di fornire una guida per una modellazione in moto vario accurata, Huang et al. (2017) hanno analizzato l'impatto delle trasformazioni della domanda durante le operazioni di scheletrizzazione sulla risposta transitoria in una rete di distribuzione idrica realistica. In particolare, gli autori hanno sviluppato un quadro probabilistico per una valutazione a priori dell'effetto transitorio della domanda nodale basato su un approccio lagrangiano. Lo studio conferma l'applicabilità del metodo proposto e del *Demand Impact Factor* (DIF), definito come il rapporto tra la variazione di pressione risultante dalla variazione di domanda al nodo e quella dovuta alla sovrapposizione delle onde incidenti e valutato per ogni nodo con domanda, come indicatore dell'effetto della domanda nodale.

Al fine di identificare gli scenari più critici in termini di variazioni di pressione che possono svilupparsi in rete, Haghghi (2015) ha determinato le combinazioni critiche delle variazioni del consumo idrico attraverso un algoritmo genetico multi-obiettivo. In particolare, Haghghi ha proposto una modellazione semplificata dei consumi a livello nodale come due impulsi triangolari di intensità e durata variabile.

### **3.2 Interazione dei transitori con le caratteristiche delle RDI**

Il secondo aspetto fondamentale per la caratterizzazione dei transitori nelle RDI è legato alle proprietà topologiche, quindi la struttura, geometriche e meccaniche dei sistemi con cui essi interagiscono.

Le RDI sono composte di un sistema principale di condotte, che presenta una struttura generalmente complessa, e dai sistemi minori, costituiti dagli allacci idrici e dagli impianti idrici privati.

Con riferimento all'attività delle utenze in quanto causa di transitori nelle RDI, è importante sottolineare come la generazione dell'onda di pressione avviene in corrispondenza dei dispositivi domestici, si propaga attraverso il sistema minore che serve l'utenza, i.e. l'impianto privato e l'allaccio idrico, e solo dopo aver interagito con la giunzione alla rete entra nel sistema principale di condotte, che presenta una struttura generalmente complessa. Nel contesto delle RDI, i sistemi minori costituiscono la fase finale del sistema di distribuzione dell'acqua potabile. In particolare, gli allacci sono collegamenti idraulici con sezioni di diametro limitato (tipicamente, da una frazione di pollice a qualche pollice) e caratterizzati da lunghezze nell'ordine della decina di metri che connettono la rete di distribuzione principale all'impianto idrico privato tramite un contatore. Essi sono perciò definiti come la porzione di rete che sta tra il contatore e la giunzione alla rete principale.

L'esperienza sul campo ha evidenziato che gli allacci idrici risultano essere tra gli elementi strutturalmente più deboli nei sistemi di distribuzione idrica e più frequentemente soggetti a perdite che spesso rimangono inosservate per lunghi periodi di tempo (AwwaRF, 2007; Lee et al., 2017; Loganathan & Lee, 2005; Resenterra et

al., 2008; Thorton et al., 2008). La fallanza di questi elementi può implicare perdite idriche, dispendio energetico ed economico (Colombo et al., 2002; Colombo and Karney, 2003) ma anche problemi alla qualità dell'acqua distribuita all'utente per intrusione di acqua non trattata/contaminata con un conseguente rischio per la salute (e.g., Aisopou et al., 2011; Karim et al., 2003; Lee et al., 2012). Garantire l'integrità e l'affidabilità degli allacci idrici diventa quindi essenziale viste le problematiche correlate. Recenti studi hanno mostrato come esista una relazione tra le variazioni di pressione e la fallanza dei sistemi. Le variazioni di pressione che caratterizzano il funzionamento di tali elementi possono quindi contribuire al loro danneggiamento nel lungo termine (Rezaei, 2017; Rezaei and Stoianov, 2017). In quest'ottica, diventa fondamentale capire a quali regimi pressori siano sottoposti gli allacci idrici in campo. In letteratura, sono disponibili un numero limitato di studi che ne analizzano il comportamento dinamico presentando esclusivamente i risultati di prove di laboratorio.

Tra questi, Lee et al. (2012) presentano la progettazione e la realizzazione in laboratorio del sistema minore che serve un'abitazione monofamiliare finalizzato a riprodurre il range di pressioni tipicamente riscontrato negli allacci idrici e negli impianti domestici. Lo studio dimostra che una depressione generata esternamente all'utenza può portare a condizioni di pressione estremamente bassa (fino a ca. -1 bar), sufficiente a consentire l'intrusione di contaminanti microbici e chimici negli allacci idrici, e alla formazione di bolle da cavitazione gassosa, fenomeno noto per erodere la parete interna delle tubazioni. Un transitorio generato invece all'interno dell'impianto idraulico domestico a seguito della chiusura brusca di una valvola è capace di sollecitare strutturalmente l'allaccio e le sezioni verticali dell'impianto idraulico rappresentando uno stress con la possibilità che si verifichi una rottura a fatica.

Sempre attraverso prove di laboratorio, Lee et al. (2015) hanno monitorato la pressione in corrispondenza di sezioni in prossimità della giunzione a T dove la rete principale e l'allaccio idrico sono connessi. È emerso come una perdita idrica in corrispondenza della giunzione provoca un'attenuazione dei picchi di pressione dovuti a manovre interne ed esterne all'utenza. È osservata inoltre una certa discrepanza nelle pressioni osservate nelle diverse sezioni monitorate della giunzione e ciò è legato ai fenomeni

di trasmissione e alla riflessione delle onde di pressione in corrispondenza della discontinuità stessa. Da qui, l'importanza della scelta delle sezioni di misura al fine di evidenziare quali siano le porzioni del sistema di fatto più sollecitate.

Una volta percorso l'impianto idrico privato e l'allaccio, le onde di pressione interagiscono con la rete di distribuzione idrica ed essa è generalmente costituita da una complessa combinazione di nodi e collegamenti.

Come per altri sistemi complessi, anche per le RDI *structure affects function* (Strogatz, 2001). La struttura ha un impatto sul comportamento del sistema stesso, dal funzionamento idraulico ad aspetti legati alla qualità dell'acqua (Abokifa et al., 2019) e, in letteratura, sono disponibili numerosi studi sull'analisi dell'effetto della topologia su diversi aspetti di funzionamento delle reti valutati soprattutto assumendo condizioni di moto stazionario ma anche di moto vario.

Con riferimento all'assunzione di condizioni stazionarie, gli effetti della topologia sono presi in considerazione in diversi problemi di progetto e gestione delle reti. A livello progettuale, i sistemi magliati risultano più affidabili ma anche più costosi, d'altra parte le reti alberate sono meno affidabili ma più economiche (Sirsant et al., 2020; Todini, 2000). Nella fase di progetto di una rete, il giusto compromesso tra grado di magliatura e alberatura è ottenibile attraverso algoritmi di ottimizzazione multi-obiettivo (e.g. Choi and Kim, 2019; Farmani et al., 2005a, 2005b; Mala-Jetmarova et al., 2018; Pierro et al., 2009; Prasad and Park, 2004). A livello gestionale, i sistemi magliati si sono rivelati meno controllabili e negli ultimi anni è emersa una tendenza alla riduzione dell'interconnessione delle reti. Al fine di facilitarne il monitoraggio e la gestione, le reti di distribuzione idrica vengono infatti segmentate o distrettualizzate ovvero divise in zone discrete, anche note come *District Metered Areas* (DMAs) attraverso delle valvole di sezionamento (e.g. Alvisi, 2015; Chondronasios et al., 2017; Di Nardo et al., 2014; Gomes et al., 2015; Zhang et al., 2017). Un alto grado di magliatura può avere effettivi negativi sulla qualità dell'acqua causando un abbassamento delle velocità e un aumento dell'età dell'acqua. Infatti, l'incremento di condotte equivale a un incremento di maglie e di volume di acqua nelle tubazioni, che aumentano il tempo di circolazione dei volumi d'acqua all'interno della rete prima che

essa fuoriesca come consumo idrico all'utenza. L'età dell'acqua tende ad aumentare man mano che il sistema diventa più efficiente dal punto di vista topologico (Torres et al., 2016). Per ovviare a questo problema, è emersa la tendenza ad alberare i sistemi, generalmente sulla base di un cambiamento ottimale della connettività della rete regolato da algoritmi che determinano un set di collegamenti da isolare nella formazione di una rete più ramificata attraverso la chiusura di un'appropriata selezione di valvole di isolamento. Tale operazione tende ad aumentare la velocità dell'acqua e quindi tende a minimizzare l'età dell'acqua. Infatti, la *self-cleaning capacity* (SCC) di un sistema è ottimizzata se si osservano velocità massime diurne sopra una data soglia di *self-cleaning velocity* (SVC), 0.2 - 0.4 L/s (Abraham et al., 2017; Blokker et al., 2016; Brentan et al., 2021; Marquez Calvo et al., 2018; Quintiliani et al., 2019; Vreeburg and Boxall, 2007).

Per diversi aspetti valutati in condizioni stazionarie, la ricerca di regole generali che possano fornire indicazioni sul funzionamento dei sistemi trova una risposta nell'utilizzo di indicatori di connettività delle reti capaci di rifletterne il comportamento e di supportare nella comprensione macroscopica del sistema. A tal proposito, in letteratura sono disponibili diversi lavori finalizzati all'analisi e alla comprensione della funzionalità idraulica e delle prestazioni dei sistemi di distribuzione idrica in condizioni stazionarie mediante approcci che si rifanno alla teoria dei grafi quindi alle caratteristiche di connettività delle reti. La teoria dei grafi e i metodi basati sulla connettività per descrivere la funzionalità delle combinazioni complesse di nodi e collegamenti è utilizzata nei più svariati ambiti, dalla biologia alle reti stradali (Alderson, 2008). Per le reti di condotte tali teorie hanno trovato un'accettazione relativamente precoce (Jacobs and Goulter, 1988; Walski, 1993; Yang et al., 1996), guadagnando una crescente attenzione nell'ultimo ventennio e rilevandosi utili strumenti, soprattutto se adeguatamente integrati con la teoria idraulica (Torres et al., 2016).

L'applicazione della teoria dei grafi alle RDI parte dalla consapevolezza che esse siano rappresentabili tramite grafi sparsi, quasi planari, le cui strutture assomigliano in gran parte alle aree urbane circostanti servite dal sistema. In generale, le RDI sono spazialmente organizzate, con topologie che variano da configurazioni gerarchiche

(i.e. configurazioni ad albero) a distribuite (i.e. configurazioni ad anello). Le porzioni di RDI che servono i centri cittadini e le aree urbane con maggiore densità di popolazione e domanda idrica presentano un maggiore densità di collegamenti e una maggiore ridondanza di percorsi fornita da condotte di lunghezza e diametro limitato per ragioni di affidabilità ed efficienza. A livello periferico e di linee di adduzione si osservano invece strutture più rade costituite da tubazioni di lunghezza e diametro maggiore. La struttura di queste reti rappresenta un'espansione graduale e solitamente non pianificata nel tempo come risultato degli sviluppi abitativi urbani. In ogni caso, le caratteristiche geografiche e i vincoli fisici ed economici impediscono la formazione di nuclei altamente connessi e quindi le RDI tendono a presentare una struttura topologica “povera”, una connettività nodale tipicamente bassa e maglie composte difficilmente da tre collegamenti, ma più frequentemente di quattro o più condotte (Yazdani and Jeffrey 2012a).

Il valore generale dell'impiego della teoria dei grafi nelle applicazioni di ricerca per le RDI ha ricevuto attenzione in diverse aree e per diverse finalità, tra cui:

- la ricerca di correlazione tra le metriche che fanno capo alla teoria dei grafi e le misure di performance della rete (e.g. perdita di carico, pressioni, età dell'acqua, diffusione di un contaminante) (e.g. Torres et al., 2016);
- l'analisi delle caratteristiche dei sistemi (Giudicianni et al., 2018) e la classificazione delle componenti critiche e delle vulnerabilità delle RDI (e.g. Yazdani and Jeffrey, 2012b);
- lo studio dell'affidabilità dei sistemi dell'acqua in fase di progetto e modifica o espansione delle reti (e.g. Moosavian and Lence, 2020; Ostfeld, 2005; Perelman and Ostfeld, 2011; Yazdani and Jeffrey, 2012a);
- l'analisi della qualità dell'acqua e la diffusione di contaminanti (e.g. Grayman et al., 2009; Davidson et al., 2005).

Con riferimento alla prima categoria di studi, gli autori Yazdani e Jeffrey hanno studiato la relazione tra la struttura e la vulnerabilità delle RDI in diversi lavori (Yazdani & Jeffrey 2010, 2011a, 2011b, 2011c, 2011d). Trattando i sistemi di distribuzione idrica come grandi grafi planari sparsi, gli autori hanno valutato la

relazione tra le importanti caratteristiche topologiche della rete (i.e. la robustezza strutturale e la ridondanza delle maglie) e la resilienza del sistema, vista come l'antonimo della vulnerabilità strutturale. Dallo studio emerge come nessuna metrica può essere usata come unica misura descrittiva per caratterizzare la robustezza della rete in relazione al progetto. In generale, si può però affermare che la robustezza è strettamente legata a due indicatori, i.e. la connettività algebrica e il gap spettrale. La ridondanza della rete è descritta efficacemente dal coefficiente di *mesh-ness*. È emerso inoltre che le reti caratterizzate da una *Good Expansion* (GE), ovvero da scarsità di punti la cui rimozione può dividere la rete in due o più parti isolate, e da una distribuzione uniforme del grado nodale sono le reti più invulnerabili a guasti. Nello studio di Torres et al. (2016) è confermato che esistono forti correlazioni tra le metriche della teoria dei grafi e le misure delle prestazioni idrauliche. Le analisi rivelano che le prestazioni delle RDI presentano transizioni nette in corrispondenza di certe soglie degli indicatori di connettività, in analogia ai fenomeni descritti dalla teoria della percolazione.

Le considerazioni finora esposte implicano la valutazione dei sistemi in condizioni stazionarie attraverso simulazioni del tipo Extended Period Simulation (EPS) o di qualità dell'acqua. Tuttavia, come sottolineato in precedenza, i sistemi di distribuzione sono soggetti a regimi transitori che inducono variazioni di pressione, anche in condizioni di funzionamento ordinario, a fronte della continua fluttuazione della domanda idrica dell'utenza. Allo stesso modo in cui entra in gioco per altri aspetti del comportamento idraulico delle reti, la topologia del sistema ne influenza il comportamento dinamico.

Le RDI reali presentano infatti generalmente una struttura topologica molto più articolata dei sistemi di adduzione, caratterizzata da complesse combinazioni di maglie e ramificazioni (Walski et al., 2003). Ne consegue che l'andamento della pressione nel tempo in una certa sezione è causata dalla sovrapposizione delle onde di pressione provenienti da diverse parti del sistema. A seconda della fase delle onde che viaggiano nel sistema questo meccanismo può essere costruttivo o distruttivo, quindi amplificare o diminuire la pressione in una data sezione (Gartenhaus, 1977). Inoltre, è importante tenere in conto dei meccanismi di riflessione e trasmissione delle onde in

corrispondenza delle discontinuità. Quando un'onda di pressione incontra una singolarità nel suo percorso (i.e. un cambiamento nel diametro o nel materiale della condotta o nella geometria del sistema) una parte dell'onda viene riflessa e il resto si propaga nel sistema. Questo generalmente risulta in una dissipazione ma, nel caso di diametri (celerità) delle condotte in uscita più contenuti (grandi), l'onda trasmessa può amplificarsi.

Diversi lavori hanno trattato dell'interazione delle onde di pressione con la struttura e le caratteristiche delle RDI. Tra i primi, Karney e McInnis (1990) hanno confutato tre concetti tradizionalmente validi legati al moto vario nelle RDI. Essi hanno mostrato come possa succedere che (i) le massime velocità non producano la massima variazione di pressione transitoria, infatti lo sviluppo dei transitori dipende anche dalla manovra e dal tempo in cui essa si sviluppa, (ii) le configurazioni magliate e alberate non preservino i sistemi dal colpo d'ariete, dati i meccanismi di sovrapposizione delle onde e le capacità riflessive dei terminali ciechi e (iii) il sovradimensionamento dei dispositivi di protezione non implichi un livello maggiore di sicurezza, con particolare riferimento a dispositivi che aprono o chiudono in risposta alla generazione di un colpo d'ariete, e.g. le *surge-anticipating valves*. In linea con la seconda conclusione di Karney e McInnis (1990), Ellis (2008) e Starczewska et al. (2014) hanno mostrato come proprio le configurazioni magliate oppure le riflessioni in corrispondenza delle giunzioni possono creare la sovrapposizione di onde di pressione con conseguente amplificazione degli effetti, anche in corrispondenza di sezioni distanti dal punto di generazione del transitorio.

Tra gli elementi che entrano in gioco nello sviluppo delle onde nei sistemi, il *dead-end* influenza il regime di pressione raddoppiando le onde di pressione in ingresso. Di conseguenza, le zone della rete con molti utenti non attivi e rami inattivi possono causare un'amplificazione delle onde di pressione che vi giungono. Questo meccanismo è sperimentalmente dimostrato da Meniconi et al. (2011b), nell'ambito dell'applicazione delle tecniche di diagnosi basate sull'utilizzo dei transitori e finalizzate alla localizzazione e al dimensionamento di rami collegati illegalmente, e da Meniconi et al. (2018), dove è analizzato l'effetto dei rami minori (con lunghezze inferiore all'1% rispetto alla lunghezza della condotta principale) sulla risposta

dinamica del sistema durante le operazioni di scheletrizzazione ed è sottolineato l'inaspettato importante ruolo che essi assumono nella modellazione efficace del comportamento reale del sistema.

Allo stesso tempo, perdite contenute possono ridurre sensibilmente i picchi di pressione. Brunone et al. (2018) hanno analizzato questo meccanismo e hanno dimostrato come lo smorzamento complessivo dei picchi di pressione è molto più significativo in una tubazione che presenta una perdita di quello rispetto ad una tubazione integra e il decadimento dell'onda di pressione generata in un tubo di materiale polimerico caratterizzato da una perdita dipende esponenzialmente dalla dimensione e dalla posizione della perdita e dalla pressione in corrispondenza della perdita.

L'impatto della topologia sul comportamento delle reti in moto vario è tenuto in conto anche in alcuni lavori che trattano di problemi di progetto delle reti. In maggior dettaglio, Huang et al. (2020) hanno investigato la relazione tra la progettazione delle RDI e gli effetti dei transitori di pressione. In particolare, hanno applicato un'ottimizzazione multi-obiettivo al progetto delle RDI che include la minimizzazione dell'impatto avverso dei transitori, la minimizzazione del costo e la massimizzazione dell'affidabilità idraulica della rete e applicando il metodo presentato a due casi studi di reti sottoposte a condizioni di moto vario causate da manovre su un impianto di pompaggio. Gli autori evidenziano come il sovradimensionamento delle condotte può ridurre l'impatto dei transitori ma a spese di un costo elevato della rete. Inoltre, gli obiettivi legati all'affidabilità e all'impatto avverso dei transitori risultano poveramente correlati sottolineando come la definizione di affidabilità solitamente utilizzata per le RDI in condizioni stazionarie non rappresenta efficacemente l'affidabilità delle RDI se le si considera in condizioni di moto vario.

Attraverso un modello 1D in moto vario e l'applicazione del metodo Monte Carlo, Duan et al. (2010) hanno investigato l'effetto dell'incertezza dei parametri, quali la celerità, le proprietà delle condotte e del fluido e le condizioni idrauliche iniziali, nei modelli in moto vario sulle performance (i.e. l'affidabilità) di due RDI ipotetiche con o senza dispositivi di protezione. La celerità media delle onde di pressione è mostrato

variare significativamente in presenza di incertezze nel sistema di condotte ed è risultata sensibile soprattutto al contenuto di bolle d'aria. Inoltre, la risposta del sistema si è mostrata più sensibile alle variazioni di celerità rispetto agli altri parametri. Lo studio ha infine dimostrato che dispositivi di protezioni posizionati correttamente promuovono sensibilmente l'affidabilità dei sistemi.

Altri lavori trattano di progettazione ottimale dei dispositivi di protezione dal colpo d'ariete i termini di dimensionamento e posizionamento dei dispositivi idraulici di protezione al fine di controllare efficacemente la risposta transitoria del sistema, attraverso modelli in moto vario uniti all'utilizzo di metodi di ottimizzazione come algoritmi genetici (Bostan et al., 2019; Jung et al., 2006) e reti neurali (Yazdi et al., 2019).

In sintesi, la complessità delle RDI e i possibili meccanismi di sviluppo delle onde di pressione che possono instaurarsi sottintende una certa imprevedibilità del comportamento dinamico delle stesse e una conseguente difficoltà intrinseca nel trovare regole generali nella previsione della risposta di un sistema in moto vario.

Gli effetti dei transitori nelle RDI sono la conseguenza dell'interazione delle onde di pressione con la struttura dei sistemi e i transitori di pressione che si sviluppano nelle RDI possono portare a problemi di diversa natura. Come precedentemente introdotto gli effetti dei colpi d'ariete possono essere infatti inseriti in due categorie (Davis, 2004). La prima categoria (*catastrophic failure*) è legata ai transitori "primari", ovvero quei picchi di pressione che derivano dall'azionamento di pompe o valvole e che presentano un'entità importante ma meno frequenti nel tempo.

Come riportato nelle linee guida per la protezione dei sistemi dai transitori di pressione fornite da Boulos et al. (2005), le sovrappressioni eccessive possono causare lo scoppio e il collasso delle tubazioni e danni a giunzioni, valvole e pompe, il movimento dei giunti e lo sfilamento della condotta. Vibrazioni eccessive possono danneggiare non solo le tubazioni ma anche i dispositivi di misura e controllo, in particolare in presenza di risonanza (e.g. Karney et al., 2003b). Nelle RDI possono verificarsi anche eventi di pressioni transitorie basse o negative, a fronte ad esempio dello spegnimento accidentale o programmato dei pompaggi, della rapida apertura di una valvola oppure

di eventi di depressurizzazione del sistema (Collins et al., 2012; Gullick et al., 2004; Fleming et al., 2006; Meniconi et al., 2011c; LeChevallier et al., 2003). Questo può portare al collasso delle tubazioni, in particolar modo di quelle con parete sottile, alla disintegrazione del rivestimento interno delle tubazioni, soprattutto se di cemento, alla cavitazione, alla separazione della colonna liquida e al desorbimento di gas precedentemente disciolti. Quest'ultimo fenomeno può promuovere la corrosione degli elementi in ferro o acciaio con conseguente formazione di ruggine e danni alle tubazioni.

Gli eventi transitori possono avere anche un impatto sulla qualità dell'acqua con conseguenti implicazioni sulla salute pubblica (Karim et al., 2003; McInnis, 2004). Quando occorrono pressioni basse o negative, soprattutto se esse si protraggono nel sistema per un intervallo di tempo sufficiente, si può assistere a diverse conseguenze. Prima fra queste, l'intrusione di acqua o aria non trattata o di contaminanti e agenti patogeni tramite raccordi flangiati, guarnizioni o rotture nel sistema, in volumi che possono essere anche molto significativi. In letteratura, diversi studi hanno trattato il problema (Besner et al., 2010; Boyd et al., 2004; Ebacher et al., 2012; Fox et al., 2014; Gibson et al., 2019; LeChevallier et al., 2003; Jones et al., 2014; Karim et al., 2003; Keramat et al., 2020a; McInnis, 2004; Wagner et al., 2015; Yang et al., 2011) e di seguito vengono richiamati i principali. Attraverso la modellazione numerica, Boyd et al. (2004), Yang et al. (2011), Ebacher et al. (2012) e Keramat et al. (2020a) hanno studiato l'impatto di diversi parametri, principalmente legati alle condizioni di pressione in rete e sulle caratteristiche degli elementi costituenti il sistema, sulla modellazione numerica del fenomeno finalizzata alla quantificazione dei volumi in ingresso nel sistema. Besner et al. (2010) hanno monitorato una rete reale provando l'occorrenza di diversi eventi di pressione negativa, evidenziando come i punti della rete a quota altimetrica maggiore risultino i più vulnerabili, e attraverso una modellazione numerica hanno stimato i volumi intrusi. Tramite prove di laboratorio, Fox et al. (2014) hanno provato l'intrusione di contaminanti nel sistema di tubazioni da un'area ampia attorno alla rottura, con il volume di ingresso che presenta una relazione inversa con la distanza del contaminante da essa. Nello studio, è smentita l'idea comune che, durante il transitorio, solo l'acqua espulsa dal sistema rientrerebbe

nella tubazione oppure che il contaminante intruso sarebbe espulso nel ciclo positivo successivo del transitorio. Wagner et al. 2015 hanno presentato un approccio probabilistico per identificare, nel caso di rilascio istantaneo di contaminante nel sistema, il nodo sorgente, il tempo di rilascio della sorgente e la forza della sorgente sulla base delle osservazioni dei sensori e sul funzionamento idraulico del sistema. Gibson et al. (2019) hanno proposto un modello di rischio per la salute associato all'intrusione di agenti patogeni nelle RDI e in tale contesto, la frequenza di occorrenza di pressioni negative e il tempo di residenza nelle tubazioni sono risultati importanti fattori di rischio. Gli autori hanno concluso come il rischio di infezione risulta, imprevedibilmente, debolmente dipendente dal volume di acqua in ingresso e dall'età di una condotta metallica e ciò è principalmente legato al fatto che alcuni patogeni sono talmente diffusi oppure talmente rari che variazioni del volume in ingresso hanno un effetto limitato sul rischio di incorrere nella malattia. Altre conseguenze delle pressioni basse o negative che si verificano nei sistemi sono la risospensione di particelle e il distacco di biofilm a causa delle alte intensità di taglio (Weston et al., 2017; Weston et al., 2021), a cui può conseguire un più rapido decadimento del contenuto di cloro. Più in generale, le condizioni idrauliche dinamiche hanno un impatto sul deterioramento della qualità dell'acqua e possono incrementare significativamente il decadimento dei disinfettanti nei sistemi (Aisopou et al., 2014; Kim & Kim, 2017; Stoianov & Aisopou, 2014).

La seconda categoria (*benign failure*) racchiude gli effetti dei transitori "secondari" e le conseguenze di tali sollecitazioni non risultano ancora ampiamente investigate in letteratura. Secondo gli studi disponibili, quest'ultimi possono avere un effetto nel lungo termine contribuendo come carichi ciclici a danneggiare la tenuta dei giunti, come provato da Covelli et al. (2015), corrodere o fessurare le pareti interne delle tubazioni e a incrementare il tasso di fallanza danneggiando il sistema nel lungo termine (e.g. Huang et al., 2020; Kwon & Lee, 2008; Martínez-Codina et al. 2015; Mazumder et al., 2019; Rathnayaka et al., 2016a; Rezaei, 2015; Rezaei, 2017; Rezaei and Stoianov, 2017; Wang et al., 2014).

Data la complessità e i potenziali effetti dannosi del fenomeno, anche in termini di danni economici (Filion et al., 2007), è quindi evidente l'importanza della

caratterizzazione del comportamento dinamico dei sistemi di distribuzione al fine di garantirne l'integrità e la sicurezza.



*Capitolo 4*

**Modelli numerici adottati**

Ai fini dello studio del comportamento dinamico delle reti di distribuzione idrica e degli allacci soggetti alla attività degli utenti, nonché per valutare gli effetti della topologia della rete sui transitori nei capitoli successivi si fa utilizzo di due approcci modellistici, ovvero il MOC (Chaudhry, 1979; Wood et al., 2005; Wylie & Streeter, 1993) e un approccio lagrangiano. In questo capitolo si richiamano quindi brevemente gli aspetti teorici alla base dei due approcci, focalizzando in particolare l'attenzione sugli elementi innovativi specificatamente introdotti. Nel dettaglio, nel seguito dopo avere richiamato le equazioni alla base dello studio del moto vario in un sistema di condotte si presenta brevemente il metodo delle caratteristiche per la loro integrazione e le condizioni al contorno utilizzate. Successivamente si richiamano le nozioni alla base dell'approccio lagrangiano.

Nei sistemi di condotte in pressione, i transitori possono essere simulati a partire dall'equazione del moto e di continuità (Wylie & Streeter, 1993). La struttura di tali equazioni – i.e., i termini inclusi in esse – riflettono le caratteristiche dei transitori esaminati e dei materiali costituenti le condotte. In maggior dettaglio, nell'equazione del moto:

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + J = 0 \quad (1)$$

dove  $h$  = carico piezometrico,  $g$  = accelerazione di gravità,  $V$  = velocità media del fluido,  $x$  = coordinata spaziale lungo la condotta, e  $t$  = coordinata temporale, quando sono considerati transitori rapidi, in accordo con la letteratura (e.g., Ghidaoui et al. 2005), il termine dissipativo  $J$ , è assunto come la somma di due componenti:

$$J = J_s + J_u \quad (2)$$

dove  $J_s$  = componente stazionaria, e  $J_u$  = componente non stazionaria. Infatti, l'omissione del termine di frizione non stazionaria nel modello numerico è considerata una delle ragioni principali della maggiore ampiezza delle onde di pressione simulate rispetto a quelle misurate (e.g., Ebacher et al. 2011). La componente stazionaria della frizione  $J_s$  è valutata per mezzo dell'equazione di Darcy-Weisbach ( $J_s = \lambda V|V|/2gD$ ,  $\lambda$  coefficiente di frizione) considerando il valore locale istantaneo di  $V$ . Si è assunto di valutare il coefficiente di frizione  $\lambda$  in funzione del regime di moto. Per numeri di Reynolds  $Re < 2000$ , è utilizzata la formula di Hagen – Poiseuille (Bhave, 1991):

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad (3)$$

Per  $2000 < Re < 4000$ , è applicata un'interpolazione cubica del diagramma di Moody (Dunlop, 1991):

$$\lambda = (X_1 + R(X_2 + R(X_3 + X_4))) \quad (4)$$

dove

$$R = \frac{Re}{2000}$$

$$X_1 = 7FA - FB$$

$$X_2 = 0,128 - 17FA + 2,5FB$$

$$X_3 = -0,128 + 13FA - 2FB$$

$$X_4 = R(0,032 - 3FA + 0.5FB)$$

$$\begin{aligned}
 FA &= (Y_3)^{-2} \\
 FB &= FA \left( 2 - \frac{0,00514215}{(Y_2)(Y_3)} \right) \\
 Y_2 &= \frac{\varepsilon}{3,7 D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}} \\
 Y_3 &= -0.86859 \ln \left( \frac{\varepsilon}{3,7 D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}} \right)
 \end{aligned}$$

Infine, per  $Re > 4000$ , è utilizzata l'approssimazione di Swamee and Jain della formula di Coolebrook-White (Bhave, 1991):

$$\lambda = \frac{0,25}{\left[ \ln \left( \frac{\varepsilon}{3,7 D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}} \right) \right]^2} \quad (5)$$

La componente non stazionaria prende in considerazione il comportamento abbastanza diverso dei profili della velocità istantanea e quindi del gradiente di velocità applicato alle pareti della condotta, rispetto a quello del flusso uniforme con la stessa  $V$  (Brunone et al. 2000; Brunone and Berni 2010; Sundstrom and Cervantes 2017). In letteratura, sono disponibili due “famiglie” principali di modelli per simulare la frizione non stazionaria  $J_u$ : modelli *instantaneous acceleration-based* (IAB) (Brunone et al. 1995; Brunone and Golia 2008; Bergant et al. 2001), e modelli *weighting function-based* (WFB) (Zielke 1968; Vardy and Brown 2003, 2004; Meniconi et al. 2014). Più recentemente, solo per sistemi di condotte molto semplici, sono usati i modelli con risultati incoraggianti in termini di caratteristiche del campo di flusso locale (Martins et al. 2017).

La scelta del modello di frizione non stazionaria non può trascurare le caratteristiche del sistema di condotte investigato. Nel caso di rete di distribuzione idrica – generalmente non composte di una singola condotta ma caratterizzate da

configurazioni più complesse con un numero significativo di utenti – è evidente la necessità di rendere le simulazioni numeriche convenienti in termini di tempo di calcolo, archiviazione dei dati e memoria. In accordo con Wylie (1997), questo fa ricadere la scelta sul modello IAB proposto in Brunone et al. (1995) e modificato in Pezzinga (2000):

$$J_U = \frac{k_B}{g} \left( \frac{\delta V}{\delta t} + \text{sign} \left( V \frac{\delta V}{\delta x} \right) a \frac{\delta V}{\delta x} \right) \quad (6)$$

dove  $a$  = celerità di propagazione dell'onda di pressione, e il coefficiente di decadimento,  $k_B$ , è dato dalla relazione proposta da Vardy e Brown (1996):

$$k_B = \frac{\sqrt{C^*}}{2} \quad (7)$$

con  $C^* = \min\{0.00476; 7.41/Re^\kappa\}$  dove  $Re = VD/\nu$  è il numero di Reynolds locale e istantaneo, e  $\kappa = \log_{10}(14.3/Re^{0.05})$ .

Lo stesso approccio – ovvero la necessaria parsimonia del modello numerico – ha suggerito la seguente forma dell'equazione di continuità:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{a^2}{g} \frac{\partial V}{\partial x} = 0 \quad (8)$$

Dove il termine addizionale che comprende la funzione di *creep* che riproduce il comportamento viscoelastico della condotta è trascurato. Tale assunzione, è basata su due principali aspetti. Il primo è che la funzione di *creep* dei tubi in PVC è due o tre volte inferiore rispetto a quella che caratterizza i tubi in polietilene ad alta densità per i quali la viscoelasticità gioca un ruolo molto importante (Soares et al. 2008). Il

secondo aspetto è che la viscoelasticità trascurabile dei tubi in PVC non giustifica la procedura di calibrazione estremamente ardua - quasi impraticabile - che dovrebbe essere eseguita per valutare i parametri viscoelastici in una RDI reale. Infatti, per un dato diametro della condotta, i parametri viscoelastici dipendono significativamente dal periodo della condotta stessa (Pezzinga et al. 2016).

#### 4.1 Il Metodo delle Caratteristiche

Attraverso il MOC, le equazioni differenziali (1) e (8) sono integrate numericamente e trasformate nel seguente insieme di equazioni di compatibilità algebriche:

$$C^+: h_i^t = C_P - B_P Q_i^t \quad (9)$$

$$C^-: h_i^t = C_N + B_N Q_i^t \quad (10)$$

valide lungo le rette caratteristiche,  $C^\pm: \frac{\Delta s}{\Delta t} = \pm a$ , con pedice  $i$  e apice  $t$  che indicano la posizione e l'istante temporale, rispettivamente (Wylie and Streeter, 1993). Nel MOC, la condotta è divisa in elementi di lunghezza  $\Delta s = a\Delta t$ , con  $\Delta t$  = passo temporale e il metodo si sviluppa su una griglia spaziotemporale discretizzata in  $\Delta s$  e  $\Delta t$ . I coefficienti  $C_P$ ,  $C_N$ ,  $B_P$  e  $B_N$  sono quantità note e dipendono dai valori della portata e del carico piezometrico al passo temporale precedente; la loro espressione, che tiene in conto lo schema numerico per simulare la frizione stazionaria e non stazionaria, è definito come segue:

$$C_P = h_{i-1}^{t-\Delta t} + BQ_{i-1}^{t-\Delta t} \quad (11)$$

$$- \frac{k_B \Delta S}{gA} \left( \frac{Q_{i-1}^{t-\Delta t} - Q_{i-1}^{t-2\Delta t}}{\Delta t} \right)$$

$$+ \text{sign}(Q_i^{t-\Delta t}) \left| \frac{Q_i^{t-\Delta t} - Q_{i-1}^{t-\Delta t}}{\Delta S} \right| a$$

$$C_N = h_{i+1}^{t-\Delta t} - BQ_{i+1}^{t-\Delta t} \quad (12)$$

$$+ \frac{k_B \Delta S}{gA} \left( \frac{Q_{i+1}^{t-\Delta t} - Q_{i+1}^{t-2\Delta t}}{\Delta t} \right)$$

$$+ \text{sign}(Q_i^{t-\Delta t}) \left| \frac{Q_i^{t-\Delta t} - Q_{i+1}^{t-\Delta t}}{\Delta S} \right| a$$

$$B_P = B + R|Q_{i-1}^{t-\Delta t}|; B_N = B + R|Q_{i+1}^{t-\Delta t}| \quad (13-14)$$

dove  $B (= a/(gA))$  è l'impedenza caratteristica,  $A =$  l'area trasversale della condotta, e  $R (= f\Delta S/(2gDA^2))$  è il coefficiente di resistenza della condotta.

#### 4.1.1. Condizioni al contorno implementate

Alle due estremità di una singola condotta è utilizzabile solo una delle equazioni di compatibilità, Eq. (9) e (10); se la condizione al contorno corrisponde alla sezione di monte della condotta, allora si considera la curva caratteristica negativa  $C^-$ , mentre per la sezione di valle la caratteristica positiva  $C^+$ . Ogni condizione al contorno è risolta indipendentemente dalle altre e da punti interni calcolati.

Le condizioni al contorno implementate nel modello utilizzato sono il serbatoio di monte con carico specificato, il *dead-end* a valle di una condotta e la giunzione di più archi. Per quanto riguarda le prime due condizioni al contorno, esse sono implementate per come trattate nel testo di Wylie e Streeter (1993). Di seguito, si riprende invece la condizione al contorno di giunzione di più archi in quanto leggermente rielaborata rispetto alla trattazione del testo di riferimento.

Il modello è utilizzato per simulare le RDI soggette all'attività dell'utenza. A tal fine, la connessione all'utenza è simulata come una giunzione in cui il consumo di acqua è

il flusso uscente dal nodo,  $q_i^t$ , adottato un approccio del tipo *demand-driven*. Al fine di modellare la variazione del consumo idrico, è assunto che esso vari linearmente nel tempo con un tempo di manovra,  $t_{man}$ , sia in fase di apertura che di chiusura. Inoltre, per tenere conto delle perdite, è stato assunto un modello delle perdite ipotizzando una perdita uniformemente distribuita in corrispondenza di ogni nodo della rete con approccio *head-driven*. Il corrispondente carico piezometrico alla  $i$ -esima giunzione e a un dato istante temporale,  $t$ , è ottenuta dalla seguente equazione:

$$h_i^t = C_n - B_n \left( q_i^t + C h_i^{t^{0.5}} \right) \quad (15)$$

dove  $C_n = \frac{\sum C_P/B_P + \sum C_N/B_N}{\sum 1/B_P + \sum 1/B_N}$ , e  $B_n = \frac{1}{\sum 1/B_P + \sum 1/B_N}$  includono tutte le condotte connesse alla giunzione (Wylie and Streeter, 1993).

Le corrispondenti equazioni di compatibilità - Eq. (9) e (10) - permettono di ricavare la portata in ciascuna condotta.

## 4.2 L'approccio Lagrangiano

Nel seguito della Tesi sono utilizzati alcuni concetti sulla propagazione delle onde di pressione nei sistemi da un punto di vista lagrangiano, con particolare riferimento ai concetti di trasmissione e riflessione delle onde in corrispondenza delle condizioni al contorno.

I sistemi idraulici sono generalmente costituiti di condotte interconnesse con differenti caratteristiche in termini di diametro e materiale. Quando un'onda di pressione  $F$  è generata in un nodo, il disturbo è trasferito ai nodi vicini percorrendo la condotta che collega il nodo di generazione ai nodi adiacenti. Se i fenomeni legati all'attrito sono trascurati, nel caso di condotta senza variazioni di geometrie o di caratteristiche meccaniche, la legge che descrive il trasferimento dell'onda risulta semplice in quanto

l'onda invariata arriva dall'altra estremità del collegamento dopo un periodo  $aL$ , con  $L$  la lunghezza della condotta.

In presenza di una discontinuità o di un nodo di connessione, l'onda viene riflessa e/o trasmessa secondo quanto segue. Sia  $F$  l'onda di pressione incidente che si avvicina ad una sezione di interesse e  $f_R$  l'onda riflessa dalla sezione di interesse. Il coefficiente di riflessione,  $r$ , è definito come il rapporto di ampiezza tra l'onda riflessa e quella trasmessa, ovvero  $r = f_R / F$  e l'onda riflessa è ricavabile da  $f_R = F \cdot r$ . D'altra parte, l'onda si trasmette oltre la discontinuità o nelle condotte in uscita dalla giunzione con un valore  $f_s = F \cdot s$ , dove  $s = r + 1$  è il coefficiente di trasmissione. In questo modo, la riflessione dell'onda che avviene nella sezione di interesse cambia le condizioni di carico e di portata in ogni condotta connessa al nodo, creando un nuovo equilibrio di pressione al nodo (Walski, 2003). A loro volta, le onde  $f_R$  e  $f_s$  percorreranno il sistema secondo le regole sopra esposte.

La Tabella 4.1 riassume i valori di tali coefficienti di riflessione  $r$  e trasmissione  $s$  per il serbatoio a livello costante, il *dead-end*, la giunzione di due o più archi (Chaudhry, 1979), i.e. le stesse condizioni al contorno implementate nel modello basato sul MOC.

**Tabella 4.1** Valori dei coefficienti di riflessione  $r$  e di trasmissione  $s$  per diversi tipi di singolarità e dove il pedice 0 si riferisce alla condotta di arrivo dell'onda di pressione, mentre il pedice  $i$  si riferisce alla generica condotta (da 1 a  $k$ ) uscenti dalla giunzione.

Singularità	$r$	$s$
Serbatoio di monte	-1	0
Dead-end	+1	0
Giunzione a due o più archi	$\frac{A_0 - \sum_{i=1}^k \frac{A_i}{a_i}}{\sum_{i=0}^k \frac{A_i}{a_i}} \quad (16)$	$\frac{2A_0}{a_0} \quad (17)$ $\frac{\sum_{i=0}^k \frac{A_i}{a_i}}{\sum_{i=0}^k \frac{A_i}{a_i}}$

In particolare, per un serbatoio di monte con livello costante vale che l'onda di pressione riflessa,  $f_R$ , costante è uguale in entità a quella dell'onda incidente,  $F$ , ma risulta di segno opposto ( $r = -1$ ). In altre parole, un'onda che incontra un serbatoio si

riflette con segno opposto. In corrispondenza di un *dead-end* o di una valvola completamente chiusa, si può dimostrare che l'onda di pressione riflessa,  $f_R$ , presenta la stessa entità e lo stesso segno dell'onda incidente ( $r = +1$ ) e quindi nella condotta viene riflessa un'onda di entità doppia rispetto a quella dell'onda incidente  $F$ . A fronte di una giunzione di due o più condotte, l'onda incidente,  $F$ , è riflessa nella condotta di arrivo come  $f_R$  e trasmessa nelle condotte di uscita come  $f_S$ . I coefficienti di riflessione e trasmissione dipendono dalle caratteristiche geometriche (i.e.  $A$ ) e meccaniche (i.e.  $a$ ) delle condotte che confluiscono nella giunzione e sono riportati in Tabella 4.1. Se si considera una giunzione in serie con riduzione di diametro (incremento della celerità), allora si avrà che  $A_I < A_0$  ( $a_I > a_0$ ),  $s > 1$  e quindi l'onda trasmessa verrà amplificata. Al contrario, se la giunzione in serie presenta un incremento di diametro (riduzione della celerità), dualmente si avrà un'attenuazione dell'onda incidente in corrispondenza della riduzione di diametro.

In un sistema di condotte sottoposto anche solo a un'onda di pressione  $F$  in un nodo, il numero di onde che si propagano può crescere significativamente nel tempo a causa dei meccanismi di riflessione e trasmissione. Quando si tratta di sistemi complessi, la valutazione dello sviluppo delle onde assumendo un approccio lagrangiano può essere eseguita tramite l'implementazione di un modello numerico (e.g. Ferrante et al., 2009).

*Capitolo 5*

**I casi studio e le campagne di misure**



Ai fini dello studio dell'effetto dell'attività dell'utenza sul comportamento dinamico di una RDI reale nel suo complesso, sono state eseguite due campagne di misure. La prima campagna di misure ha previsto il monitoraggio ad alta frequenza di un allaccio idrico reale sottoposto all'attività dell'utenza. Durante la seconda campagna di misure, è stato condotto il monitoraggio ad alta frequenza di un sistema principale di distribuzione idrica. Nel seguente Capitolo è riportata la descrizione dei casi studio considerati e delle campagne di misure condotte.

### **5.1 Il caso studio di Comacchio (FE) e la campagna di misure**

In questa sezione vengono descritti il primo caso di studio soggetto a monitoraggio, i.e. un allaccio idrico reale, e la relativa campagna di misure. Il sistema minore considerato è parte della rete di distribuzione idrica a servizio del Lido di Spina (Comacchio, FE), una località balneare sul Mare Adriatico. Il Lido in oggetto è caratterizzato da una popolazione totale che si riduce fortemente durante l'inverno mentre nel periodo estivo essa incrementa significativamente a causa della popolazione fluttuante legata alle attività turistiche. In maggior dettaglio, la popolazione residente dell'intero comune di Comacchio è di circa 23.000 abitanti, mentre, nel pieno della stagione turistica, la popolazione fluttuante è tipicamente 3.5 volte superiore. La stragrande maggioranza delle strutture ricettive presenti nella zona è rappresentata da alloggi in affitto mentre la capacità di alberghi e campeggi è molto più limitata. Pertanto, il turismo della zona potrebbe essere definito come "turismo residenziale".

Il sistema minore monitorato è alimentato da una porzione della rete principale di distribuzione che serve un quartiere prettamente residenziale (Figura 5.1). Lo schema (non in scala) della porzione di rete considerata è riportato in Figura 5.2. La condotta in cemento-amianto DN 175 è parte di una maglia della rete di distribuzione principale

e da questa si dirama un tratto in cemento-amianto DN 60 che alimenta diversi allacci domestici e che termina con un *dead-end* in corrispondenza del quale è posta una valvola per lo scarico della portata e segnalata nello schema di Figura 5.2. Dal tratto DN 60 si staccano due rami in PE di 1'' che alimentano rispettivamente 7 e 9 allacci idrici di ½'' in PE, con lunghezze comprese tra 2 e 5 m.



**Figura 5.1** Zona servita dalla porzione di rete di distribuzione considerata nella campagna di monitoraggio.

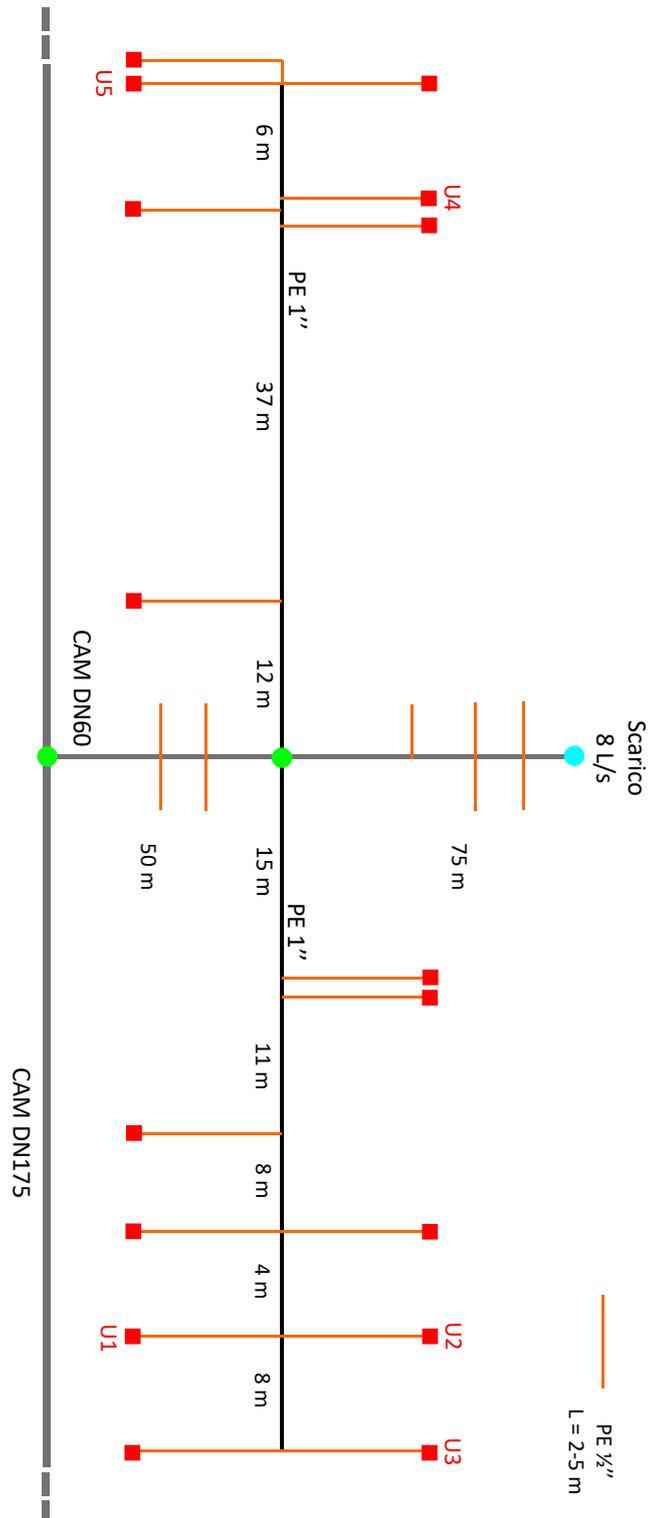


Figura 5.2 Schema (non in scala) della porzione di rete di distribuzione idrica considerata.

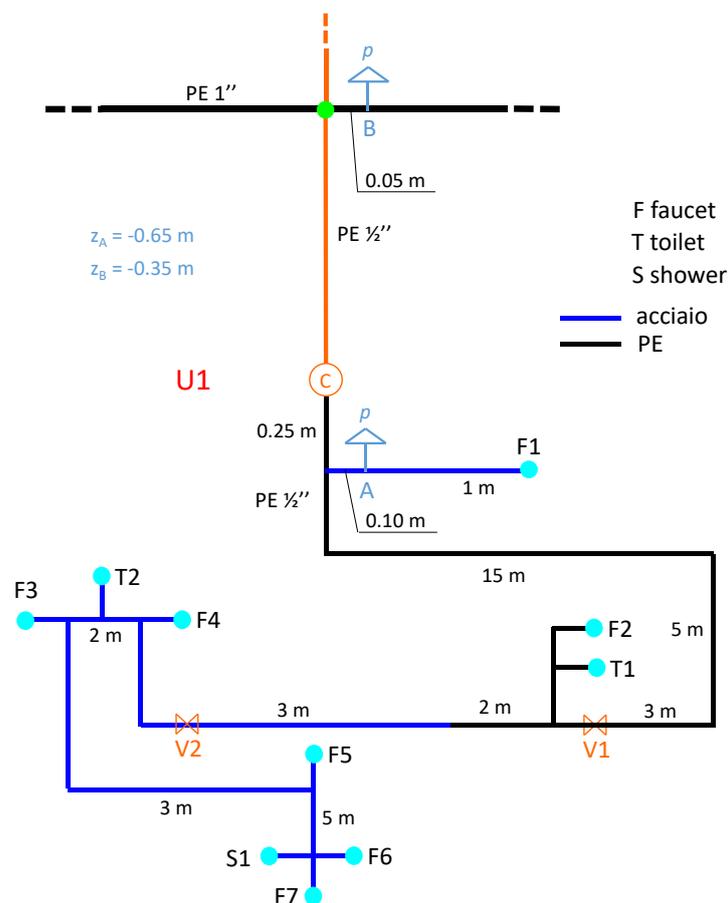
La campagna di misure è stata condotta considerando in particolare il sistema minore che serve l'utenza U1, ovvero l'impianto privato ed il relativo allaccio idrico. Si tratta di una tipica utenza monofamiliare che si sviluppa su due piani con un piccolo cortile anteriore ed uno posteriore. Lo schema dell'impianto interno dell'acqua fredda dell'utenza U1 che si sviluppa subito a valle dell'allaccio (di lunghezza 4 m) e del contatore meccanico è riportato in Figura 5.3.

L'impianto è costituito di tubazioni in PE (½") e acciaio zincato (DN 20) con una lunghezza totale di ca. 40 m. Gli apparecchi idrico-sanitario, o dispositivi domestici, sono indicati con un cerchio azzurro. Ogni dispositivo è contrassegnato da una sigla alfanumerica in cui la lettera indica la tipologia di apparecchio (F, *faucet*; T, *toilet*; S, *shower*). In maggior dettaglio, F1 e F7 sono rubinetti a sfera; F2, F3, F4 e S1 sono rubinetti a miscelatore; F5 e F6 sono rubinetti a manopola. Per quanto riguarda i WC (T1 e T2), si tratta di dispositivi con scarico singolo.

La campagna di misure si è svolta in un periodo di bassa stagione turistica (Autunno 2020). La scelta di tale periodo è legata al numero molto ridotto di utenze attive in rete che ha permesso di studiare l'allaccio idrico sottoposto a transitori praticamente al netto di disturbi nel sistema. Per le misure sono state predisposte due sezioni, A, in corrispondenza del contatore, e B, sulla giunzione che collega l'allaccio alla rete principale (Figura 5.4). Da un punto di vista operativo, il campionamento simultaneo della pressione è avvenuto con una frequenza di acquisizione  $f_a = 500$  Hz, attraverso dei trasduttori di pressione statici TRAFAG® (0-25 bar, con output 0-10 V) e una serie di moduli National Instruments® finalizzati alla conversione dei segnali analogici in dati digitali. L'acquisizione è stata gestita con il software di programmazione LabView®.

Le prove sperimentali sono state effettuate in due fasi. Nella prima fase, i dispositivi domestici di U1 sono stato azionati con manovre rapide di apertura e di chiusura per diverse configurazioni delle valvole V1 e V2 (vedi Figura 5.3), i.e. V1 e V2 aperte (configurazione 1), V1 aperta e V2 chiusa (configurazione 2) e V1 e V2 chiuse (configurazione 3).

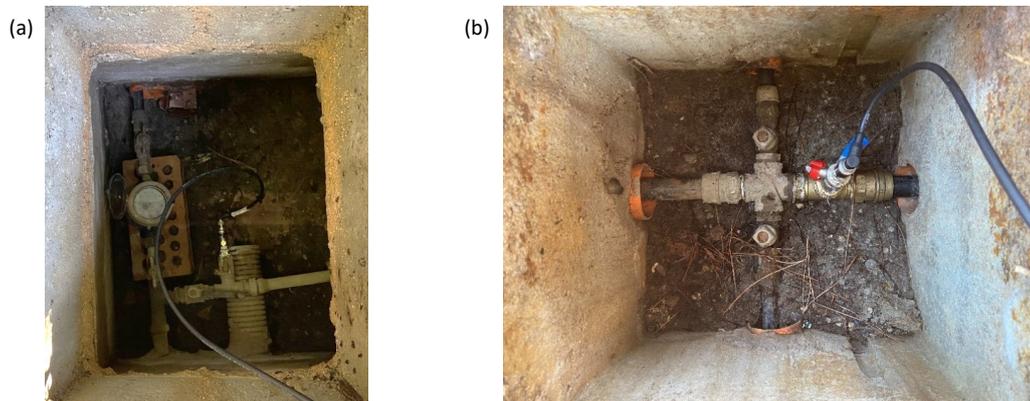
Nella configurazione 1, ogni dispositivo di U1 è azionato mentre, nelle configurazioni 2 e 3, il sezionamento dell'impianto ha ridotto il numero di dispositivi alimentati e quindi azionabili. In particolare, nella configurazione 2 sono azionati F1, F2 e T1 mentre nella configurazione 3 è manovrato solamente F1. L'azionamento dei dispositivi è avvenuto attraverso manovre di apertura e di chiusura ripetute cinque volte al fine di verificarne la ripetibilità. Tra una manovra e la successiva si è atteso un tempo sufficiente a permettere la stabilizzazione della pressione nel sistema. Nella pratica, i rubinetti sono azionati con manovre rapide eseguite da un operatore. Con riferimento esclusivo al dispositivo F1, le manovre sono eseguite sia dall'operatore che da un timer da irrigazione installato.



**Figura 5.3** Schema (non in scala) del sistema minore con riferimento all'utenza U1. Sono riportate anche le sezioni di misura A, in corrispondenza del contatore, e B, sulla giunzione che collega l'allaccio alla rete principale.

Per quanto riguarda le manovre sui WC (T1 e T2), per apertura si intende lo scarico della cassetta del WC mentre la chiusura avviene quando la cassetta completa il caricamento.

Nella seconda fase, sono eseguite delle manovre in corrispondenza delle utenze U2, U3, U4 e U5 e dello scarico a valle della condotta DN 60, a fronte della configurazione 1 dell'impianto privato. In particolare, per ogni utenza da U2 a U5 si è agito con una manovra di apertura e una di chiusura di un rubinetto da giardino analogo a F1 eseguite dall'operatore mentre lo scarico è manovrato in occasione di un'operazione di lavaggio della rete eseguita dal gestore.



**Figura 5.4** Sezioni di misura (a) A e (b) B dove sono stati installati i sensori di pressione per il monitoraggio ad alta frequenza ( $f_a = 500$  Hz).

## 5.2 Il caso studio di Gorino Ferrarese (FE) e la campagna di misure

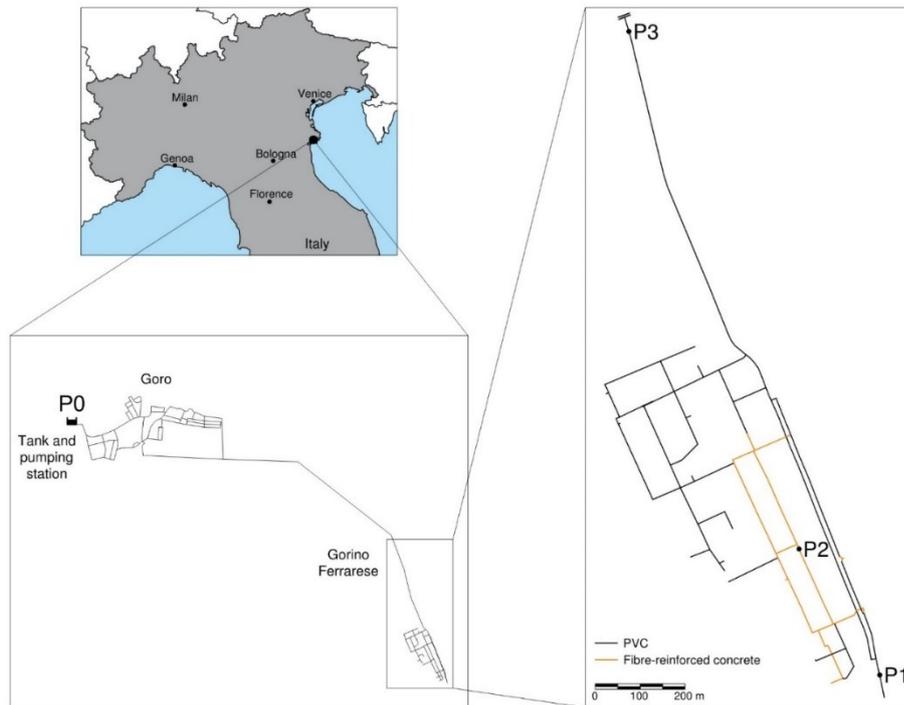
Durante la seconda campagna di misure, il sistema reale monitorato è stata la rete di distribuzione idrica che serve il centro urbano di Gorino Ferrarese (Ferrara, Italia, gestita da CADF SpA (Consorzio Acque Delta Ferrarese). Questo centro urbano di dimensioni limitate si trova nel nord dell'Italia e si trova lungo il fiume Po di Goro. La sua rete è connessa da una singola condotta di adduzione alla rete più grande che serve il nucleo urbano di Goro, posizionato circa 6 km a monte (Figura 5.5). I sistemi di Goro e Gorino Ferrarese sono entrambi alimentati da un serbatoio e da una stazione di pompaggio posizionati a monte di Goro, indicata con P0 nelle analisi seguenti. La

stazione di pompaggio è dotata di pompe a velocità variabile con inverter che sono impostate per mantenere una pressione costante immediatamente a valle della stazione di pompaggio, con valori diversi di giorno e di notte. In particolare, i cambiamenti di settaggio del sistema di pompaggio avvengono quotidianamente intorno alle 7:00 e alle 23:00. Le condotte della rete di Gorino Ferrarese hanno diametri variabili tra 60 mm e 160 mm per una lunghezza totale di circa 9.5 km; i materiali costituenti le tubazioni sono prevalentemente PVC (83%, diametri da 63 a 160 mm) e in minor misura fibrocemento (17%, diametri da 60 a 80 mm). Il sistema di distribuzione idrica di Gorino Ferrarese serve circa 300 utenze. Le utenze domestiche rappresentano il 94% delle utenze totali, mentre il restante 6% delle utenze è classificabile come utenze commerciali e servizi pubblici, tra cui un impianto sportivo, un ristorante/albergo e un bar/ostello. La popolazione residente è composta da circa 650 abitanti e ogni utenza domestica serve una media di 2.4 abitanti, con un massimo di 6 e un minimo di 1 abitante per utenza. L'età media degli abitanti è di 52 anni e, in termini di occupazione, sono soprattutto lavoratori. Il pattern del consumo idrico totale, e quindi della portata entrante, è di tipo residenziale con consumi maggiori durante le ore della mattina e della sera e più contenuti durante le ore notturne. In particolare, l'impresso totale nel sistema di distribuzione idrica di Gorino Ferrarese, comprese le perdite, varia tra un massimo di circa 3 L/s nelle ore di punta ad un minimo di circa 0.2 L/s in quelle notturne con un valore medio giornaliero di circa 1.5 L/s. La rete è caratterizzata da un contenuto livello di perdite idriche (Luciani et al., 2018). In particolare, le perdite per la rete in esame sono state stimate attraverso il metodo del *Minimum Night Flow* e sono risultate essere di circa 0.4 L/s (Marzola et al., 2021), pari a circa il 25 % dell'impresso totale nel sistema di distribuzione idrica di Gorino Ferrarese.

La campagna di misure si è svolta per due giorni (dal 15 al 17 gennaio 2018) utilizzando tre *data logger* per l'acquisizione simultanea della pressione (con una frequenza di campionamento di 100 Hz) – già testati nel Laboratorio di Ingegneria delle Acque dell'Università degli Studi di Perugia – installati in tre punti strategici della rete, indicati con P1, P2 and P3 (Figura 5.5). Come si può vedere nella Figura 5.6, dove sono mostrate una veduta aerea di Gorino Ferrarese e l'ubicazione delle sezioni di misura, P1 è situato in un terminale cieco nella parte a valle della rete, vicino

a diverse utenze, P2 è situato al centro del paese in una zona magliata del sistema, circondato da un numero rilevante di utenze, mentre P3 è posto sulla condotta di adduzione che collega Goro a Gorino Ferrarese, 780 m a monte della zona magliata della rete. Inoltre, per tutta la durata della campagna di misura, sono state monitorate le seguenti grandezze:

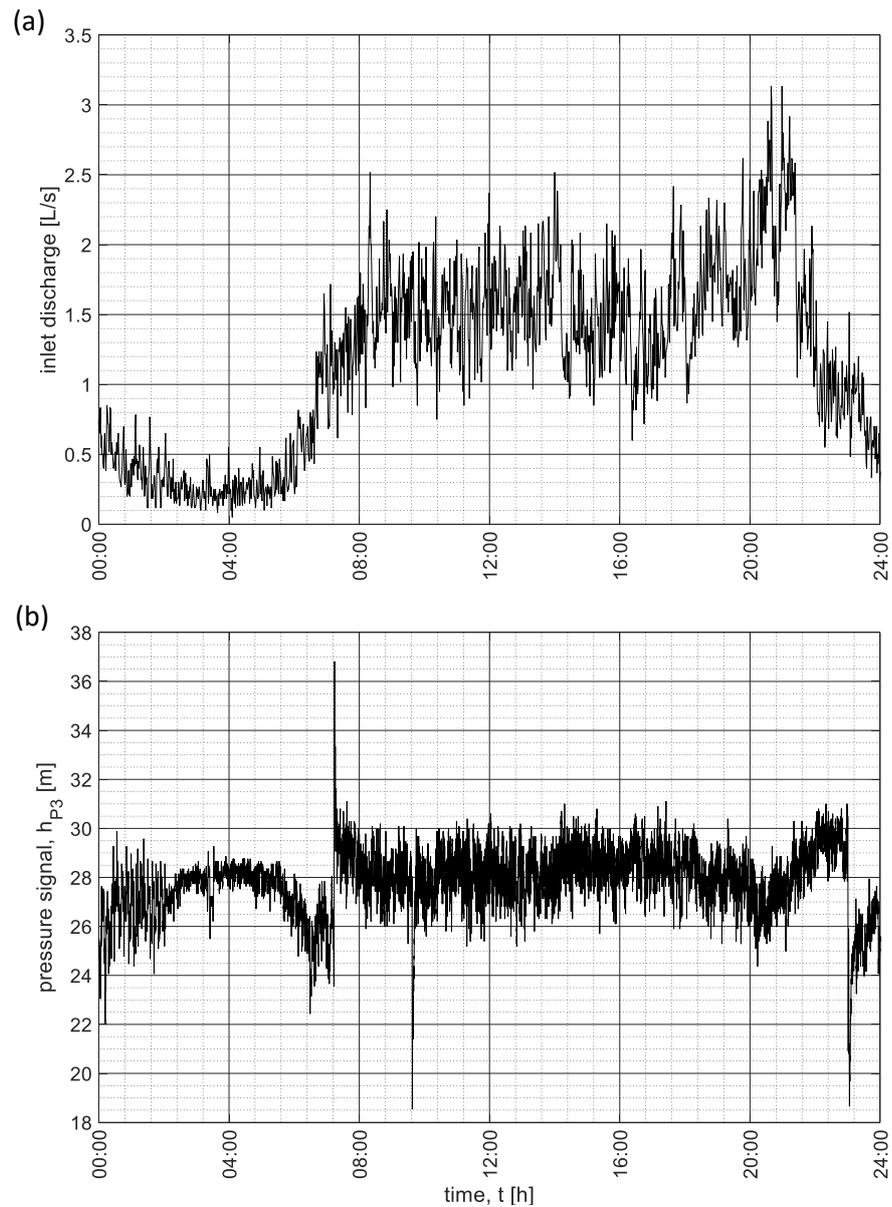
- la pressione e la portata in corrispondenza della sezione immediatamente a valle della stazione di pompaggio (i.e. in P0) con un passo temporale di 15 minuti, acquisite dal sistema di telecontrollo del gestore della rete. Tale sistema acquisisce la pressione e la portata solo nel caso in cui si verifichi una variazione di pressione e portata maggiore, rispettivamente, di 2 m e 2 L/s;
- la pressione e la portata in corrispondenza della sezione di misura P3, acquisite dal sistema di telecontrollo del gestore rispettivamente ogni 5 secondi e ogni minuto (Figura 5.7);
- i consumi idrici di ogni utenza servita dalla rete di Gorino Ferrarese con un passo temporale di 1 minuto: i volumi forniti sono stati misurati attraverso un contatore magnetico installato in corrispondenza di ogni connessione dell'utenza. Il contatore fornisce il volume cumulato con una risoluzione di 1 litro e un'accuratezza dello scatto di 1 L. È interessante notare che la logica dei contatori installati fa sì che un volume registrato in un dato minuto potrebbe essere stato generato da consumo idrico di diversa intensità e durata iniziato nel minuto stesso ma anche precedentemente. I dati di consumo idrico acquisiti a livello dell'utente, espressi in termini di volume scaricato al minuto, hanno fornito valori che vanno da un minimo di 1 L (cioè l'accuratezza dello scatto) a un massimo di 31 L.



**Figura 5.5** Struttura della rete di distribuzione idrica che serve Gorino Ferrarese. Sono inoltre indicate il punto di alimentazione P0 e le sezioni di misura della pressione P1, P2 e P3.



**Figura 5.6** Vista aerea di Gorino Ferrarese e posizione delle sezioni di misura (a) P1, P2 and (b) P3.



**Figura 5.7** Dati di (a) portata e (b) pressione acquisiti in P3, la sezione di ingresso alla rete di Gorino Ferrarese, forniti a passo del minuto e di 5 secondi durante il 16/01/2018.

*Capitolo 6*

**Analisi sperimentale dell'attività di un'utenza  
su di un allaccio idrico reale**



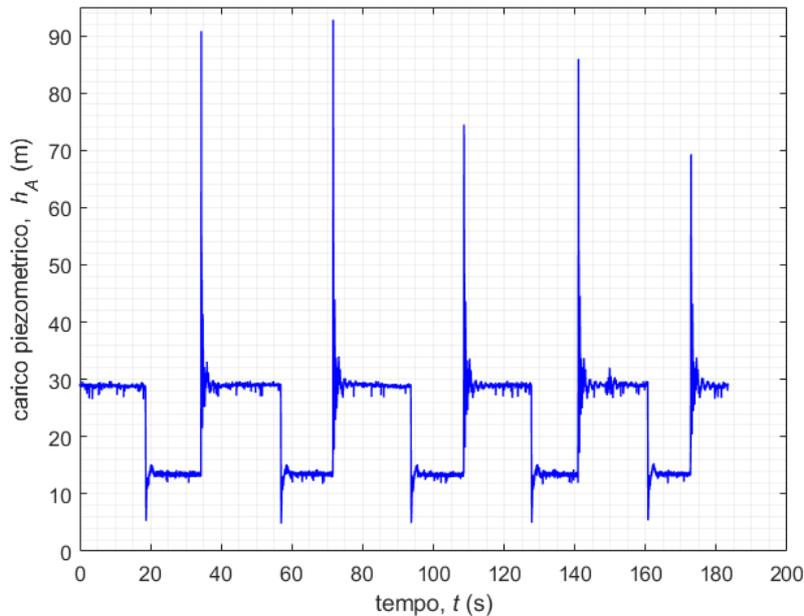
In questo Capitolo, sono presentati i risultati dell'attività di caratterizzazione sperimentale del primo caso studio introdotto nel Capitolo 5, ovvero di un allaccio idrico reale soggetto all'attività dell'utenza servita dall'allaccio stesso e di alcune utenze esterne e a manovre eseguite in rete. Il monitoraggio è avvenuto tramite misure di pressione ad alta frequenza in corrispondenza di sezioni adiacenti all'allaccio considerato al fine di evidenziare a quali sollecitazioni di pressione sia sottoposto questo elemento in campo. Nel seguito, sono presentati e discussi i risultati delle prove sperimentali condotte.

### **6.1 Analisi dei risultati delle prove sperimentali**

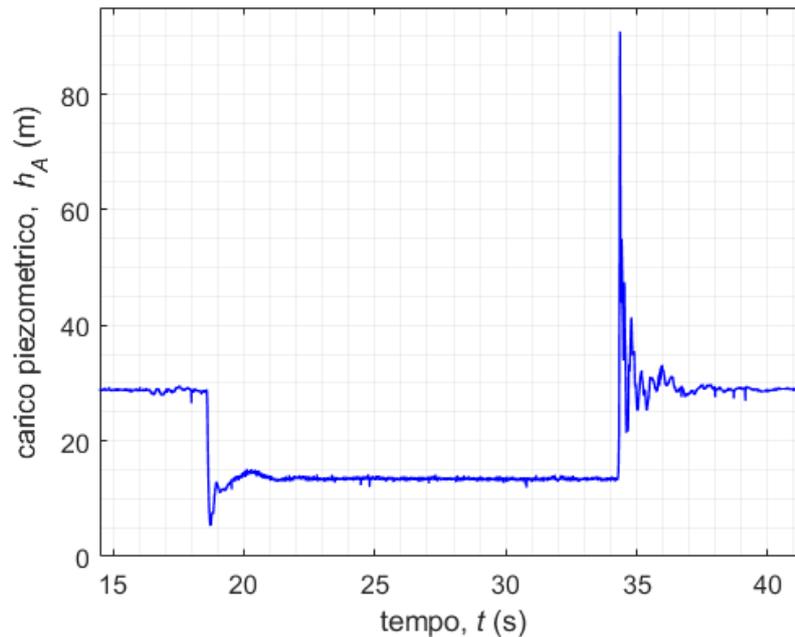
A monte dell'analisi dei risultati del monitoraggio dell'allaccio idrico reale, è importante sottolineare come la selezione delle sezioni di misura A e B (vedi Figura 5.3 e Figura 5.4) sia avvenuta per le seguenti motivazioni. Una volta individuati i punti di misura accessibili, la sezione di misura A è stata scelta in quanto rappresentativa delle variazioni di pressione che interessano e percorrono l'allaccio mentre la sezione B di ciò che entra effettivamente nella rete di distribuzione dopo aver interagito con la giunzione di collegamento tra l'allaccio e la rete.

I risultati del monitoraggio ad alta frequenza della pressione nelle sezioni A e B sono riportati di seguito. In prima battuta, si analizzano gli effetti delle manovre dei dispositivi interni a U1 in termini di variazioni di pressione nell'allaccio (sez. A) a fronte delle diverse configurazioni dell'impianto idrico privato (i.e. 1, 2 e 3). È poi preso in considerazione anche il segnale misurato in rete (sez. B). Sono inoltre presentati i risultati delle manovre eseguite in corrispondenza delle utenze U2, U3, U4 e U5 e dello scarico a valle della condotta DN 60.

Si considerino in primo luogo le manovre sui dispositivi interni all'utenza U1 nella configurazione 1 e, in prima battuta, il segnale di pressione campionato nella sezione A. A titolo di esempio, in Figura 6.1 si riporta l'andamento nel tempo del segnale di pressione,  $h_A$ , a fronte delle cinque ripetizioni delle manovre di apertura e di chiusura del rubinetto F1 eseguite dall'operatore. Con riferimento alla prima delle cinque ripetizioni, riportata in dettaglio in Figura 6.2, partendo da un carico statico in rete di ca. 30 m, si riconosce la manovra di apertura del dispositivo a fronte della quale la pressione si stabilizza intorno a un valore inferiore di ca. 14 m a causa delle perdite di carico dovute al flusso transitante nell'allaccio. Dopo una decina di secondi, quando il carico si è stabilizzato, si riconosce la manovra di chiusura.



**Figura 6.1** Segnale di pressione monitorato in A,  $h_A$  (m), a fronte delle cinque ripetizioni delle manovre di apertura e di chiusura del rubinetto F1 dell'utenza U1 eseguite dall'operatore.



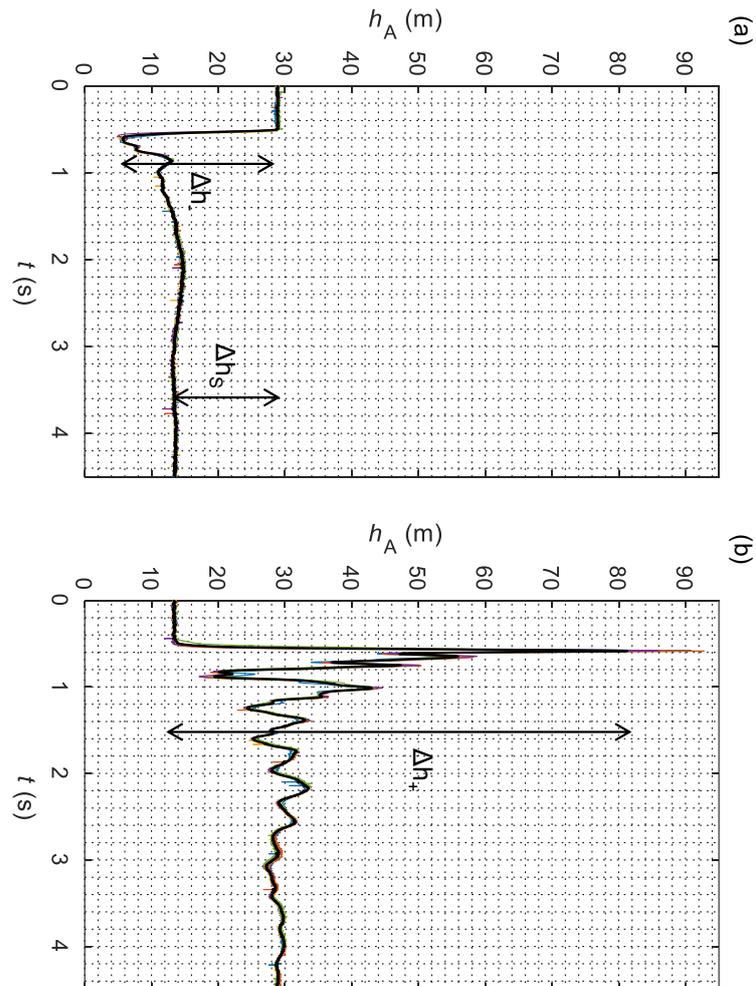
**Figura 6.2** Prima manovra di apertura e di chiusura sul dispositivo F1 eseguite dall'operatore.

Al fine di caratterizzare l'effetto di ogni dispositivo in termini di transitori prodotti in fase di manovra, le cinque manovre di apertura eseguite su ciascun dispositivo sono state sovrapposte nel tempo. Analoga operazione è stata eseguita per le corrispondenti manovre di chiusura. Per ricavare un segnale rappresentativo della manovra di apertura (chiusura) per ogni dispositivo, ai cinque segnali di apertura (chiusura) è stato applicato un algoritmo *K-means* finalizzato a ricavare il centroide che minimizza la distanza euclidea al quadrato dei cinque segnali (Lloyd, 1982).

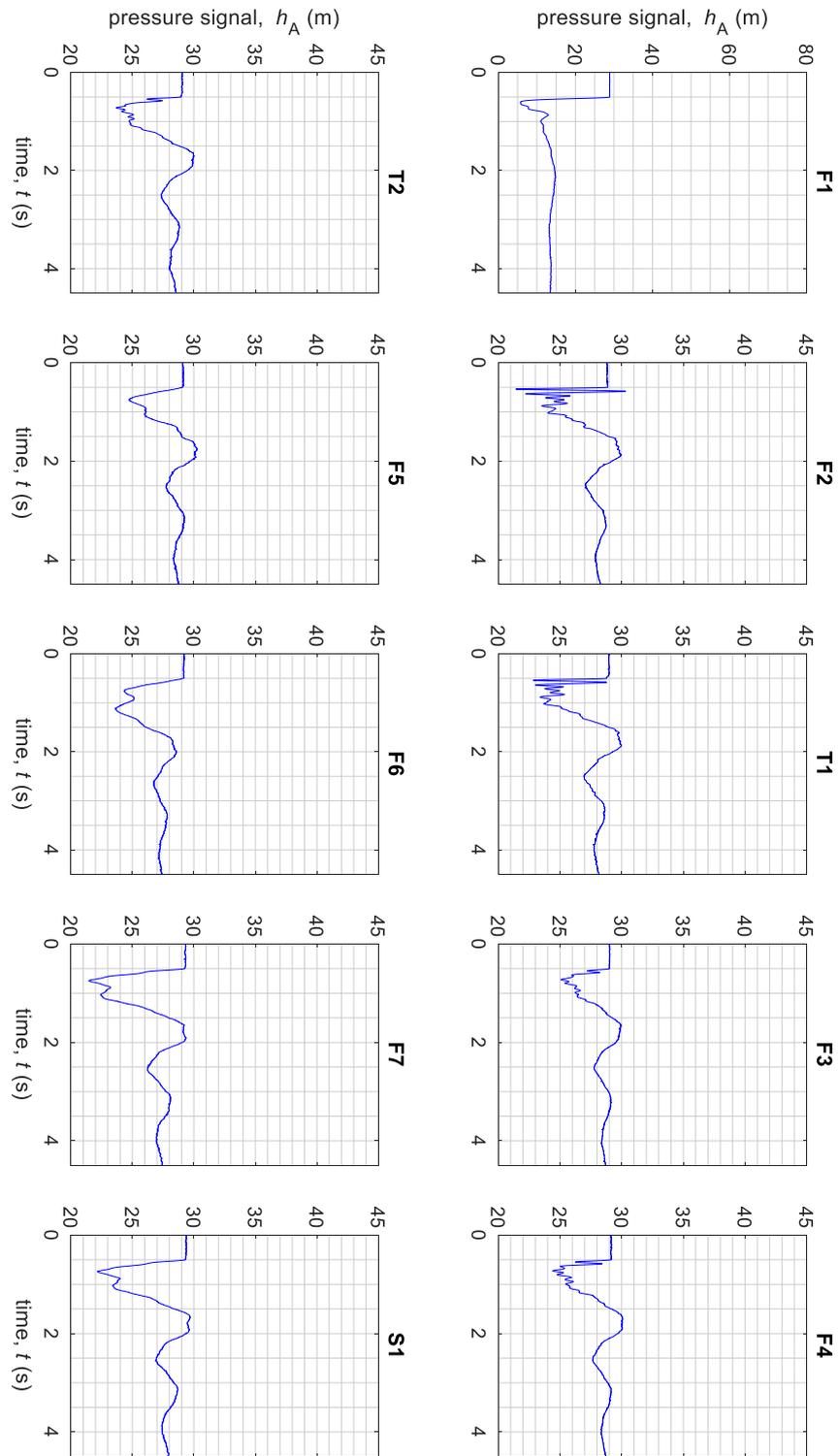
In Figura 6.3, si riprendono i risultati di queste operazioni per il dispositivo F1 manovrato dall'operatore prima considerate a titolo di esempio (vedi Figura 6.1). In particolare, le manovre di apertura e chiusura sovrapposte sono riportate in Figura 6.3 con diversi colori mentre i segnali di pressione ottenuti dall'applicazione dell'algoritmo *K-means* sono riportati con una linea nera spessa. Elaborazioni analoghe sono riportate nell'Appendice 1 per tutti i dispositivi manovrati.

A titolo comparativo, in Figura 6.4 e Figura 6.5 si riportano i segnali rappresentativi (ovvero ottenuti dall'applicazione dell'algoritmo *K-means*) delle aperture e chiusure dei vari dispositivi dell'utenza U1, riportati ad una distanza dall'allaccio crescente. Per

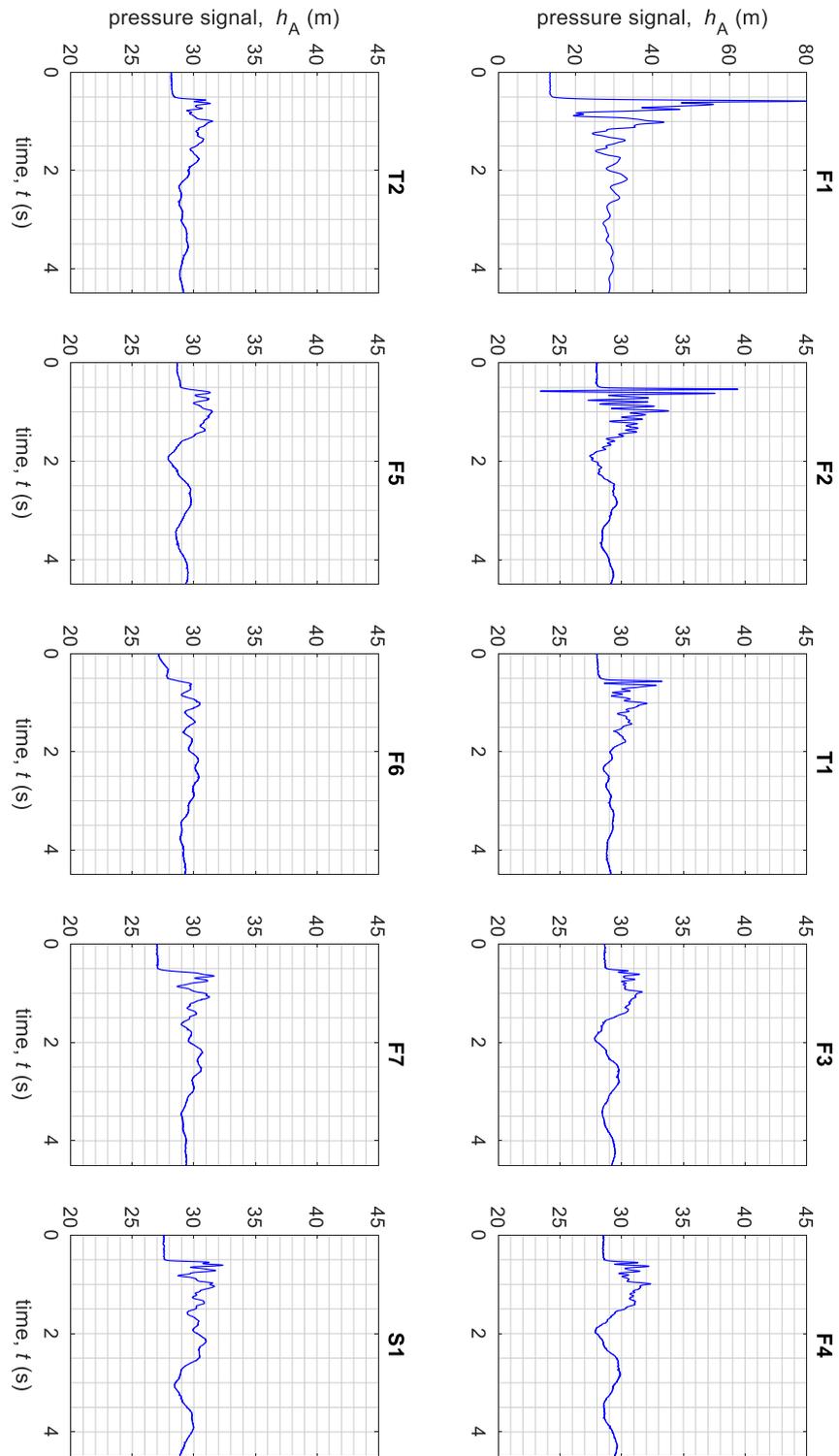
il dispositivo F1 sono riportate le manovre in apertura e in chiusura eseguite dall'operatore mentre non sono riportate quelle eseguite con il timer in quanto le prime sono risultate leggermente più gravose rispetto alle seconde.



**Figura 6.3** Sovrapposizione delle manovre (a) di apertura e (b) di chiusura (riportate con diversi colori) e segnale di pressione rappresentativo delle aperture e delle chiusure per il dispositivo F1 manovrato dall'operatore. Sono inoltre mostrati la variazione di pressione massima in valore assoluto in fase di apertura,  $\Delta h$ , e in fase di chiusura,  $\Delta h_+$ , la differenza di pressione tra gli stati stazionari prima e dopo l'apertura,  $\Delta h_s$ .



**Figura 6.4** Segnali di pressione rappresentativi dei 10 dispositivi in fase di apertura riportati ad una distanza dall'allaccio crescente.



**Figura 6.5** Segnali di pressione rappresentativi dei 10 dispositivi in fase di chiusura riportati ad una distanza dall'allaccio crescente.

Le caratteristiche dei segnali di pressione rappresentativi delle manovre sui diversi dispositivi sono riassunte nella Tabella 6.1. In particolare, per ogni dispositivo sono indicate la variazione di pressione massima in valore assoluto in fase di apertura,  $\Delta h_-$ , e in fase di chiusura,  $\Delta h_+$ , la differenza di pressione tra gli stati stazionari prima e dopo l'apertura,  $\Delta h_S$ , e la distanza del dispositivo considerato dall'allaccio,  $d_A$ . Le tre grandezze  $\Delta h_-$ ,  $\Delta h_+$  e  $\Delta h_S$  sono mostrate graficamente in Figura 6.3 e valutate, a titolo di esempio, con riferimento al segnale rappresentativo delle manovre di apertura e di chiusura su F1 eseguite dall'operatore.

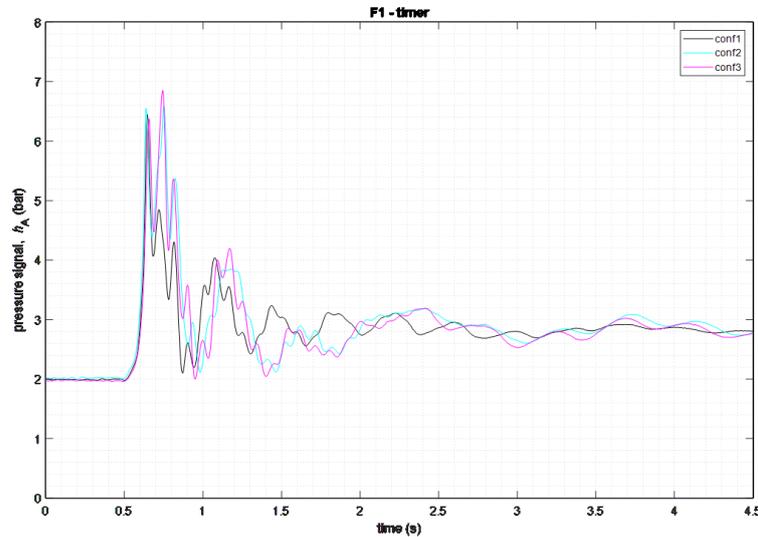
**Tabella 6.1** Caratteristiche dei segnali di pressione rappresentativi (riferiti alla sezione di misura A) dalle manovre di apertura e chiusura dei dispositivi domestici dell'utenza U1.

Dispositivo	Tipologia	Manovra	$\Delta h_+$ (m)	$\Delta h_-$ (m)	$\Delta h_S$ (m)	$d_A$ (m)
F1	Rubinetto a sfera	Manuale	67.9	23.1	15.6	1
F1	Rubinetto a sfera	Automatica	45.5	16.0	8.1	1
F2	Rubinetto a miscelatore	Manuale	11.3	7.4	0.9	23
T1	Scarico singolo	Manuale	5.2	6.1	1.0	23
F3	Rubinetto a miscelatore	Manuale	3.9	3.1	0.4	30
F4	Rubinetto a miscelatore	Manuale	3.9	4.7	0.7	30
T2	Scarico singolo	Manuale	3.2	5.2	0.8	30
F5	Rubinetto a manopola	Manuale	2.8	4.4	0.5	33
F6	Rubinetto a manopola	Manuale	3.4	5.6	2.1	38
F7	Rubinetto a sfera	Manuale	4.7	7.8	2.3	38
S1	Rubinetto a miscelatore	Manuale	4.8	7.1	1.8	38

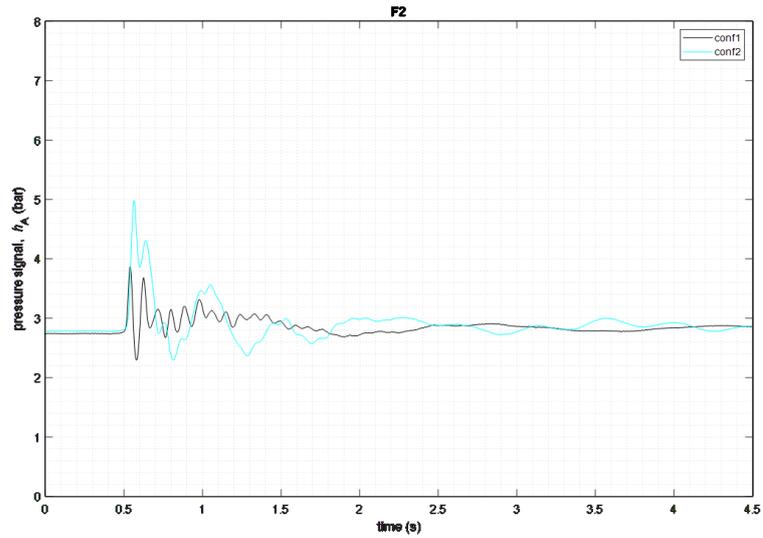
È da notare come  $\Delta h_-$  e  $\Delta h_+$  rappresentino le due variazioni di pressione estreme che interessano il sistema di tubazioni mentre  $\Delta h_S$  indichi la perdita di carico indotta dal

flusso idrico attraverso l'allaccio e sia funzione della portata che è erogata dal dispositivo e quindi che scorre nell'impianto e nell'allaccio, avendo attivato un dispositivo alla volta. A maggiore  $\Delta h_S$ , corrisponde maggiore portata transitante nell'allaccio.

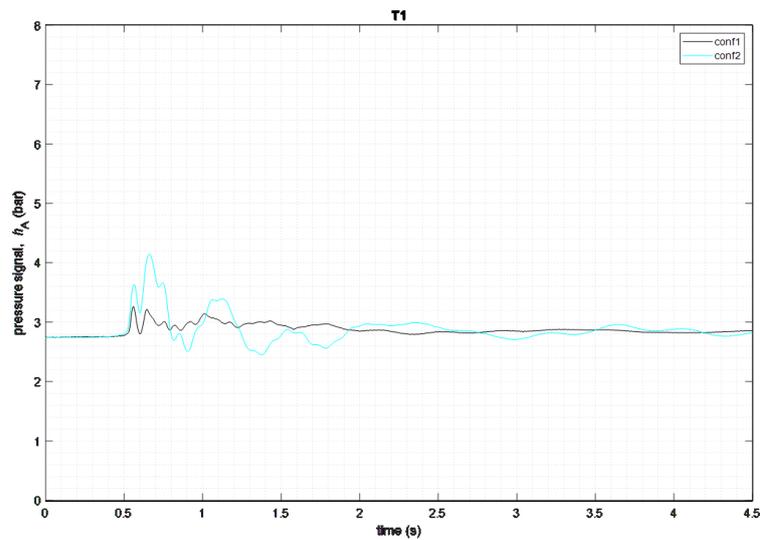
L'entità delle sollecitazioni di pressione indotte dalle manovre sui dispositivi dipende dalla struttura della rete interna. L'impatto della struttura dell'impianto privato sullo sviluppo dei transitori generati dalle manovre sui dispositivi è investigato andando a variare proprio la configurazione dell'impianto interno e considerando in particolare tre configurazioni (i.e. 1, 2 e 3) ottenute dal sezionamento delle valvole V1 e V2 (Figura 5.3). In particolare, sono confrontati i segnali di pressione rappresentativi della chiusura di F1 nelle configurazioni 1, 2 e 3 (Figura 6.6), della chiusura di F2 nelle configurazioni 1 e 2 (Figura 6.7) e della chiusura di T1 nelle configurazioni 1 e 2 (Figura 6.8).



**Figura 6.6** Confronto dei segnali di pressione rappresentativi monitorati in A,  $h_A$  (m), a fronte delle manovre di apertura e di chiusura del rubinetto F1 dell'utenza U1 eseguite dall'operatore nelle configurazioni 1, 2 e 3.



**Figura 6.7** Confronto dei segnali di pressione rappresentativi monitorati in A,  $h_A$  (m), a fronte delle manovre di apertura e di chiusura del rubinetto F2 dell'utenza U1 eseguite dall'operatore nelle configurazioni 1 e 2.



**Figura 6.8** Confronto dei segnali di pressione rappresentativi monitorati in A,  $h_A$  (m), a fronte delle manovre di apertura e di chiusura del dispositivo T1 dell'utenza U1 eseguite dall'operatore nelle configurazioni 1 e 2.

Passando quindi all'analisi dei risultati ottenuti dal monitoraggio degli effetti sull'allaccio stesso (punto di misura A) dell'attività dell'utenza servita dall'allaccio

stesso si può innanzitutto osservare con riferimento alla Figura 6.1, quindi alle cinque ripetizioni di manovre di apertura e di chiusura eseguite su F1 dall'operatore, che se da un lato le depressioni registrate in fase di apertura presentano entità paragonabile (di ca. 25 m), la sovrappressione in fase di chiusura raggiunge valori leggermente diversi, arrivando anche a 75 m.

Le manovre su F1 a fronte dell'installazione del timer, riportate nell'Appendice 1, presentano sollecitazioni medie con caratteristiche simili ma di entità leggermente più contenuta sia in fase di apertura che in fase di chiusura. Questo è principalmente legato al fatto che l'installazione del timer provoca una perdita di carico concentrata che riduce la portata erogata dal dispositivo e quindi le variazioni di pressione generate da una manovra. Con riferimento alla Figura 6.3 e alle elaborazioni riportate nell'Appendice 1, si nota una spiccata sovrapposibilità dei segnali di pressione, soprattutto per i rubinetti a sfera e miscelatore (F1, F2, F3, F4, F7 e S1); le manovre sui rubinetti a manopola (F5 e F6) tendono invece a differire leggermente tra loro nella fase iniziale, in quanto l'esecuzione della manovra stessa tende a dipendere maggiormente dalla manualità all'operatore.

Dalla Tabella 6.1, e corrispondentemente dalla Figura 6.5 e dalla Figura 6.4, si evince che la manovra di chiusura su F1 produce un transitorio il cui primo picco costituisce una variazione media di ca. 65 m se il dispositivo è manovrato dall'operatore e di ca. 45 m se il dispositivo è manovrato attraverso il timer. Con riferimento agli altri dispositivi, per i quali l'asse delle ordinate è riportato per un intervallo più ridotto (20 – 45 m), l'entità delle variazioni di pressione massime risulta minore ma rimane tra 3 e 12 m. Considerazioni analoghe possono essere fatte per le manovre di apertura (Figura 6.4), con depressioni che risultano intorno a 20 m considerando il dispositivo F1 e intorno tra 3 e 8 m per gli altri dispositivi. È da notare come, a fronte delle manovre, il carico tenda a stabilizzarsi in 4 - 5 s per le chiusure e in 1 - 2 s per le aperture.

Considerando i risultati relativi al dispositivo F1 in Tabella 6.1, si può notare come a parità di dispositivo l'installazione del timer costituisca una perdita localizzata che limita leggermente la portata in transito nel sistema, conseguentemente le variazioni

di pressione in apertura e in chiusura tendono a ridursi rispetto alle manovre eseguite dall'operatore, secondo la formula di Allievi-Joukowsky ( $\Delta h = aV/g$ ). Se si considerano due rubinetti simili F2 e F3, entrambi del tipo a miscelatore e che si presuppone producano perdite di carico localizzate paragonabili, le sollecitazioni che producono le manovre su F2 risultano quasi 3 volte rispetto a quelle su F3 e ciò risulta principalmente legato alla distanza dall'allaccio del dispositivo F2 (23 m), inferiore rispetto alla distanza dall'allaccio di F3 (30 m).

La distanza maggiore produce più perdite di carico e riduce la portata erogata da F3 (che presenta un  $\Delta h_s$  inferiore rispetto a F2), di conseguenza le depressioni e le sovrappressioni prodotte rimangono più limitate. L'azionamento dei due WC, T1 e T2, porta all'erogazione di una portata molto simile e quindi ad un  $\Delta h_s$  paragonabile. Nonostante ciò, la distanza dall'allaccio maggiore per T2 (30 m) rispetto a T1 (23 m) risulta in un'attenuazione delle sollecitazioni medie in apertura e in chiusura. Se si considerano i dispositivi F4 e F5, si può cogliere anche l'effetto del tipo di dispositivo sulle variazioni di pressione prodotte durante le manovre. F4 è un rubinetto a miscelatore mentre F5 è un rubinetto a manopola. Le manovre eseguite su F5 risultano in variazioni di pressione più contenute, da una parte legate alla distanza dall'allaccio maggiore e dalla portata erogata inferiore rispetto a F4. In questo caso, contribuisce anche la tipologia del dispositivo in quanto la manopola tende a frammentare la manovra in più momenti rendendola più lenta rispetto a quanto invece accade per il miscelatore, per il quale generalmente si agisce con una manovra che tende ad essere più continua e veloce. La distanza dall'allaccio maggiore non presuppone sempre che le variazioni di pressione presentino entità più contenuta, in quanto entra in gioco anche la perdita localizzata prodotta dal dispositivo stesso. Prendendo come esempio le manovre su F4 e S1, si nota come, nonostante S1 risulti ad una distanza dell'allaccio (38 m) maggiore rispetto a F4 (30 m), esso eroghi una portata più importante (quindi presenti un  $\Delta h_s$  maggiore) rispetto a F4. Ne consegue come le variazioni di pressione a fronte delle manovre su S1 risultano più importanti rispetto a F4.

A fronte di questi risultati, si può affermare che l'entità della sollecitazione di pressione generata dalla manovra su un dispositivo domestico dipende dal tipo di dispositivo e dalla sua distanza rispetto all'allaccio,  $d_A$ . Da una parte, la perdita di

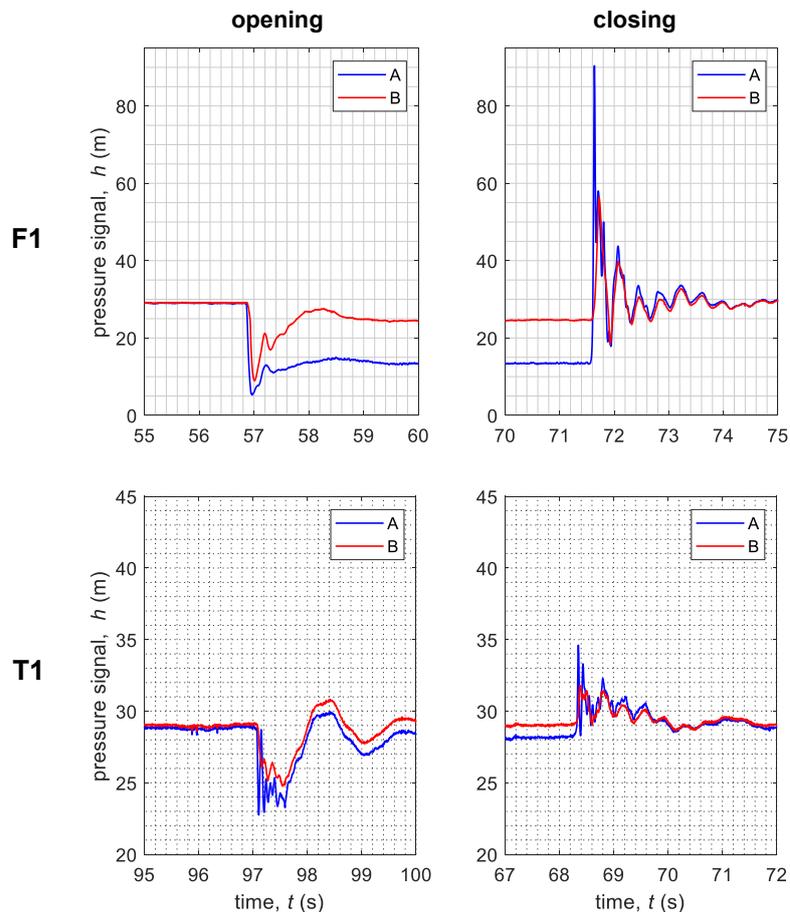
carico localizzata del dispositivo e la distanza  $d_A$  contribuiscono a creare le condizioni di portata defluente (i.e. dal  $\Delta h_S$ ) e, come noto, le sovrappressioni teoriche dipendono dalla velocità del fluido nella condotta secondo la formula di Allievi-Joukowski. Dall'altra, il tipo di dispositivo, il modo e il tempo in cui si effettua la manovra e la distanza dall'allaccio intesa come il percorso dell'impianto privato che l'onda compie una volta che essa è generata influenzano lo sviluppo delle onde stesse.

Considerando invece l'effetto delle diverse configurazioni dell'impianto sullo sviluppo delle onde di pressione generate da manovre di chiusura sui dispositivi, in Figura 6.6, Figura 6.7 e Figura 6.8, sono riportati rispettivamente i segnali rappresentativi delle chiusure su F1 nelle tre configurazioni dell'impianto (ovvero impianto interno non sezionato, chiusura di V2 e chiusura di V1) e per F2 e T2 nelle configurazioni 1 (impianto interno non sezionato) e 2 (chiusura di V2).

Si nota come la chiusura delle valvole, prima di V2, posta nella parte della rete interna più lontana dal contatore (vv Figura 5.3) e poi di V1, posta nella parte della rete interna più vicina al contatore, ovvero a valle del giardino e praticamente in ingresso alla casa (vv Figura 5.3), porti ad un successivo incremento delle sovrappressioni in chiusura per le manovre su tutti e tre i dispositivi, soprattutto con riferimento al primo ciclo, probabilmente legato al fatto che, sezionando in corrispondenza delle valvole di intercettazione, si crea un *dead-end* in corrispondenza della valvola stessa e in corrispondenza del quale l'onda in arrivo si riflette raddoppiandosi. Rispetto alla configurazione 1, nelle configurazioni 2 e 3 la condizione al contorno di *dead-end* è progressivamente avvicinata e l'enfaticizzazione dell'onda di pressione è più spiccata. Questo è probabilmente anche legato al fatto che, a fronte del progressivo sezionamento dell'impianto, sono escluse diverse ramificazioni verso i dispositivi posti più a valle che contribuiscono a frammentano l'onda di pressione.

Dai risultati finora esposti si è evidenziato come l'allaccio idrico considerato risulti sottoposto a sollecitazioni di pressione anche molto significative. Al fine di evidenziare quali sollecitazioni interessano la rete principale di distribuzione, si considera nel seguito anche il segnale di pressione monitorato in B,  $h_B$ , evidenziando quali sono le variazioni di pressione che entrano in rete dopo aver percorso l'allaccio.

Per brevità, in Figura 6.9 si riportano i segnali monitorati sincronicamente in A (segnale in blu) e in B (segnale in rosso) a fronte di una chiusura e di una apertura su F1 eseguite dall'operatore e su T1.



**Figura 6.9** Segnale di pressione monitorato in A (in blu) e in B (in rosso) a fronte di una manovra di apertura su F1 e T1, rispettivamente (a e c) e di chiusura (b e d).

In maggior dettaglio, l'onda di pressione che viaggia nell'allaccio ( $\Delta h_A = 75$  m) arriva alla giunzione di collegamento tra l'allaccio e la rete principale e solo una quota parte (ca. il 20%, ovvero  $\Delta h_B = 15$  m) è trasmessa nelle condotte adiacenti e quindi registrata in B e questo è principalmente legato alla geometria della giunzione e ai materiali che caratterizzano il sistema. In qualche frazione di secondo, nella sezione B si osserva

l'interazione dell'onda di pressione con il *dead-end* alla fine del ramo in PE ½" e quindi un raddoppio dell'onda di pressione ( $\Delta h_B = 30$  m).

Attraverso l'approccio lagrangiano introdotto nel Capitolo 4, è verificato il valore teorico dei coefficienti di trasmissione  $s$  e di riflessione  $r$  in corrispondenza della giunzione a croce dell'allaccio alla rete principale. Assumendo un valore delle celerità di propagazione delle onde di pressione  $a$  uguale per le quattro condotte in HDPE che formano la giunzione (ragionevolmente di 450 m/s), ne risulta che, assumendo come condotta di arrivo l'allaccio dell'utenza U1,  $s = 0.27$  e  $r = 0.73$ . Questi valori dei coefficienti  $s$  e  $r$  risultano in linea con i risultati ottenuti sul campo.

Considerando le manovre su F1, la rete riceve una variazione di pressione di ca. di 10 m in apertura e 20 m in chiusura (rispettivamente, Figura 6.9a e b) mentre il tutto risulta più contenuto per gli altri dispositivi, dei quali T1 è riportato a titolo di esempio (Figura 6.9c e d), rimanendo intorno a valori di qualche metro.

Da notare come il contatore meccanico che è interposto tra l'allaccio idrico e l'impianto privato sembra non costituire una discontinuità importante e ciò è probabilmente legato alla dinamica molto rapida di sviluppo delle onde di pressione nel sistema.

Anche i segnali di pressione acquisiti in B a fronte delle diverse manovre di apertura e chiusura sono sovrapposti e, per ogni tipologia di manovra, è ottenuta una risposta rappresentativa applicando l'algoritmo *K-means*. I risultati di queste elaborazioni sono riportati nell'Appendice 2. Le caratteristiche dei segnali rappresentativi sono riassunte nella Tabella 6.2 in termini di variazione di pressione massima in valore assoluto in fase di apertura,  $\Delta h_-$ , e in fase di chiusura,  $\Delta h_+$ , e distanza del dispositivo considerato dalla rete,  $d_B$ . In questo caso, la differenza di pressione tra gli stati stazionari prima e dopo l'apertura,  $\Delta h_S$ , non è riportata in quanto la sezione B risente molto limitatamente dell'abbassamento della pressione a fronte del flusso nell'allaccio.

**Tabella 6.2** Caratteristiche dei segnali di pressione rappresentativi (riferiti alla sezione di misura B) dalle manovre di apertura e chiusura dei dispositivi domestici dell'utenza U1.

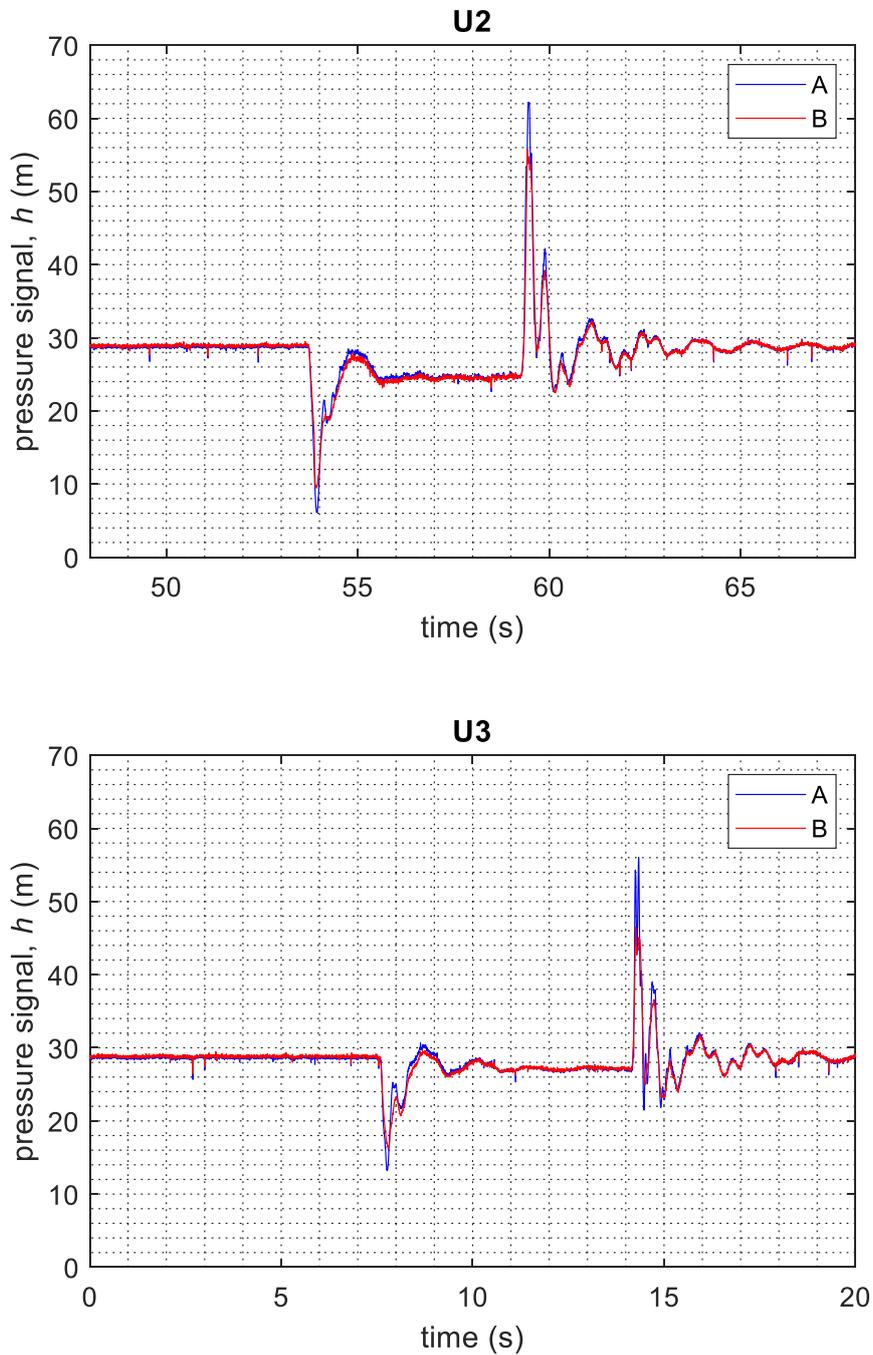
Dispositivo	Tipologia	Manovra	$\Delta h_+$ (m)	$\Delta h_-$ (m)	$d_B$ (m)
F1 (operator)	Rubinetto a sfera	Manuale	29.5	19.8	5
F1 (timer)	Rubinetto a sfera	Automatica	22.2	13.4	5
F2	Rubinetto a miscelatore	Manuale	2.7	4.6	27
T1	Scarico singolo	Manuale	2.3	4.4	27
F3	Rubinetto a miscelatore	Manuale	2.4	2.7	34
F4	Rubinetto a miscelatore	Manuale	2.7	3.5	34
T2	Scarico singolo	Manuale	2.4	3.9	34
F5	Rubinetto a manopola	Manuale	2.2	3.2	37
F6	Rubinetto a manopola	Manuale	2.3	4.3	42
F7	Rubinetto a sfera	Manuale	5.8	3.4	42
S1	Rubinetto a miscelatore	Manuale	3.8	7.5	42

Dalla Tabella 6.2 si evince che, in fase di chiusura, l'entità delle variazioni di pressione che interessano la sezione di misura B risulta mediamente di 3 m ma raggiunge anche valori di 29.5 m. Per quanto riguarda le manovre di apertura, le depressioni risultano mediamente di -4.5 m ma sono registrati valori estremi di -19.8 m.

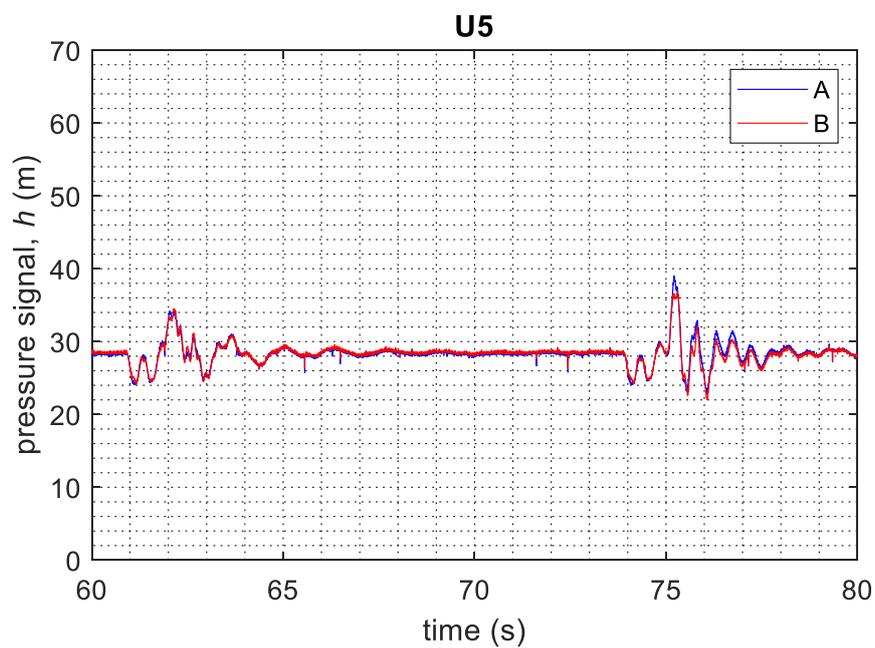
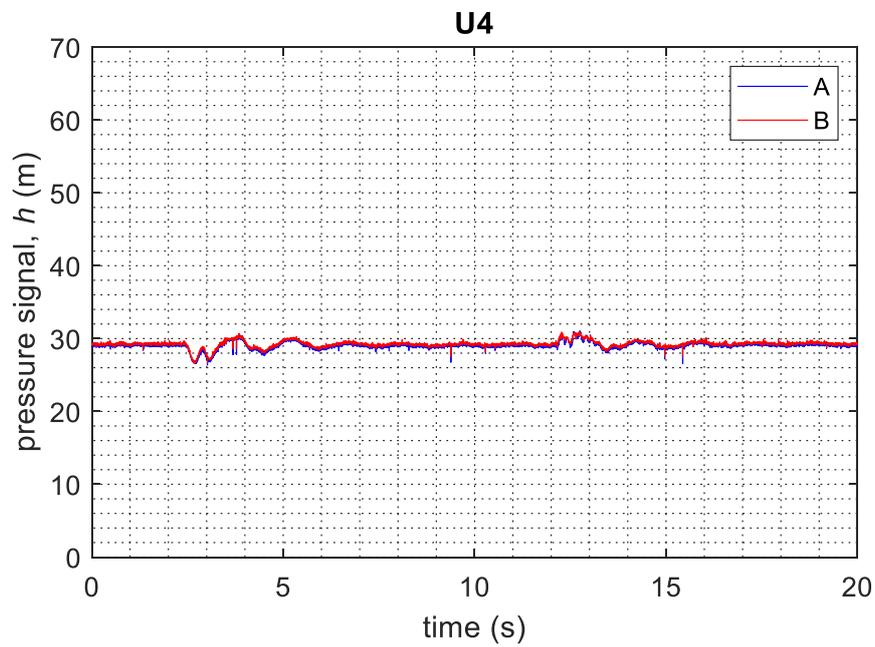
A conclusione dell'analisi degli effetti dell'attività di un'utenza sull'allaccio idrico nel seguito è considerato anche l'effetto di manovre generate da utenze limitrofe a quella servita dall'allaccio considerato o di manovre effettuate in rete a titolo comparativo. In particolare, si considerano le manovre eseguite dall'operatore su rubinetti a sfera analoghi a F1 in corrispondenza delle utenze U2, U3, U4 e U5 e l'operazione di lavaggio della rete sullo scarico posto al termine del DN60 (Figura 5.2).

In Figura 6.10 e Figura 6.11, sono riportati i segnali di pressione monitorati in A e in B durante le manovre di apertura e conseguente chiusura dei rubinetti afferenti alle utenze U2, U3, U4 e U5. Le manovre di apertura e di chiusura eseguite su dispositivi di utenze vicine (i.e., U2 e U3, a ca. 10 - 20 m) mostrano entità paragonabile, in termini di variazioni di pressione, alle manovre eseguite sui dispositivi dell'utenza U1. Se si considerano le manovre effettuate in corrispondenza di utenze più lontane (U4 e U5, a ca. 80 - 100 m), l'entità dei picchi non risulta così pronunciata ma le manovre rimangono comunque riconoscibili. L'azione di utenze esterne a U1 ha perciò un effetto sull'allaccio idrico monitorato, paragonabile a manovre effettuate all'interno dell'utenza se la distanza è limitata. Da notare come nel caso di manovre eseguite esternamente all'utenza U1, non si registri una differenza di pressione tra il segnale misurato nella sezione A e nella sezione B in quanto non scorre portata nell'allaccio dell'utenza U1.

Considerando poi l'operazione di lavaggio della rete eseguita dal gestore della rete, in Figura 6.12 sono riportati i segnali di pressione campionati in A e B a fronte di una manovra di apertura e una di chiusura effettuate su un scarico posto in rete (Figura 5.2) che, completamente aperto, eroga ca. 8 L/s, ovvero una portata significativamente più consistente rispetto alla portata normalmente erogata da un dispositivo domestico, i.e. 0.1 - 0.2 L/s (Blokker et al., 2010b). Le manovre sono eseguite non rapidamente da un operatore esperto secondo delle modalità standard per il gestore della rete. È interessante notare come innanzitutto, a fronte dell'apertura dello scarico, sia registrato un crollo generale della pressione in rete a fronte della portata erogata.

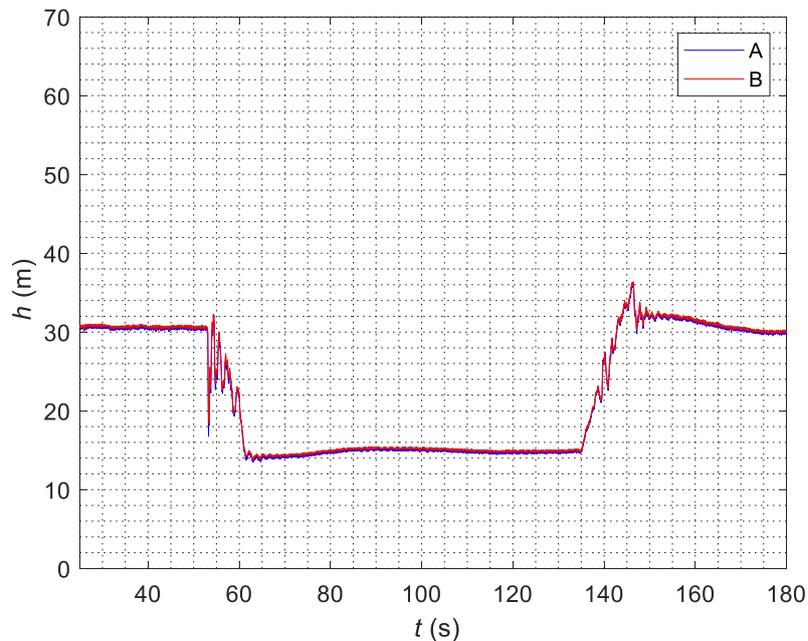


**Figura 6.10** Segnale di pressione monitorato in A (in blu) e B (in rosso) a fronte delle manovre di apertura e chiusura eseguite dall'operatore su un rubinetto a sfera analogo a F1 in corrispondenza delle utenze U2 e U3.



**Figura 6.11** Segnale di pressione monitorato in A (in blu) e B (in rosso) a fronte delle manovre di apertura e chiusura eseguite dall'operatore su un rubinetto a sfera analogo a F1 in corrispondenza delle utenze U4 e U5.

Per contro, la manovra di lavaggio della rete provoca in corrispondenza dell'allaccio variazioni di pressione in fase di apertura e chiusura più contenute rispetto a quelle che derivano da manovre effettuate sui dispositivi di U1 e in corrispondenza di utenze prossime a U1. È da notare come particolare attenzione dell'operatore sia riservata alla fase di chiusura, che risulta anche meno gravosa rispetto all'apertura. Questo è probabilmente legato al fatto che nella pratica sono noti degli effetti dei colpi d'ariete sui sistemi ma questi sono spesso associati a chiusure brusche, mentre vi è meno consapevolezza che anche le aperture troppo rapide possono avere conseguenze importanti in termini di sollecitazioni di pressione prodotte.



**Figura 6.12** Segnale di pressione monitorato in A (in blu) e B (in rosso) a fronte di una manovra di apertura e conseguente chiusura di un idrante durante un'operazione di lavaggio della rete.

## 6.2 Conclusioni

L'analisi condotta è indirizzata alla caratterizzazione in campo di un allaccio idrico reale sottoposto a manovre eseguite interne ed esternamente all'utenza servita.

Partendo da misure di pressione ad alta frequenza in due punti significativi della rete, l'analisi dei segnali di pressione ha evidenziato i seguenti aspetti.

- A fronte dell'attività dell'utenza servita, l'allaccio può essere soggetto a variazioni di pressione anche molto significative che dipendono dalla tipo di dispositivo manovrato (i.e., dalla portata erogata dallo stesso e transitante nell'impianto) e della distanza dello stesso.
- L'allaccio può risentire di manovre generate da altre utenze, il cui effetto è paragonabile a manovre effettuate all'interno dell'utenza se la distanza è limitata.
- In generale, le variazioni di pressione osservate nella sezione B (sezione sulla rete di distribuzione) risultano mediamente intorno a  $\pm 5$  m. Da notare come l'allaccio risulta comunque soggetto a sollecitazioni di maggiore entità che possono arrivare anche a -15 m o 65 m.

L'analisi condotta fa riferimento all'attività di una singola utenza e all'impatto che essa può avere sull'allaccio che la serve e sulla rete principale. È importante sottolineare come la caratterizzazione in campo sia avvenuta in un periodo di bassa stagione per la zona. Come sottolineato in precedenza, in una realtà come quella del Lido di Spina, ove si trova l'allaccio monitorato, durante l'alta stagione estiva il numero di residenti aumenta significativamente. È immaginabile che la sovrapposizione dell'attività degli utenti nel periodo estivo porti l'allaccio idrico e la rete ad essere sottoposti a sollecitazioni di entità paragonabile a quella evidenziata nello studio e praticamente continue nel tempo.

*Capitolo 7*

**Analisi sperimentale degli effetti dell'attività  
delle utenze su di una RDI reale**



In questo Capitolo sono presentati i risultati dell'analisi del comportamento dinamico della rete di distribuzione di Gorino Ferrarese (Ferrara, Italia) in condizioni ordinarie di funzionamento, ovvero considerando come forzante principale le sole richieste idriche delle utenze, a partire dai risultati della campagna di misure condotta. Di seguito, sono riportate e discusse le analisi nel dominio del tempo e della frequenza dei segnali di pressione acquisiti nelle tre sezioni di misura P1, P2 e P3 (con  $f_a = 100$  Hz).

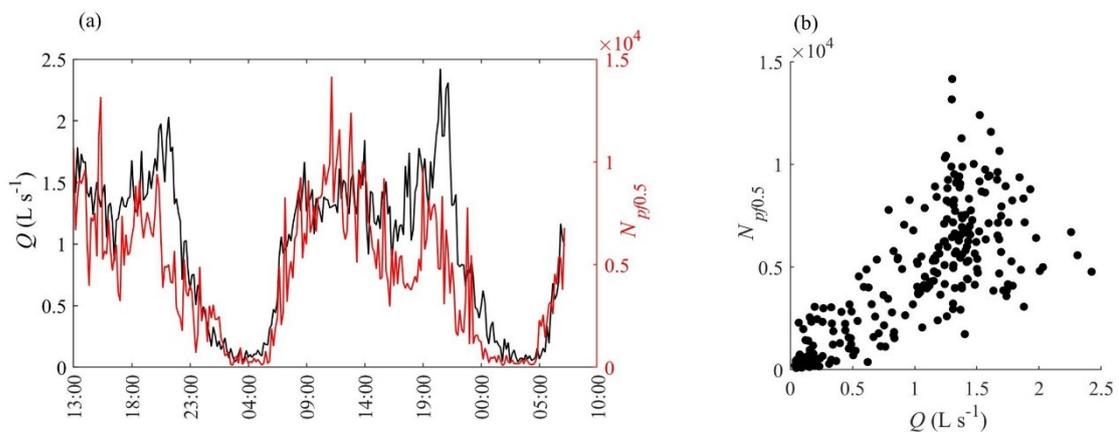
### **7.1 Analisi nel dominio del tempo**

Al fine di analizzare nel dominio del tempo il comportamento dinamico della rete, considerando come forzante principale le sole richieste idriche delle utenze, in primo luogo è stata investigata la relazione tra l'attività degli utenti serviti dalla rete di Gorino Ferrarese e il comportamento dinamico del sistema in termini di fluttuazioni di pressione.

A tal fine il consumo idrico totale del sistema è mediato su passi temporali di 10 minuti e comparato con l'andamento nel tempo delle fluttuazioni di pressione nella rete. Operativamente, con riferimento al segnale di pressione acquisito in P2 con  $f_a = 100$  Hz, sono calcolate la media sui 10 secondi del segnale di pressione e la fluttuazione rispetto alla corrispondente media. Questa operazione viene eseguita per ogni intervallo di tempo di 10 minuti che compone la finestra temporale delle misurazioni (dalle 13:00, 15/01/2018, alle 07:20, 17/01/2018). È infine calcolato il numero di fluttuazioni di pressione maggiori di 0.5 m (indicate di seguito come  $N_{p/0.5}$ ) per ogni intervallo di 10 minuti.

In Figura 7.1a, sono riportati l'andamento della domanda idrica di tutte le utenze

mediato su un passo di 10 minuti, che mostra un andamento tipicamente residenziale, e l'andamento del  $N_{p/0.5}$  per l'intera finestra della campagna di misure. È interessante notare che le fluttuazioni di pressione mostrano un andamento fortemente correlato al consumo idrico, come evidenziato anche dallo *scatter plot* (Figura 7.1b): questo risultato conferma che per il caso studio analizzato e nel periodo considerato l'attività dell'utenza rappresenta la principale fonte di fluttuazioni di pressione all'interno del sistema.



**Figura 7.1** (a) Consumo totale del sistema e numero di fluttuazioni di pressioni maggiori di 0.5 m, o  $N_{p/0.5}$ , con riferimento al segnale di pressione acquisito in P2 per l'intera durata della campagna di misure (dalle 13:00, 15/01/2018, alle 07:20, 17/01/2018); (b) il corrispondente *scatter plot* del consumo totale vs.  $N_{p/0.5}$ .

Si passa di seguito ad analizzare i segnali di pressione raccolti nei tre punti di misura P1, P2 e P3, soffermandosi sia sulle oscillazioni di lungo termine che sulle fluttuazioni di breve termine che li caratterizzano. A titolo di esempio, in Figura 7.2 sono riportati i dati pressione per una finestra temporale di 10 minuti durante il periodo diurno (16:10 – 16:20, 16/01/2018) e durante il periodo notturno (04:10 – 04:20, 16/01/2018). Dalla figura è evidente che le pressioni presentano un andamento non stazionario e si possono osservare sia variazioni di pressioni di lungo termine (con periodi maggiori di un minuto) che fluttuazioni di breve termine (con periodi inferiori a un secondo). In maggior dettaglio, anche in condizioni di funzionamento ordinario del sistema, cioè in assenza di manovre sui dispositivi di pompaggio o sulle valvole, le ampiezze del

segnale di pressione sono rilevanti, oscillando in una banda piuttosto ampia di circa 4 m durante il giorno e 1.5 m durante la notte. Una buona corrispondenza tra le tre sezioni di misura può essere osservata con oscillazioni di lungo termine caratterizzate da un periodo tra 80 e 100 s (Figura 7.2). Questo significa che l'intera rete ha un comportamento comune a lungo termine legato alle sue caratteristiche topologiche e meccaniche.

Al fine di interpretare tale risultato, è stimato il periodo del sistema,  $T_s (= 4L/a)$ , dove  $a$  è la celerità di propagazione dell'onda di pressione e  $L$  è la lunghezza del percorso che l'onda di pressione compie dalla sezione più a valle della rete di Gorino Ferrarese al serbatoio a monte di Goro. Sulla base della topologia del sistema, possono essere seguiti diversi percorsi dalle onde di pressione e quindi  $L$  varia tra 7800 m e 9600 m.

I percorsi possibili riguardano soprattutto condotte in PVC, con ramificazioni minori di condotte in fibrocemento. La velocità dell'onda di pressione per i tubi in PVC (= 375 m/s) è stimata progettando ed eseguendo manovre di apertura e chiusura di un idrante adiacente a P1 e raccogliendo i dati del segnale di pressione in P1 e P3 che sono collegati idraulicamente da un tubo in PVC. Dal momento che non ci sono misure sul campo disponibili per i tubi in cemento rinforzato con fibre, il valore corrispondente di  $a$  è assunto pari a 900 m/s, in accordo con la letteratura (Pothof & Karney, 2012). Con questi valori delle velocità delle onde di pressione, si ottiene un valore di  $T$  intorno a 80 s, che conferma la valutazione precedente. Tale risultato indica anche che la scelta di una finestra temporale di 10 minuti permette di catturare le fluttuazioni di pressione sia a breve che a lungo termine. Questa finestra temporale è una caratteristica intrinseca del sistema studiato. Infatti, dipende dalla topologia, dalla lunghezza dei tubi e dal loro materiale (anche in termini di  $a$ ), dalla natura e dalla posizione delle condizioni al contorno e dalla distribuzione degli utenti.

La buona corrispondenza delle oscillazioni di pressione a lungo termine tra i segnali di pressione acquisiti nelle tre sezioni di misura è confermata da un'analisi di correlazione. Tale analisi viene eseguita per mezzo del coefficiente di correlazione,  $\rho_{X,Y}$ , definito come:

$$\rho_{X,Y} = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N \frac{(x_i - E(X))}{\sigma_X} \frac{(y_i - E(Y))}{\sigma_Y} \quad (18)$$

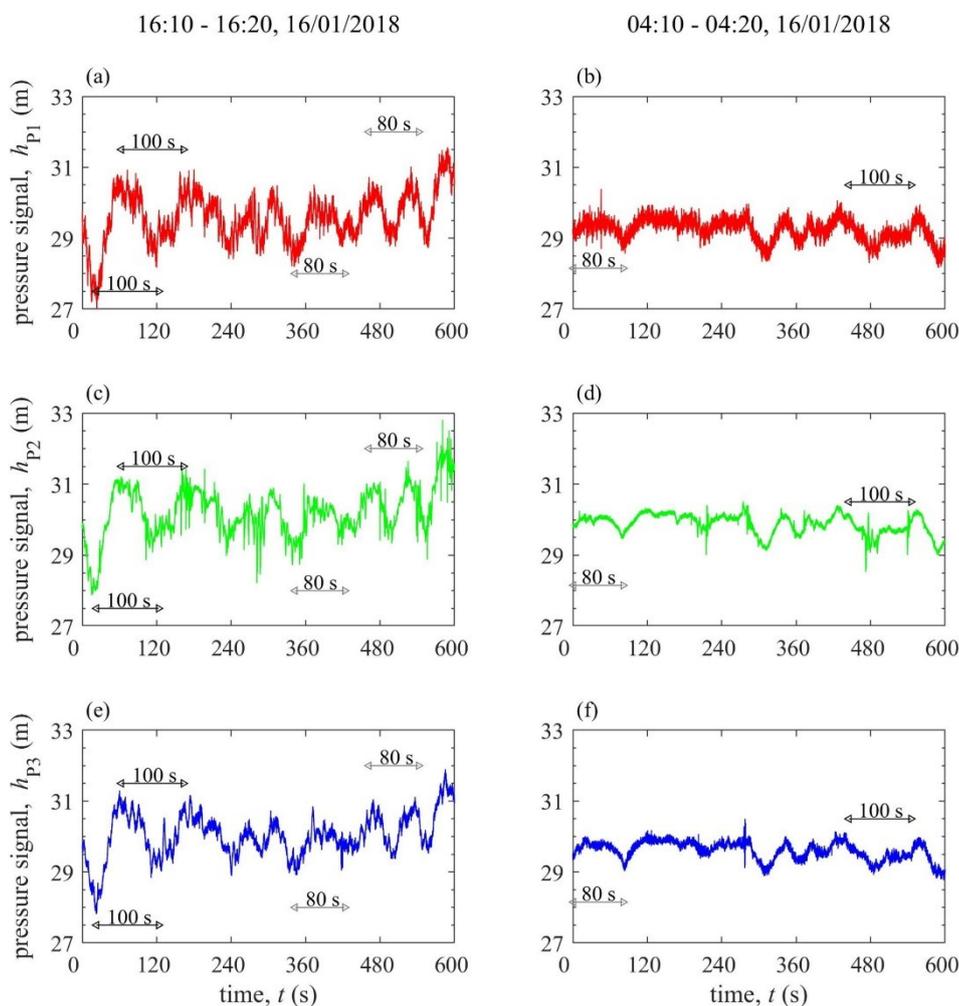
tra due serie temporali X e Y, ognuna composta da  $N$  punti, con  $E$  che indica il valore medio,  $\sigma_X$  e  $\sigma_Y$  la deviazione standard delle serie temporale X e Y, rispettivamente. Ad esempio, con riferimento alla stessa finestra di 10 minuti nel periodo diurno (16:10 – 16:20, 16/01/2018), i.e.,  $N = 60000$ , la correlazione tra i segnali acquisiti in P3 e P1 risulta pari 0.91. Similmente, considerando i segnali osservati in P3 e P2 e in P1 e P2, i coefficienti di correlazione risultano di 0.89 e 0.91, rispettivamente. Questi valori aumentano fino a circa 0.95 se calcolati sulla base di segnali mediati su intervalli temporali crescenti, da 0.1 s a 5 s (i.e.,  $N = 6000$  and  $N = 120$ , rispettivamente). Questo risultato conferma l'andamento di base nel lungo termine che caratterizza i segnali nelle tre sezioni.

I coefficienti di correlazione tra i segnali in P1 e P3 e in P2 e P3 tendono ad aumentare se i segnali osservati nelle sezioni di misura P1 e P2 sono ritardati nel tempo rispetto a P3. Infatti, il segnale di pressione osservato in P3 mostra le oscillazioni con un leggero ritardo rispetto alle altre due sezioni di misura, cioè le variazioni di pressione vengono rilevate più tardi rispetto a P1 e P2, confermando che il consumo di acqua è la forzante del sistema. Precisamente, dipende dall'attività degli utenti di Gorino, che determina dei transitori che si verificano prima all'interno del centro urbano stesso, dove si trovano le sezioni di misura P1 e P2, e poi si propagano lungo la condotta di adduzione a monte dove si trova la sezione di misura P3.

È da notare come la posizione al contorno della sezione di misura P3 è stata scelta a priori anche per monitorare eventuali fluttuazioni di pressione provenienti dalla rete di Goro situata a monte. Tuttavia, attraverso l'analisi eseguita, la sezione di misura P3 sembra essere principalmente interessata dalle utenze di Gorino Ferrarese, quindi l'attività delle utenze di Goro (6 km a monte) può essere trascurata nell'analisi della rete di Gorino Ferrarese.

Come può essere osservato dalla Figura 7.2, oltre alle oscillazioni a lungo termine menzionate, tutti i segnali di pressione mostrano anche fluttuazioni a breve termine.

Queste variazioni sono più frequenti e più grandi nei segnali di pressione di giorno che di notte, così come nelle sezioni P1 e P2 rispetto a P3. Ciò è dovuto principalmente al comportamento della domanda degli utenti (maggiore durante il giorno), ma anche alla configurazione della rete. Infatti, diversi ramificazioni in città, dove si trovano P1 e P2, senza utenti attivi si comportano come terminali ciechi e, quindi, danno luogo a una riflessione completa delle onde di pressione. Vale la pena notare che anche se P3 è abbastanza lontano dal centro della città (Figura 5.5 e Figura 5.6), non è completamente esente dall'effetto degli utenti.



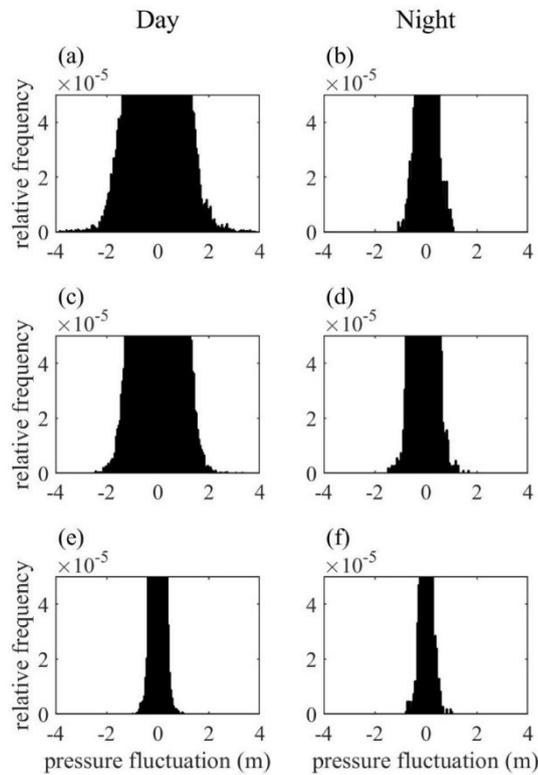
**Figura 7.2** Segnali di pressioni acquisiti in corrispondenza delle sezioni P1 (a e b), P2 (c e d) and P3 (e e f) in due finestre rappresentative di 10 minuti (dalle 16:10 alle 16:20, 16/01/2018 e dalle 04:10 alle 04:20, 16/01/2018). Al fine di rappresentare i periodi di lungo termine caratterizzanti il segnale, sono mostrati anche segmenti grigi e neri corrispondenti a periodi di 80 s e 100 s.

Questi aspetti sono stati indagati più estesamente considerando l'intero periodo diurno (10:00 - 21:00, 16/01/2018) e un periodo notturno (02:00 - 05:00, 16/01/2018), escludendo il periodo del primo mattino e della tarda serata in cui il regime di pressione è dovuto alla manovra della stazione di pompaggio a monte. Per caratterizzare la peculiarità delle fluttuazioni di pressione, si calcola la media di 1 secondo del segnale di pressione e le fluttuazioni di 100 letture di pressione cadute in quel secondo, relative alla media corrispondente (e definite come fluttuazioni "di breve termine"). Questa operazione viene eseguita per ciascuna delle tre sezioni di misurazione e sia per il periodo diurno (per un totale di 39600 s) che per quello notturno (per un totale di 10800 s) definiti in precedenza.

In Figura 7.3, sono mostrati gli istogrammi di frequenza relativa delle fluttuazioni di pressione a breve termine per P1, P2 e P3, sia per il periodo diurno che notturno. In particolare, per evidenziare meglio la diversa distribuzione delle fluttuazioni a breve termine nelle tre sezioni di misurazione e nel periodo di tempo considerato, gli istogrammi sono ingranditi ad una frequenza relativa  $\leq 5 \times 10^{-5}$ .

Considerando in primo luogo il periodo diurno, P1 e P2 mostrano una distribuzione più dispersiva delle fluttuazioni di pressione a breve termine rispetto a P3. Inoltre, le fluttuazioni di pressione a breve termine sono più importanti per P1 e P2, raggiungendo valori intorno ai 3-4 metri. Quindi, questi risultati evidenziano la natura reattiva dei segnali di pressione a P1 e P2 a causa delle variazioni brusche e casuali dei consumi d'acqua dei diversi utenti situati intorno a questi due tratti di misurazione. Vale la pena notare che P1 e P2 sono entrambi influenzati dall'attività degli utenti, ma in modi diversi. P2 si trova al centro della parte ad anello della rete circondata da un'alta densità di utenti attivi, mentre P1 si trova in un vicolo cieco con un'alta densità di utenti appena a monte. Contrariamente all'analisi dello stato stazionario, dove durante l'operazione di scheletrizzazione i vicoli ciechi sono spesso trascurati, questi causano un'amplificazione delle onde di pressione e di conseguenza sono molto importanti nell'analisi transitoria. Al contrario, i dati di pressione misurati al P3 mostrano fluttuazioni di breve termine, raggiungendo valori di circa 1 metro, che sono in media meno dispersive di quelli delle altre due sezioni, poiché il P3 si trova sulla condotta principale di adduzione che collega Goro e Gorino Ferrarese. Di conseguenza, le onde

di pressione generate dall'attività degli utenti sono per lo più smorzate lungo il loro percorso.



**Figura 7.3** Istogrammi delle fluttuazioni di breve termine durante il giorno (colonna di sinistra) e durante la notte (colonna di destra) per le tre sezioni di misura P1 (a e b, giorno e notte, rispettivamente), P2 (c e d) e P3 (e e f).

Inoltre, le fluttuazioni di pressione di breve termine di solito diminuiscono durante la notte: in particolare, la maggiore riduzione può essere osservata nelle sezioni P1 e P2, portando a una distribuzione delle fluttuazioni di pressione a breve termine molto simile nelle tre sezioni. Questo perché, durante la notte, il numero di utenti attivi nella rete diminuisce significativamente, essendo praticamente nullo in alcuni intervalli di tempo. In altre parole, gli istogrammi di frequenza relativa delle fluttuazioni a breve termine per il periodo notturno (Figura 7.3) confermano che tali variazioni di pressione sono significativamente ridotte per tutte le sezioni di misurazione, ma soprattutto in

P1 e P2, che di giorno, al contrario, sono caratterizzate da un maggior consumo idrico da parte degli utenti e quindi da fluttuazioni più ampie.

## 7.2 Analisi nel dominio della frequenza

Le analisi nel dominio della frequenza dei segnali di pressione campionati in P1, P2 e P3 riportate nel seguito sono state sviluppate al fine di evidenziare alcune delle caratteristiche già osservate nell'analisi nel dominio del tempo, con particolare riguardo alle oscillazioni di lungo termine. Infatti, l'analisi in frequenza evidenzia chiaramente il comportamento periodico del sistema, mentre l'effetto del rumore è ridotto (Lee et al., 2013)

Ai fini dell'analisi nel dominio della frequenza è stata considerata la trasformata di Fourier discreta  $\hat{h}$  degli  $N$  dati di pressione acquisiti con periodi di campionamento  $\Delta t = 1/f_a$ , definita come (Lee et al., 2013; Press et al., 2007):

$$\hat{h}(f_n) = \Delta t \sum_{k=0}^{N-1} h^*(k \Delta t) e^{-\frac{i2\pi kn}{N}} \quad (19)$$

dove  $f_n = \frac{n}{N \Delta t}$  sono i valori discreti di frequenza con valori estremi di  $n$  pari a  $-N/2$  e  $N/2$  corrispondenti al limite inferiore e superiori del range definito sulla base dalla frequenza critica di Nyquist,  $i = \sqrt{-1}$ , and  $h^* = h - E(h)$ .

La *Fast Fourier transform* (FFT), implementata in MATLAB, del segnale di pressione di Figura 7.2 è riportata in Figura 7.4. Questa figura evidenzia che gli spettri dei segnali di pressione acquisiti durante il giorno e la notte presentano una forma simile, con un picco più alto a 0.01 Hz, in tutti i casi e, nel complesso, mostrano valori di ampiezza maggiore alle basse frequenze; tuttavia, le ampiezze di entrambe le componenti ad alta e bassa frequenza sono più piccole nella notte. Vale la pena notare che il monitoraggio del sistema con valori più grandi della frequenza di acquisizione - auspicabile anche

se abbastanza difficile da eseguire nei casi reali - potrebbe evidenziare ulteriori meccanismi di interazione inaspettati durante i transitori (Keramat et al., 2020b).

Questo comportamento è confermato anche dalla trasformata *wavelet* dei segnali di pressione, tradizionalmente applicata ai transitori al fine di individuare le anomalie (e.g., Daubechies, 1992; Ferrante & Brunone, 2003; Ferrante et al., 2007; Ferrante et al., 2009; Mallat, 1999). In particolare, la *continuous wavelet transform* del segnale di pressione discreto è definita come:

$$W_{h^*}(j\Delta t, \lambda) = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \sum_{k=0}^{N-1} h^*(k \Delta t) \bar{\psi} \left( \frac{(k-j)\Delta t}{\lambda_w} \right) \quad (20)$$

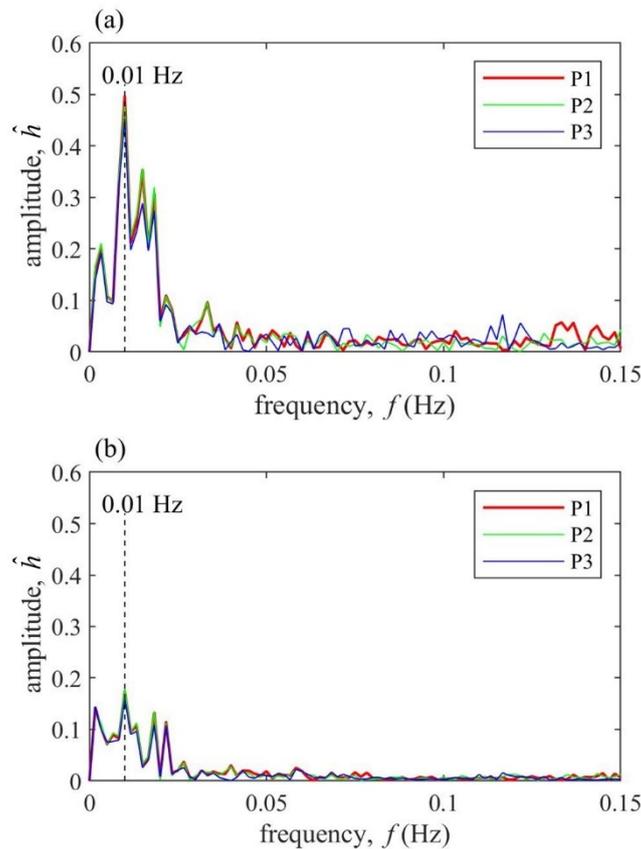
con  $\bar{\psi}$  il coniugato della *wavelet* madre,  $\psi$ ,  $\lambda_w (= m \Delta t)$  il parametro di scala, dove  $m, j \in \mathbb{Z}^+$ . Nelle analisi, la *wavelet* madre Morse generalizzata è presa in considerazione (Lilly & Olhede, 2009).

A titolo di esempio, lo scalogramma del valore assoluto della trasformata *wavelet* continua del segnale di pressione P1 di Figura 7.2 al netto della sua media è mostrato in Figura 7.5. L'analisi *wavelet* conferma le frequenze intorno a 0.01 Hz (e comunque più piccole o uguali a 0.02 Hz) come corrispondenti ad un'energia maggiore e quindi predominante.

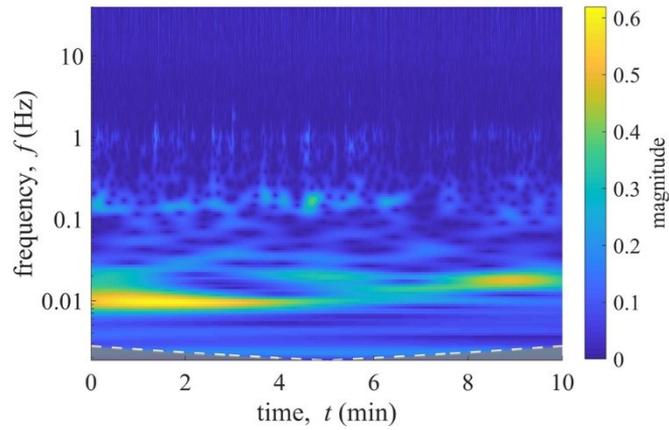
Al fine di generalizzare i risultati della Figura 7.4, l'analisi della frequenza viene estesa ai periodi diurni e notturni considerando tutte le finestre di 10 minuti all'interno di ciascun periodo. In particolare, la FFT viene applicata a 66 (18) segnali di pressione registrati su 10 minuti durante il giorno (notte). I valori di frequenza con ampiezze maggiori di un valore di soglia sono identificati rispettivamente nei periodi diurni e notturni. Al fine di evidenziare le frequenze più significative, in ogni finestra di 10 minuti, il valore di soglia di ampiezza è fissato pari a 0.1.

Per il segnale di pressione acquisito in P1, il numero di frequenze con valori di ampiezza superiori alla soglia è di 992 e 127, rispettivamente nel periodo diurno e

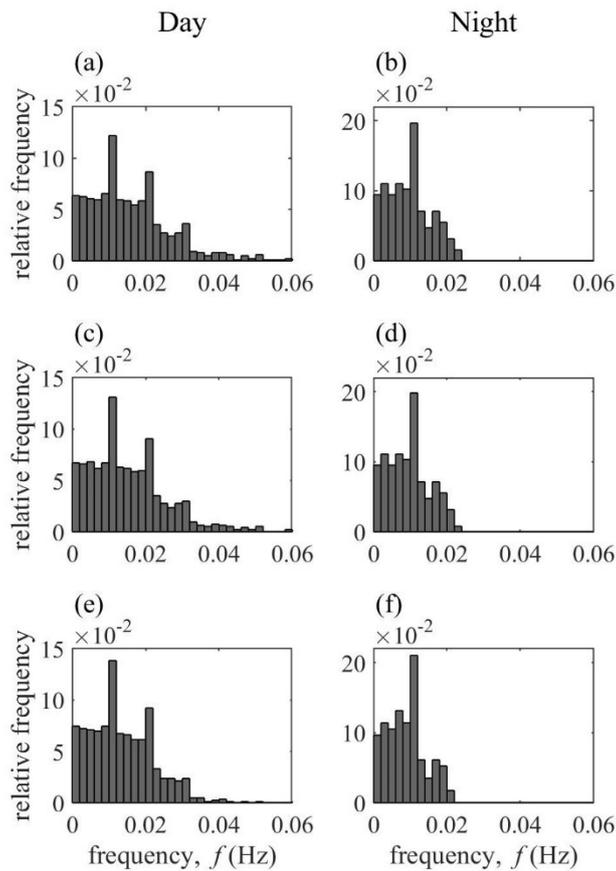
notturmo e, in Figura 7.6a e b, sono mostrati gli istogrammi di tali dati di frequenza significativi per entrambi i periodi in termini di numero relativo di occorrenze. In particolare, sia nel periodo diurno che in quello notturno la frequenza predominante è 0.01 – 0.012 Hz, che corrisponde ad un periodo di tempo di circa 80 – 100 s, come già mostrato dall'analisi qualitativa nel dominio del tempo dei segnali di pressione per tutte le sezioni di misurazione (Figura 7.2), con un numero inferiore di occorrenze nel periodo notturno. Queste basse frequenze predominanti, che possono essere osservate in tutte le finestre temporali e per tutte e tre le sezioni di misurazione (Figura 7.6), sono confermate costituire una tendenza a lungo termine del sistema.



**Figura 7.4** Spettro di frequenza dei segnali acquisiti in P1, P2 e P3 in due finestre rappresentative di 10 minuti: (a) dalle 16:10 alle 16:20, 16/01/2018 e (b) dalle 04:10 alle 04:20, 16/01/2018.



**Figura 7.5** Scalogramma ottenuto dall'analisi *wavelet* del segnale di pressione osservato campionato in P1 in una finestra temporale di 10 minuti (dalle 16:10 alle 16:20, 16/01/2018).



**Figura 7.6** Istogrammi dei dati di frequenza corrispondenti ad ampiezze maggiori rispetto al valore di soglia valutati per i segnali campionati in P1 (a e b), P2 (c e d) e P3 (e e f) durante il giorno (colonna di sinistra) e la notte (colonna di destra).

### 7.3 Conclusioni

In questo Capitolo, è riportata la caratterizzazione del sistema di distribuzioni idrica che serve il centro urbano di Gorino Ferrarese in regime transitorio e in condizioni di funzionamento ordinario (i.e. non sono considerate manovre su sistemi di pompaggio o valvole poste in rete). La caratterizzazione sperimentale è basata sull'analisi nel dominio del tempo e della frequenza dei segnali di pressione acquisiti ad alta frequenza ( $f_a = 100$  Hz) in corrispondenza di tre sezioni, due all'interno del centro urbano e una sulla condotta di adduzione. Dalle analisi, è emerso come anche l'attività dell'utenza può avere un impatto sul sistema generando sollecitazioni in rete caratterizzate da entità non trascurabile ma continue nel tempo. In particolare, l'analisi nel dominio del tempo ha evidenziato che i segnali sono caratterizzati da oscillazioni di pressione di lungo termine e di fluttuazioni di breve termine: le prime sono caratterizzate da un andamento simile in tutte le sezioni di misura mentre le seconde distinguono le tre sezioni di misura e variano sia spazialmente che temporalmente. Infatti, i segnali di pressione osservati nelle sezioni all'interno della città mostrano una maggiore variabilità probabilmente dovuta sia all'attività degli utenti che alla configurazione del sistema, che tende ad indurre continue riflessioni nelle zone a valle della rete: durante il giorno, le oscillazioni di pressione di breve termine raggiungono valori di  $\pm 3-4$  metri, in linea con i valori delle sollecitazioni di pressione osservate in rete al Lido di Spina durante la prima campagna di misure. La terza sezione di misura, situata sulla condotta adduttrice, sembra essere meno influenzata dall'attività degli utenti e, durante il giorno, è caratterizzata da fluttuazioni di breve termine dell'ordine di 1 metro, mostrando così una risposta di pressione meno reattiva rispetto a quelle delle sezioni situate nel centro urbano. Durante il periodo notturno, le oscillazioni di pressione di breve termine si riducono in tutte e tre le sezioni di misura e queste mostrano una risposta dinamica simile. L'analisi nel dominio della frequenza conferma la concordanza della risposta in termini di andamento nel lungo termine della pressione nelle tre sezioni e rivela valori di frequenza che per la rete sembrano essere predominanti e persistenti nel tempo. In maggior dettaglio, l'analisi nel dominio della frequenza evidenzia i periodi caratteristici del sistema, qualitativamente osservati anche nel dominio del tempo, che sembrano dipendere principalmente dalla configurazione della rete. Infatti, il periodo

caratteristico del sistema può essere osservato nelle diverse fasce orarie della giornata, indipendentemente dal consumo idrico specifico. Come mostrato per questo caso studio, il monitoraggio ad alta frequenza della pressione in un sistema di distribuzione idrica può essere un utile strumento finalizzato verificare le condizioni della rete tramite la caratterizzazione delle fluttuazioni di pressione e quindi della conseguente condizione di carico ciclico che interessa il sistema di condotte a fronte dell'attività degli utenti. A tal fine, il gestore della rete potrebbe installare in parallelo al sistema stabile di monitoraggio SCADA utilizzato per la gestione ordinaria dell'impianto un sistema di misura mobile per analisi spot finalizzato alla verifica periodica (i.e. ogni 6 mesi o una volta all'anno) dell'oscillazione della pressione all'interno della rete. Queste analisi spot possono avere una durata limitata (i.e. pochi giorni) ma devono comportare misure con acquisizione ad alta frequenza (i.e. nell'ordine delle centinaia di Hz). Lo scopo principale di questi eventi di monitoraggio è quello di verificare le condizioni della rete attraverso una diagnosi zona per zona e identificare porzioni di rete che sono più colpite dalle oscillazioni di pressione dovute all'attività degli utenti.



## *Capitolo 8*

# Modellazione di transitori indotti dall'attività dell'utenze nei sistemi idrici reali

Il Capitolo presenta un approccio stocastico per la modellazione e l'analisi dell'effetto della domanda dell'utenza nel contesto della modellazione in moto vario dei sistemi reali ove la domanda dell'utenza è l'unica forzante. Le analisi sono state eseguite con riferimento alla RDI di Gorino Ferrarese, presentata nel Capitolo 5 e il cui comportamento dinamico è analizzato nel Capitolo 7. Nelle sezioni seguenti viene descritto l'approccio applicato per la modellazione della rete in condizioni di moto vario. Vengono poi mostrati e analizzati i risultati del confronto stocastico tra i segnali di pressione forniti dal modello di simulazione a fronte di vari scenari di consumo idrico e i dati osservati.

### **8.1 Premessa**

L'approccio di modellazione e di analisi presentato nel seguito mira a riprodurre il comportamento dinamico di una RDI reale. I transitori osservati sono unicamente dovuti alle variazioni del consumo idrico. Il confronto tra i segnali di pressione simulati e sperimentali sono presentati in un quadro stocastico.

A questo proposito, vale la pena notare come nel caso in esame l'obiettivo non sia quello di caratterizzare la singola manovra che produce il transitorio, come può accadere ad esempio per un sistema di adduzione soggetto all'arresto di una pompa. Piuttosto, il fine è quello di caratterizzare il comportamento complessivo di una RDI soggetta all'attività di tutti i suoi utenti. Nel caso di RDI reali, gli utenti attivi in rete possono essere anche un numero molto consistente (nell'ordine di  $10^2 - 10^5$ ) e ciascuno di essi esegue numerose manovre di apertura e di chiusura dei dispositivi domestici. Di conseguenza, la riproduzione deterministica dei segnali di pressione dovuti alle

variazioni del consumo idrico di ogni singolo utente sarebbe alquanto irrealistica e inutile, anche tenuto conto che la perfetta tempistica di occorrenza dei singoli picchi di pressione sarebbe teoricamente riproducibile solo se fossero eseguite misure perfettamente simultanee a passo temporale molto fine di pressione e del consumo idrico di ogni utente e completamente caratterizzate le manovre degli utenti. In questo contesto, da un punto di vista ingegneristico, i valori estremi dei picchi di pressione, la frequenza principale dei segnali di pressione e, più in generale, le loro caratteristiche stocastiche forniscono informazioni molto più utili nell'ottica della gestione delle RDI.

Di conseguenza, l'approccio proposto (Figura 8.1) punta a una caratterizzazione complessiva del sistema in esame che tiene conto della natura stocastica della forzante, ovvero dei consumi idrici delle utenze, e si basa sulla generazione di diversi scenari di domanda a breve passo temporale (ad es. 1 s), a partire dal consumo idrico di singole utenze osservate a più lungo passo temporale, ad esempio di un minuto o di un'ora.

Nello specifico, facendo riferimento al caso della RDI di Gorino Ferrarese, si è considerata una domanda osservata di partenza a passo del minuto che costituiva già un caso di monitoraggio dei consumi che ad oggi può essere considerato di alto dettaglio temporale (vv Capitolo 5). Tuttavia, è importante precisare che il metodo proposto potrebbe essere applicato anche a fronte di una richiesta idrica degli utenti monitorata a più lungo passo temporale, ad esempio orario.

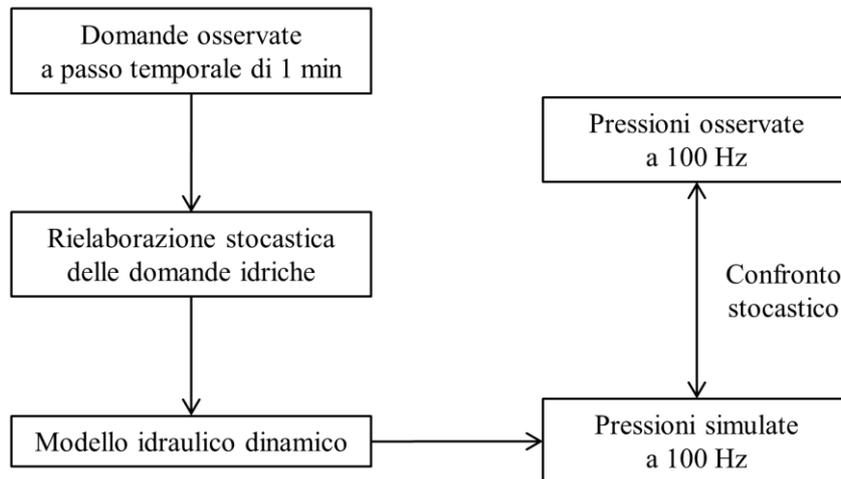
I relativi scenari di pressione dati dal modello numerico in moto vario sono stocasticamente confrontati con le pressioni misurate.

Di seguito sono dettagliati alcuni aspetti sull'applicazione del modello numerico basato sul MOC e introdotto nel Capitolo 4 e gli approcci applicati nelle simulazioni numeriche per la modellazione dei consumi idrici sono dettagliati di seguito.

## **8.2 Modellazione del regime transitorio**

Le simulazioni della rete considerata in moto vario sono condotte grazie al modello numerico basato sul MOC introdotto nel Capitolo 4. Di seguito, sono riportate alcune

precisazioni che fanno specifico riferimento all'applicazione di tale modello alla rete di Gorino Ferrarese.



**Figura 8.1** Schema a blocchi delle fasi principali dell'approccio proposto finalizzato alla modellazione e all'analisi dei transitori indotti dalla domanda idriche nella RDI considerata.

Nelle simulazioni numeriche è assunto un valore costante di celerità di propagazione delle onde di pressione,  $a$ , per le condotte in PVC (= 375 m/s) e in fibrocemento (= 900 m/s). La gamma di diametri delle tubazioni di fibrocemento e di PVC presenti nel sistema è piuttosto limitata e un'analisi di sensibilità conferma che leggere variazioni della velocità dell'onda, dovute al diverso valore del diametro e dello spessore della condotta, non producono cambiamenti significativi nei risultati numerici.

Il passo temporale  $\Delta t$  è imposto pari al passo temporale sperimentale usato durante la campagna di misure della pressione (= 0.01 s) e le condotte sono conseguentemente divise in elementi di lunghezza  $\Delta s = a\Delta t$ , rispettando la condizione  $C_r = a \frac{\Delta s}{\Delta t} = 1$ , dove  $C_r$  è il numero di Courant.

### *8.2.1 Condizioni iniziali*

I segnali di pressione acquisiti mostrano che la RDI considerata è in una sorta di moto vario perenne, a causa della continua attività degli utenti, come mostrato nel Capitolo 7. Con l'obiettivo di considerare solo i transitori dovuti a tale comportamento, è stato selezionato un intervallo di tempo in cui non si sono verificate variazioni di pressione nella sezione di ingresso. Di conseguenza, l'analisi del comportamento dinamico del sistema è stata effettuata su una finestra temporale di 10 minuti (dalle 18:00 alle 18:10 del 15 gennaio 2018, cioè il primo giorno della campagna di misura). Le condizioni iniziali in termini di pressione ai nodi e di scarico nei collegamenti sono determinate risolvendo la rete con l'algoritmo del Gradiente Globale (Todini e Pilati 1988), sotto le ipotesi di condizioni stazionarie. La simulazione numerica è iniziata 120 s prima dell'inizio della finestra temporale (cioè, alle 17:58) al fine di smussare le inevitabili piccole oscillazioni di pressione precedenti alla finestra di simulazione. Tale durata è compatibile con il tempo caratteristico del sistema.

### *8.2.2 Condizioni al contorno*

Le condizioni limite sono state fissate all'uscita della stazione di pompaggio (cioè in P0, vv Figura 5.5), in termini di altezza piezometrica, e in corrispondenza degli utenti, in termini di flusso in uscita dal nodo. In maggior dettaglio, in accordo con il valore misurato in P0 durante la finestra temporale considerata, è assunto  $h_{P0} = 31.5$  m; il corrispondente valore di portata,  $Q_{P0}$ , è ottenuto dall'Eq. (10).

Come già menzionato, la stazione di pompaggio alimenta due DMA: quello di Goro e quello di Gorino Ferrarese. Le reti di entrambi i DMA sono state considerate all'interno del modello di simulazione idraulica. Per quanto riguarda i consumi idrici nodali, mentre a Gorino Ferrarese erano noti i consumi di ogni utente afferente a ciascun nodo acquisiti mediante la campagna di misure descritta nel Capitolo 5, non erano invece disponibili le serie temporali di consumo idrico effettivo in ogni nodo di Goro. I consumi idrici di ciascun nodo di Goro sono stati quindi imposti a passo temporale di 1 secondo dividendo il volume in ingresso a Goro, calcolato come differenza tra la portata erogata dalla stazione di pompaggio e la portata all'ingresso di Gorino

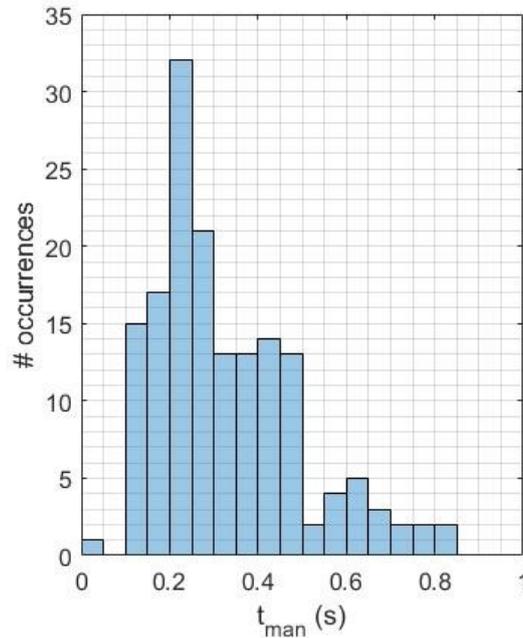
Ferrarese, proporzionalmente ai volumi medi annui di fatturazione degli utenti afferenti a ciascun nodo di Goro. Questo approccio, anche se abbastanza pragmatico, fornisce solo un'approssimazione delle serie temporali di consumo idrico effettivo di ciascun nodo di Goro ma è da notare che il comportamento delle utenze di Goro non impatta significativamente Gorino Ferrarese, come dimostrato sperimentalmente nel Capitolo 7 attraverso un'analisi di correlazione dei segnali di pressione osservati in campo e verificato numericamente tramite simulazione idraulica. Ciò è dovuto alla configurazione del sistema considerato dove i due DMA sono collegati da una tubazione in PVC molto lunga (con lunghezza maggiore di 4 km).

Il comportamento dell'utente di Gorino Ferrarese ai nodi del modello è stato simulato come un flusso che varia nel tempo, secondo una sorta di approccio *demand-driven*. Tale ipotesi è corroborata dal fatto che, durante la campagna di misura, i valori di pressione sono risultati compatibili con le richieste dell'utenza (vedi Capitolo 6).

Inoltre, con riferimento alla modellazione della variazione del consumo idrico, è assunto che esso vari linearmente nel tempo con un tempo di manovra,  $t_{man}$ , sia in fase di apertura che di chiusura. In particolare, sono considerate le due situazioni seguenti. Nel primo scenario, assunto di riferimento, è considerata una manovra quasi istantanea con una durata  $t_{man} = 2\Delta t = 0.02$  s (d'ora in avanti,  $t_0$ ). Nel secondo scenario, è assunto un tempo di manovra di alcune frazioni di secondo in un intervallo tra 0.2 s e 0.5 s (d'ora in avanti,  $t_{rand}$ ).

Al fine di stimare i tempi di manovra  $t_{man}$  per i dispositivi sanitari, sono stati condotti alcuni test preliminari nel Laboratorio di Idraulica dell'Università di Ferrara. In particolare, diversi operatori hanno effettuato una serie di manovre di apertura e chiusura su apparecchi sanitari tipici (miscelatore, rubinetto a manopola). I risultati dei test in termini di istogrammi del tempo di manovra di più di 100 manovre sono riportati in Figura 8.2.

Nell'Eq. (15), in accordo con la perdita media del sistema e del regime di pressioni in condizioni stazionarie fornite per la stessa rete in Marzola et al. (2021), il coefficiente dell'*emitter*,  $C$ , è assunto pari a 0.001848.



**Figura 8.2** Istogramma dei tempi di manovra stimati tramite test effettuati nel Laboratorio di Idraulica dell'Università di Ferrara.

### 8.3 Scenari di consumo idrico

Le variazioni del consumo idrico sono state considerate come forzante che genera transitori nella RDI a partire dai dati di consumo idrico osservati in corrispondenza di ogni *smart meter*. A tal proposito, ha senso considerare il consumo aggregato come osservato al contatore, indipendentemente dalla singola persona della famiglia che usa l'acqua. Ogni *smart meter* installato è stato georeferenziato nella RDI. Sulla base di questa informazione, da un punto di vista spaziale, i consumi idrici sono stati allocati alla giunzione del modello idraulico più vicina, come mostrato in Walski et al. (2003) con riferimento alle condizioni stazionarie. Tale assunzione è stata estesa ai transitori, avendo presente che questo implica uno spostamento medio delle connessioni alle utenze di ca. 50 m, valore compatibile con la durata effettiva delle manovre degli utenti (Meniconi et al. 2021b).

Considerando la risoluzione temporale, sia  $\theta$  il passo temporale a cui sono disponibili i volumi a livello di singolo utente. Nel caso specifico considerato, grazie alla

campagna di misure condotte descritta nel Capitolo 7,  $\Theta$  è pari a 1 minuto. Se non sono assunte ipotesi sulla dinamica del consumo idrico all'interno del passo temporale  $\Theta$ , nel modello in moto vario può essere assunto una portata,  $q$ , costante lungo  $\Theta$  (da qui in avanti definita come approccio di modellazione della domanda uniforme, UNIF).

Al contrario al fine di cogliere la reale dinamica delle variazioni di consumo idrico che sono caratterizzate su scale temporali più brevi (Edwards and Collins 2014), può essere assunto un modello di domanda impulsiva più realistica, ma tale per cui il volume totale fornito ad ogni utente in ogni  $\Theta$  sia mantenuto. approccio di modellazione della domanda variabile, VAR) è finalizzato a rappresentare portate consistenti con i tipici consumi degli apparecchi idrico-sanitari. Per fini pratici, dato che serie storiche con passo temporale più breve  $\vartheta$  (e.g.,  $\vartheta = 1$  s) non erano disponibili per il caso studio specifico, esse sono state generate sinteticamente, come discusso di seguito.

A titolo di esempio, la Tabella 8.1 riporta il consumo idrico osservato di un utente in termini di volume erogato  $U(L)$  al minuto per una finestra temporale di 10 minuti. Per ogni utente, le misurazioni della domanda d'acqua portano all'identificazione di una serie di celle di domanda definite come intervalli di consumo continuo non nullo e di seguito denominate  $DC$  (celle di domanda).

**Tabella 8.1** Esempio di dati di consumo idrico per un nodo della rete in termini di volume erogato  $U(L)$  al minuto osservati in una finestra temporale di 10 minuti. Si riconoscono 3  $DC$  (celle di domanda) con durata di 1, 3 e 2 min rispettivamente.

Tempo, $t$ (min)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Volume, $U(L)$	1	0	0	1	3	1	0	0	2	3

In particolare, in Figura 5.2 sono identificabili tre  $DC$  con durata di 1, 3 e 2 minuti rispettivamente. È importante specificare che le celle di domanda non coincidono necessariamente con un singolo utilizzo di acqua ma possono essere generate da un certo numero di utilizzi occorsi prima o durante  $\Theta$ . Con riferimento alla rete di Gorino Ferrarese, considerando l'intera finestra temporale di misurazioni e tutti gli utenti, sono stati osservati  $N_{obs} = 22024$   $DC$  caratterizzati da una durata variabile tra un

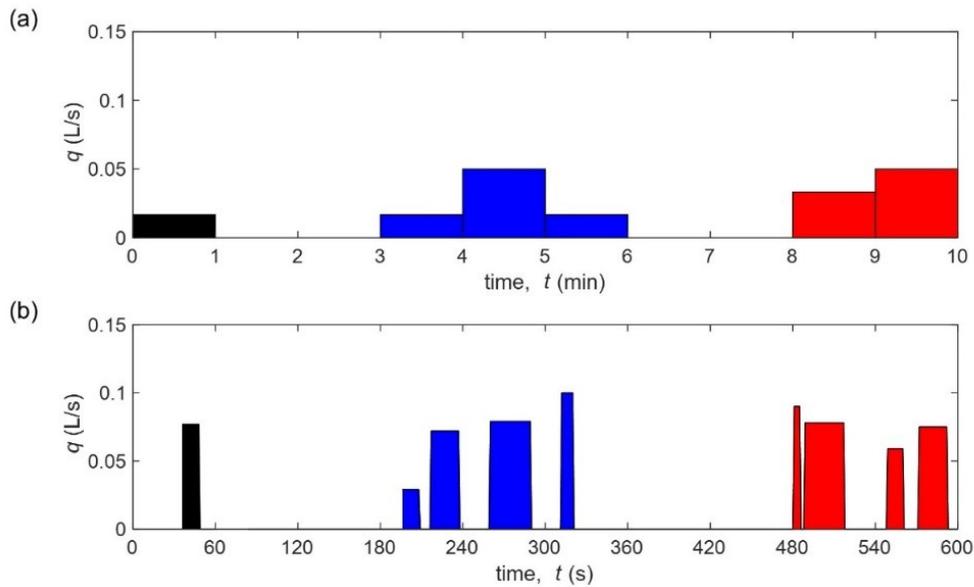
minimo di 1 minuto e un massimo di 58 minuti e portate variabili tra 1 L/min e 31 L/min.

La Figura 8.3a mostra la serie temporale di consumo idrico se è applicato l'approccio UNIF. Per ogni DC considerato, sono riportate in Tabella 8.1 l'istante iniziale e finale del consumo idrico ( $t_{inf}$  e  $t_{sup}$ , rispettivamente), il flusso in uscita,  $q$ , e il volume totale erogato,  $U$ . Come si può osservare, una tale caratterizzazione temporale della domanda porta a supporre portate molto limitate (e.g., per  $U = 1$  L/min, risulta  $q = 0.017$  L/s) non molto realistiche considerando che un singolo rubinetto eroga normalmente 0.1 - 0.2 L/s (Blokker et al. 2010b).

Considerando il secondo approccio, vale la pena notare che in letteratura sono stati proposti diversi metodi per modellare i consumi idrici degli utenti su scala temporale fine attraverso la generazione di serie sintetiche (e.g. Buchberger and Wu 1995; Alvisi et al. 2003; Blokker et al. 2010b; Alvisi et al., 2016; Creaco et al. 2017b). Questi approcci ben riproducono le principali statistiche delle serie di consumo idrico osservate nella finestra temporale considerata ma non garantiscono che i volumi totali forniti per ogni utente in ogni  $\Theta = 1$  min siano approssimativamente mantenuti.

Recentemente, Creaco et al. (2020) hanno proposto una procedura per la generazione di serie di consumo idrico a passi temporali molto brevi (e.g.  $\vartheta = 1$  s) mantenendo i volumi consumati in ogni passo temporale pari a 1 ora in quel caso. La procedura si basa sulla generazione sintetica di impulsi con durata e intensità realistiche e la loro somma fino al volume previsto in ogni ora.

In questo lavoro, per garantire la generazione di serie sintetiche a passo temporale molto breve  $\vartheta = 1$  s con caratteristiche il più possibile simili a quelle reali, mantenendo approssimativamente i volumi consumati in ogni passo temporale  $\Theta = 1$  min e considerando anche l'effetto del filtraggio dovuto agli smart meter utilizzati in campo per raccogliere i dati, è stata applicata la seguente procedura, basata sull'utilizzo di serie storiche di consumo idrico residenziale campionate con un passo temporale più breve  $\vartheta$  anche se in un altro sito.



**Figura 8.3** Andamento temporale del consumo idrico modellato con riferimento ad un nodo della rete partendo dai dati osservati riportati in Tabella 8.1 corrispondenti a (a) la serie unica derivante dall'imposizione dell'approccio di domanda UNIF e (b) una delle  $n$  rielaborazioni derivante dall'imposizione dell'approccio di domanda VAR. Le caratteristiche dei singoli impulsi di ogni DC da ciascun approccio applicato in termini di istante iniziale e finale, intensità e volume erogato totale sono riportate in Tabella 8.2 e Tabella 8.3.

**Tabella 8.2** Istanti iniziali e finali,  $t_{inf}$  e  $t_{sup}$  rispettivamente, portata  $q$  (L/s) e volume erogato totale  $U$  (L) caratterizzante ogni impulso di ogni DC della serie di domanda riportata in Figura 8.3a.

DC	Impulso	$t_{inf}$ (s)	$t_{sup}$ (s)	$q$ (L/s)	$U$ (L)
1	1	0	59	0.0167	1
2	2	180	239	0.0167	1
2	3	240	299	0.0500	3
2	4	300	359	0.0167	1
3	5	480	539	0.0333	2
3	6	540	599	0.0500	3

Vale la pena notare che le principali differenze tra l'approccio proposto qui e in Creaco et al. (2020) consistono (i) nell'uso di serie di consumo idrico osservato piuttosto che generato; (ii) nel filtraggio utilizzando una logica simile a quella dei contatori intelligenti utilizzati sul campo per raccogliere i dati che rendono possibile che un volume assegnato a un dato minuto potrebbe essere stato generato da consumi di diversa intensità e durata iniziati oltre ma anche prima di quel dato minuto.

Una serie temporale di consumo idrico osservata in un sito generico in uno o più punti d'utenza su un periodo più o meno lungo con un passo temporale  $\vartheta$  è di seguito indicata come serie di riferimento (*ref*). Tale serie temporale è filtrata in accordo alla logica degli *smart meter* di Gorino Ferrarese, con un passo temporale di campionamento  $\Theta = 1$  min. Questa operazione porta all'identificazione di una serie di celle di domanda  $DC_{ref,\Theta}^j$  con  $j = 1, 2, \dots, N_{ref}$  e  $N_{ref}$  il numero totale di celle di domanda ottenute dal filtraggio della serie di riferimento. Ovviamente, è possibile associare ad ogni  $DC_{ref,\Theta}^j$  la corrispondente serie con passo temporale  $\vartheta$  che l'ha generata, i.e.  $DC_{ref,\vartheta}^j$ .

Per ognuna delle  $N_{obs}$   $DC_{obs,\Theta}^i$ , i.e. per ogni cella di consumo osservata nel caso studio, sono ricercate le  $n$  più simili celle di domanda (i.e. caratterizzate da una durata e volume simile) nel set di  $N_{ref}$  celle di riferimento. In maggior dettaglio, la somiglianza tra una generica  $DC_{obs,\Theta}^i$  e una  $DC_{ref,\Theta}^j$  è valutata sulla base della somma delle deviazioni per ogni  $\Theta$  componente la  $DC_{obs,\Theta}^i$  tra il volume della  $DC_{obs,\Theta}^i$  e della  $DC_{ref,\Theta}^j$  in quel  $\Theta$ . Così, una delle più simili tra le  $n$   $DC_{ref,\Theta}^j$  è associata con ognuna delle  $DC_{obs,\Theta}^i$  osservate e conseguentemente è identificata la corrispondente  $DC_{ref,\vartheta}^j$ . Quindi, tramite la sostituzione della  $DC_{obs,\Theta}^i$  con la  $DC_{ref,\vartheta}^j$ , è ottenuta una serie temporale del consumo idrico con passo  $\vartheta$  caratterizzata per ogni  $\Theta$  assumendo volumi erogati molto simili a quelli osservati in campo.

Questa operazione è ripetuta  $n$  volte, ogni volta considerando una differente cella della  $n$  celle simili selezionate, risultanti in  $n$  differenti serie temporali sintetiche con passo temporale  $\vartheta$  che forniscono, per ogni  $\Theta$ , volumi erogati simili a quelli osservati in

campo. Questa caratterizzazione della domanda è d'ora in avanti definita variabile (VAR).

In questo studio,  $n$  è stato posto pari a 100 e le serie di consumo idrico presentate nello studio di Buchberger et al. (2003) sono utilizzate come serie di riferimento. In effetti, queste sono serie di consumo idrico risultanti dal monitoraggio di 21 abitazioni monofamiliari a Milford (Ohio) a passo temporale  $\vartheta = 1$  s per un periodo di 31 giorni, per un totale di 937,440 minuti di misurazioni. Queste serie di riferimento sono state filtrate in accordo con la logica degli *smart meter* installati a Gorino Ferrarese. Sono di conseguenza ottenute  $N_{ref} = 24,152$  celle di domanda  $DC_{ref,\Theta}$  con durate variabili tra 1 e 62 minuti e volumi erogati in ogni  $\Theta = 1$  min tra 1 L e 30 L.

Vale la pena notare che le caratteristiche delle serie di consumo idrico di Milford (Ohio) in termini di durata e volume scaricato al minuto sono in linea con quelle di Gorino Ferrarese. Inoltre, anche se Milford e Gorino Ferrarese potrebbero essere contesti molto diversi in termini di caratteristiche economiche e sociali, e di conseguenza il comportamento degli utenti e il pattern di domanda giornaliera, l'approccio utilizzato non trasferisce l'intera serie temporale registrata a Milford a Gorino Ferrarese. Al contrario, solo il pattern di domanda su ogni cella di domanda è trasferito, e il volume registrato con passo  $\Theta$  disaggregato temporalmente in impulsi realistici a passo  $\vartheta$ .

In altre parole, si utilizzano i singoli impulsi osservati a Milford e ciò è ragionevole dato che questi, dovuti ad esempio all'uso di rubinetti, docce o WC, presentano caratteristiche simili in termini di intensità e durata, indipendentemente dal fatto che l'apparecchio sanitario si trovi a Milford o a Gorino Ferrarese.

Con riferimento ai dati di consumo idrico osservati (Tabella 8.1), la Figura 8.3b mostra un possibile esempio di serie generate con il metodo sopra descritto e le corrispondenti caratteristiche dettagliate sono riportate nella Tabella 8.3.

Vale la pena notare che, le portate risultanti,  $q$ , sono più coerenti con le portate che tipicamente sono erogate dagli apparecchi sanitari.

Le simulazioni numeriche del comportamento dinamico del sistema sono state realizzate combinando i due diversi approcci di modellazione temporale del consumo e i due valori di  $t_{man}$  considerati.

**Tabella 8.3** Istanti iniziali e finali,  $t_{inf}$  e  $t_{sup}$  rispettivamente, portata  $q$  (L/s) e volume erogato totale  $U$  (L) caratterizzante ogni impulso di ogni  $DC$  della serie di domanda riportata in Figura 8.3b.

$DC$	Impulso	$t_{inf}$ (s)	$t_{sup}$ (s)	$q$ (L/s)	$U$ (L)
1	1	36	48	0.0770	1
2	2	196	208	0.0290	0.38
2	3	217	237	0.0719	1.51
2	4	260	287	0.0790	2.21
2	5	312	320	0.1000	0.90
3	6	481	485	0.0902	0.45
3	7	489	517	0.0780	2.26
3	8	549	560	0.0590	0.71
3	9	572	592	0.0750	1.58

In particolare, sono state considerate le seguenti combinazioni di modellazione della domanda:

- (i) 1 scenario con l'unica domanda UNIF e  $t_0$ ;
- (ii)  $n_s$  scenari con l'unica domanda UNIF e  $t_{rand}$ ;
- (iii)  $n_s$  scenari ognuno dei quali coincide con una delle  $n$  serie temporali di domanda VAR con  $t_0$  come tempo di manovra;
- (iv)  $n_s$  scenari ognuno dei quali coincide con una delle  $n$  serie temporali di domanda VAR con  $t_{rand}$  come tempo di manovra.

Il numero di scenari  $n_s$  è stato imposto pari a  $n$ , i.e. 100. I risultati in termini di confronto stocastico tra i dati di pressione osservati e simulati sono presentati e discussi nella sezione seguente.

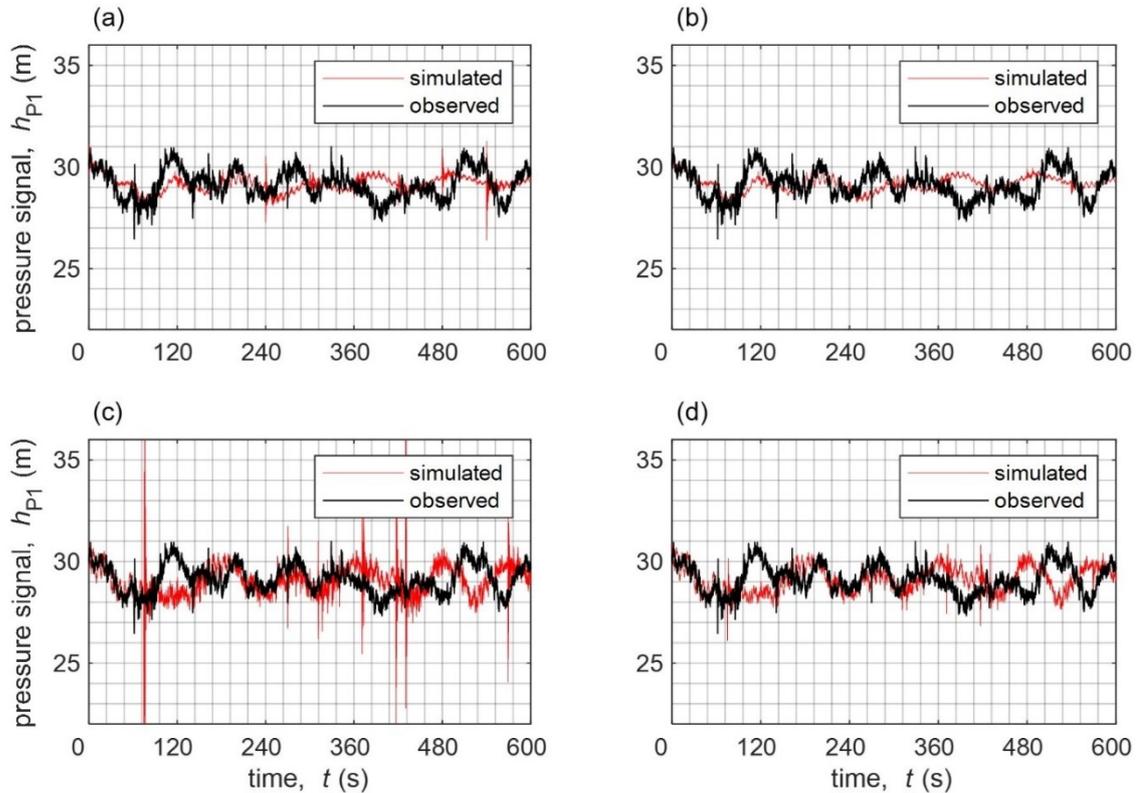
#### 8.4 Analisi e discussione dei risultati

Per brevità, di seguito vengono discussi solo i segnali di pressione osservati e simulati nella sezione di misurazione P1. Per analizzare i risultati da un punto di vista stocastico, sono riportate in Tabella 8.4 le principali statistiche dei dati di pressione osservati e simulati. Più in dettaglio, media, varianza e valori minimi e massimi sono stati valutati per i segnali di pressione osservati e simulati con la domanda UNIF e  $t_0$ .

Gli indicatori statistici per il segnale di pressione simulato ottenuto considerando la domanda UNIF e  $t_{rand}$ , la domanda VAR demand e  $t_0$  o  $t_{rand}$  sono valutati come valori medi delle corrispondenti statistiche degli  $n_s$  segnali di pressione simulati per ogni approccio di modellazione. Gli andamenti temporali dei segnali di pressione simulati su cui vengono valutati gli indicatori statistici precedentemente menzionati, ottenuti considerando la domanda UNIF e  $t_0$  e uno dei possibili scenari generati assumendo la domanda UNIF e  $t_{rand}$ , la domanda VAR e  $t_0$  e la domanda VAR e  $t_{rand}$  sono riportati a titolo di esempio nella Figura 8.4a, b, c e d, rispettivamente, insieme al segnale di pressione osservato.

La Figura 8.4 mostra che tutti gli approcci permettono di cogliere il valore medio del segnale di pressione osservato (= 29.14 m). Ciò è confermato dai segnali di pressione riportati in Figura 8.4. Tuttavia, l'approccio con domanda UNIF determina una varianza,  $\sigma^2$ , dei segnali di pressione significativamente inferiore rispetto a quella del segnale osservato (= 0.48 m<sup>2</sup>), sia per  $t_0$  che  $t_{rand}$  ( $\sigma^2 = 0.14$  m<sup>2</sup>, and  $\sigma^2 = 0.13$  m<sup>2</sup>, rispettivamente). Al contrario, la varianza è più simile a quella osservata se si considera l'approccio della domanda VAR ( $\sigma^2 = 0.56$  m<sup>2</sup> per  $t_0$  e  $\sigma^2 = 0.45$  m<sup>2</sup> per  $t_{rand}$ ). Questo è confermato nuovamente dai segnali di pressione in Figura 8.4: la domanda costante lungo  $\Theta$  dell'approccio UNIF riduce l'ampiezza dei picchi di pressione (Figura 8.4a and b), mentre l'approccio VAR permette di enfatizzare le variazioni di pressione (Figura 8.4c and d). Tuttavia, considerando l'approccio VAR, il tempo di

manovra  $t_0$  causa picchi di pressione simulati irrealistici, come mostrato anche in Figura 8.4.



**Figura 8.4** Segnali di pressione osservato e simulati in P1 considerando (a) domanda UNIF e  $t_0$  e uno scenario, fornito a titolo di esempio, ottenuto assumendo (b) domanda UNIF e  $t_{rand}$ , (c) domanda VAR e  $t_0$  e (d) domanda VAR e  $t_{rand}$ .

Questi picchi sono causati da alcune, non molto frequenti, variazioni di domanda significative e da un punto di vista teorico sono coerenti con l'equazione di Allievi-Joukowsky se si assume una manovra quasi istantanea. In maggior dettaglio, i valori medi di  $min$  e  $max$  (= 21.65 m, and 37.11 m, rispettivamente) differiscono significativamente da quelli osservati (= 26.46 m, and 31.00 m, rispettivamente). Invece, quando si considera  $t_{rand}$ , i picchi si riducono coerentemente all'osservato e la prestazione dell'approccio VAR risulta migliore ( $min = 26.43$  m and  $max = 31.44$ ), come mostrato anche in Figura 8.4d.

**Tabella 8.4** Media ( $\mu$ ), varianza ( $\sigma^2$ ) e valore minimo (*min*) e massimo (*max*) del segnale di pressione osservato in campo e simulato assumendo i diversi approcci di modellazione della domanda. Per gli approcci di modellazione che coinvolgono la generazione di  $n_s$  scenari di domanda (i.e. UNIF,  $t_{rand}$ , VAR,  $t_0$  e VAR,  $t_{rand}$ ) sono mostrati i valori medi della statistica corrispondente valutati sugli  $n_s$  scenari di pressione simulati.

	Osservata	UNIF, $t_0$	UNIF, $t_{rand}$	VAR, $t_0$	VAR, $t_{rand}$
$\mu$ (m)	29.14	29.17	29.17	29.07	29.11
$\sigma^2$ (m <sup>2</sup> )	0.48	0.14	0.13	0.56	0.45
<i>min</i> (m)	26.46	26.40	28.17	21.65	26.43
<i>max</i> (m)	31.00	31.27	30.48	37.11	31.44

Al fine di validare la prestazione dei quattro approcci di modellazione della domanda, la distribuzione di frequenza del segnale osservato è comparata con i risultati delle simulazioni numeriche. Da un punto di vista operativo, è determinata la distribuzione cumulata (*cumulative distribution*, CD) del segnale di pressione osservato e di quello simulato applicando la domanda UNIF e  $t_0$ .

Considerando che gli altri tre approcci (domanda UNIF e  $t_{rand}$ , domanda VAR e  $t_0$ , e domanda VAR e  $t_{rand}$ ) producono  $n_s$  segnali di pressione simulati e quindi  $n_s$  CD, è stata valutata la corrispondente CD media. In particolare, è calcolata la media dei valori delle  $n_s$  CD a parità di percentile, considerando un percentile alla volta da 0.1 to 0.9 con passo di 0.1 (Figura 8.5a). Il comportamento del segnale di pressione simulato con l'approccio di domanda UNIF, sia per  $t_0$  che  $t_{rand}$ , in termini di CD risulta diverso rispetto a quello del dato osservato. In particolare, le due curve ottenute con  $t_0$  e  $t_{rand}$  sono quasi coincidenti poiché le differenze sono principalmente legate a pochi valori estremi che non hanno un impatto significativo sull'intera forma delle CD. Infatti, entrambe le CD ottenute con la domanda UNIF tendono ad essere molto concentrate attorno al valore medio dei dati di pressione e mostrano meno dispersione rispetto alla CD dei dati di pressione osservati.

L'assunzione della domanda VAR, al contrario, porta a CD medie del segnale di pressione simulato più simili a quella osservate. Inoltre, sono riportate in Figura 8.5 (linee grigie) le CD di ognuno degli  $n_s$  segnali di pressione simulati con la domanda VAR e  $t_{rand}$ . Come può essere osservato, queste  $n_s$  CD creano una sorta di banda

attorno alla corrispondente CD media ed è interessante notare come la CD del segnale di pressione osservato (la linea nera in Figura 8.5) cade all'interno di questa banda.

Al fine di valutare quantitativamente l'abilità del modello di riprodurre il dato osservato, è applicato anche il test di Kolmogorov-Smirnov e il test è risultato positivo con un livello di significatività del 5% per gli scenari di domanda VAR mentre il test è risultato negativo per gli scenari di domanda UNIF. Considerando quanto detto finora, l'approccio che considera le domande stocastiche VAR e  $t_{rand}$  risulta nel complesso il più efficace nel catturare le caratteristiche statistiche del processo stocastico a cui appartiene il segnale di pressione osservato e nel riprodurre il comportamento dinamico della rete.

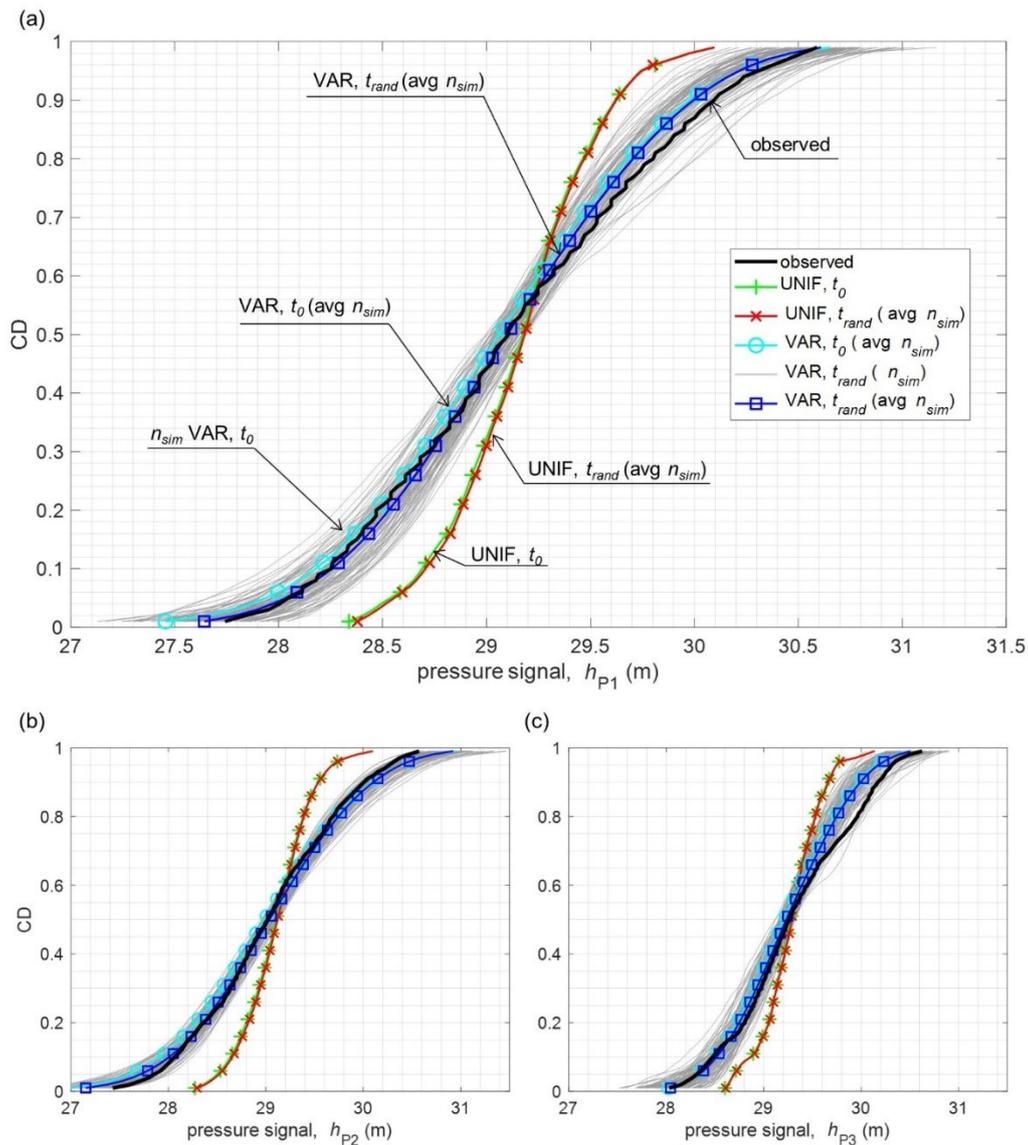
Considerazioni simili valgono per le CD dei segnali di pressione simulati e quelli sperimentali acquisiti alle sezioni P2 e P3 (riportati nelle Figura 8.5b e c, rispettivamente, per completezza).

In sintesi, i risultati mostrano che una rielaborazione stocastica realistica dei dati di consumo ad un passo temporale più fine e l'assunzione dei tempi di manovra  $t_{man}$  con valori ragionevolmente nell'ordine di una frazione di secondo permette di riprodurre stocasticamente il comportamento del sistema.

I risultati discussi nella Figura 8.5 riguardano le prestazioni statistiche dei modelli numerici. Tuttavia, in condizioni transitorie la frequenza delle variazioni di pressione gioca un ruolo importante. Per questo motivo, i segnali di pressione osservati e simulati ottenuti dall'approccio con le migliori prestazioni (cioè, richieste VAR e  $t_{rand}$ ) sono stati analizzati nel dominio della frequenza.

Con questo scopo, è stata valutata la *Fast Fourier Transform* (FFT), implementata in MATLAB, dei segnali di pressione simulati. Sulla base dell'analisi dei segnali di pressione osservati riportata nel Capitolo 6, è stato fissato un valore di soglia dell'ampiezza della FFT pari a 0.1.

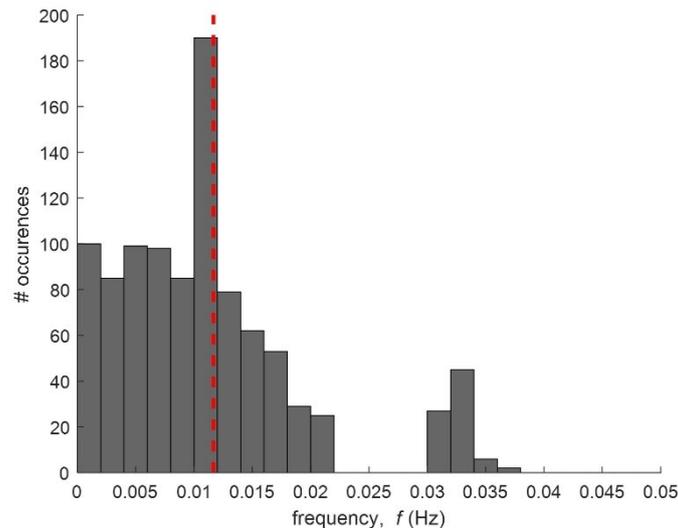
Infatti, tale valore è rappresentativo della dinamica del sistema, con le frequenze principali ben catturate.



**Figura 8.5** Distribuzione cumulativa (CD) in (a) P1, (b) P2 e (c) P3. Osservato (linea nera) vs. simulato: domanda UNIF e  $t_0$  (linea verde), domanda UNIF e  $t_{rand}$  (linea rossa, CD media degli  $n_s$  segnali di pressione simulati), domanda VAR e  $t_{rand}$  (linea ciano, CD media) e domanda VAR e  $t_0$  (linea blu, CD media). Sono altresì riportate le CD degli  $n_s$  segnali di pressione simulati con l'approccio della domanda VAR e  $t_{rand}$  (linee grigie).

Di conseguenza, l'istogramma, riportato in Figura 8.6, riguarda i valori di frequenza con un'ampiezza maggiore di 0.1. Esso evidenzia una frequenza predominante intorno a 0.01 Hz. Tale frequenza, che corrisponde a un periodo di tempo di circa 80 - 100 s, caratterizza lo spettro di tutti i segnali di pressione osservati (come riferimento, la linea

rossa tratteggiata in Figura 8.6 mostra la frequenza predominante del segnale di pressione osservato dalle 18:00 alle 18:10) e riflette le caratteristiche topologiche e meccaniche della rete.



**Figura 8.6** Istogramma dei dati di frequenza delle ampiezze significative (i.e. maggiori di 0.1) ottenuti a partire dagli  $n_s$  segnali di pressione simulati in P1 con la domanda VAR e  $t_{rand}$ . La linea rossa tratteggiata indica la frequenza predominante nel segnale di pressione osservato.

Questo risultato conferma anche nel dominio della frequenza le buone prestazioni della domanda VAR e dell'approccio  $t_{rand}$  che cattura in modo efficace i valori di frequenza predominanti delle variazioni a lungo termine osservate nel campo.

## 8.5 Conclusioni

In questo Capitolo, è stato proposto un approccio innovativo per l'analisi della risposta dinamica di una rete di distribuzione idrica reale indotta dalle variazioni del consumo idrico degli utenti. Tale approccio si basa sulle misure in campo della pressione e del consumo idrico degli utenti eseguite con riferimento alla rete idrica di Gorino Ferrarese e sui risultati della modellazione numerica per la simulazione dei sistemi di condotte in moto vario tramite il modello numerico introdotto nel Capitolo 4. Il confronto tra i

segnali di pressione numerici e sperimentali è presentato in un quadro stocastico e sono ricavate utili indicazioni dalle principali statistiche (i.e., media, varianza e valori minimi e massimi) che caratterizzano i segnali. Le analisi fornite mostrano che una rielaborazione stocastica (realistica, ma casuale) della domanda osservata a passo di 1 minuto per ogni utente permette di ottenere segnali di pressione simulati che riproducono efficacemente, da un punto di vista stocastico, sia il comportamento in frequenza che la distribuzione cumulativa di quella osservata, superando il test di Kolmogorov-Smirnov con livello di significatività del 5%. Inoltre, per cogliere l'ampiezza dei picchi, i tempi di manovra  $t_{man}$  degli apparecchi sanitari devono avere valori realistici dell'ordine di una frazione di secondo, escludendo così le manovre istantanee. Poter ottenere una caratterizzazione realistica dell'andamento delle pressioni in rete e poter individuare efficacemente le sezioni più sollecitate dalle fluttuazioni di pressione sono tra le finalità dell'approccio.

## *Capitolo 9*

Valutazione di indicatori per la  
caratterizzazione degli effetti della  
connettività di una RDI sul suo  
comportamento dinamico



Nel seguente Capitolo è investigata la relazione tra alcune metriche di connettività e il comportamento di RDI in moto vario soggette all'attività dell'utenza al fine di comprendere se tali metriche possano riflettere il comportamento dinamico dei sistemi e fornire un supporto nella comprensione macroscopica dei sistemi in fase di progettazione e gestione. In maggior dettaglio, attraverso il modello basato sul MOC presentato nel Capitolo 4, è simulato il comportamento dinamico di una RDI reale a fronte dell'attività dell'utenza. La risposta dinamica delle reti, definita sulla base del range di pressioni a cui il sistema è sottoposto, è poi correlata con cinque metriche di connettività.

## **9.1 Premessa**

Le RDI assolvono al fondamentale compito di fornire acqua alle utenze e a tal fine sono normalmente progettate e realizzate ricorrendo a strutture topologiche, ovvero di connettività delle condotte e dei nodi, che rappresentino il giusto compromesso tra maglie e ramificazioni. Questo al fine di garantire un bilanciamento tra l'affidabilità della rete, sia dal punto di vista idraulico che dal punto di vista meccanico, e il costo della sua realizzazione (Xu et al., 1999; Farmani et al., 2005a).

Il risultato della progettazione dei sistemi idrici è generalmente una struttura complessa. Proprio la complessità delle RDI reali è stata alla base dello sviluppo di una serie di studi scientifici che hanno portato alla investigazione e all'applicazione anche alle RDI di approcci originariamente sviluppati nell'ambito della teoria dei grafi finalizzati a ricavare indicazioni dal funzionamento idraulico ad aspetti legati alla qualità dell'acqua (e.g. Torres et al., 2016; Yazdani & Jeffrey, 2012a).

Oggigiorno, tuttavia, accanto agli aspetti connessi all'affidabilità della rete, sono emersi altri aspetti di interesse, quali l'osservabilità e controllabilità delle reti o il

rispetto di determinate condizioni di funzionamento, come ad esempio delle velocità medie e minime in rete tali da garantire una sufficiente qualità dell'acqua.

Con riferimento al primo aspetto, i sistemi magliati si sono rivelati meno controllabili dal punto di vista gestionale e negli ultimi anni è emersa una tendenza alla riduzione dell'interconnessione delle reti tramite, ad esempio, tecniche di distrettualizzazione. La distrettualizzazione consiste nel suddividere un sistema magliato in porzioni di reti o distretti, che ancorché interconnessi al loro interno, risultano collegati in un numero limitato di punti mentre tutti rimanenti punti di interconnessione vengono chiusi mediante valvole di sezionamento. La chiusura di tali valvole di sezionamento determina un'alterazione della struttura topologica della rete e una riduzione e del livello di magliatura del sistema considerato. È importante sottolineare come le procedure per l'identificazione della struttura ottimale di distrettualizzazione molto spesso si basano su algoritmi di ottimizzazione che richiedono la risoluzione di un numero molto significativo di configurazioni di connettività (e.g. Hajebi et al., 2016; Zhang et al., 2017).

Con riferimento al secondo aspetto, è importante rimarcare come la presenza di strutture delle reti fortemente interconnesse determina tipicamente una riduzione della velocità media dell'acqua in rete con conseguente (i) invecchiamento dell'acqua prima che questa venga consegnata all'utenza, con tutto quello che questo può comportare da un punto di vista qualitativo come ad esempio la riduzione del cloro residuo libero o la formazione di sottoprodotti della clorazione, e (ii) non raggiungimento della *self-cleaning velocity* giornaliera che garantisce uno stato accettabile di pulizia delle condotte (Blokker et al., 2016). Anche con riferimento a questa problematica, in letteratura sono stati sviluppati diversi approcci volti a identificare gli interventi ottimali sulla struttura topologica della rete basati, ad esempio, sulla chiusura di determinate valvole di sezionamento e sulla riduzione del livello di interconnessione della rete stessa al fine di garantire condizioni ottimali di velocità dell'acqua in rete (Brentan et al., 2021; Marquez Calvo et al., 2018; Quintiliani et al., 2019). Di nuovo, l'identificazione del set ottimale di valvole da sezionare è spesso affidata ad algoritmi di ottimizzazione che devono valutare un numero molto significativo di soluzioni.

In sintesi, che si tratti di interventi volti a definire delle sottozone più facilmente monitorabili e controllabili o a ricercare un miglioramento della qualità dell'acqua intervenendo sulle velocità in rete, l'intervento di chiusura di valvole di sezionamento presenti in rete produce un'alterazione della struttura topologica della stessa e ne riduce il livello di interconnessione.

Le valutazioni finora riprese sono normalmente sviluppate da studi che hanno affrontato questi problemi assumendo condizioni di moto stazionario. Come richiamato nei precedenti Capitoli, in realtà le reti di distribuzione idrica raggiungono raramente uno stato stazionario e sono soggette a transitori primari e secondari. In questo contesto, diversi studi hanno evidenziato come la risposta del sistema, ovvero della RDI, a tali forzanti dipende dalle caratteristiche del sistema stesso e in particolar modo dalla struttura topologica, intesa come connettività della rete, oltre che dalle caratteristiche delle condotte, diametri, materiali, celerità. Con specifico riferimento alla struttura topologica (intesa come grafo della rete) è quindi importante osservare che interventi di modifica della struttura tramite la chiusura di valvole di sezionamento quali quelli precedentemente menzionati, possono determinare anche una mutazione della risposta del sistema stesso da un punto di vista dinamico ovvero dei transitori che si generano e propagano in rete.

Dal punto di vista operativo, una valutazione del comportamento dinamico di una rete complessa a fronte di un'assegnata struttura topologica e di forzanti quali possono essere i consumi idrici delle utenze può essere fatta mediante simulazione in moto vario utilizzando opportuni approcci quali ad esempio il MOC. Tuttavia, tale approccio per RDI reali complesse può essere estremamente oneroso dal punto di vista computazionale, soprattutto nel momento in cui tali valutazioni debbano essere replicate per un numero significativo di configurazioni del sistema oggetto di analisi. A partire da queste considerazioni, nel seguente Capitolo si è valutato se alcuni indicatori sviluppati nell'ambito della teoria dei grafi, e già utilizzati nel contesto di valutazioni di affidabilità delle reti, possano fornire indicazioni utili anche per valutare gli effetti dei cambiamenti della struttura topologica sulla mutata risposta dinamica di una rete. A tal fine, sono presi in esame diversi indicatori di connettività delle reti, derivanti dalla teoria dei grafi (i.e. due metriche di connettività di base, due metriche spettrali e un indicatore qui proposto). Essi sono poi confrontati e valutati in termini

di capacità di rappresentare il comportamento dinamico di una RDI reale in cui la struttura topologica è modificata andando a chiudere un numero via via crescente di valvole di sezionamento, riducendone così il grado di magliatura.

## 9.2 Materiali e Metodi

Nel seguito, vengono introdotti gli indicatori di connettività utilizzati nell'analisi, la metodologia proposta e finalizzata a valutare l'utilizzabilità di tali indicatori per ottenere informazioni utili circa gli effetti della struttura del comportamento della rete sulla risposta dinamica della rete stessa, quest'ultima ottenuta tramite simulazioni in moto vario attraverso il modello numerico presentato nel Capitolo 4. La metodologia è quindi applicata ad un caso studio e ne vengono discussi i risultati.

### 9.2.1 Gli indicatori

Al fine di studiare la relazione tra le proprietà di connettività delle reti e il loro comportamento dinamico, sono state considerate cinque indicatori, di cui quattro appartenenti alla tipologia delle metriche basiche di connettività e misure spettrali e già proposti nella letteratura scientifica, e uno qui originariamente sviluppato.

Con riferimento agli indicatori già proposti nella letteratura scientifica è importante ricordare che tra le metriche finalizzate a investigare la struttura e il comportamento delle reti complesse, le metriche basiche di connettività e le misure spettrali sono tra le più diffuse e note. In particolare, le metriche basiche di connettività indicano il grado di connettività dei vertici (i.e. nodi) e dei bordi (i.e. collegamenti) rappresentando la coesione della rete e la sua sensibilità alla rimozione di nodi e collegamenti. Le misure spettrali invece mettono in relazione la topologia della rete con la forza di connettività e la coesione del grafo attraverso l'analisi dello spettro della matrice di adiacenza  $A$  delle reti. Tali metriche quantificano le proprietà della rete dipendenti solo dalla struttura astratta del grafico e rimangono invariate a fronte di diverse rappresentazioni (Torres et al., 2016; Yazdani et al., 2010). Nello specifico in questo studio, sono state considerate due metriche di connettività di base e due metriche spettrali.

Per quanto riguarda le metriche di connettività di base, sono utilizzate la distribuzione media del grado nodale,  $k$ , definita come:

$$k = \frac{2m}{n} \quad (21)$$

dove  $m$  e  $n$  sono il numero dei tronchi e il numero dei nodi, rispettivamente, e il coefficiente di *meshed-ness*,  $R_m$ , definito dal rapporto tra il numero totale ( $m - n + 1$ ) e il numero teorico massimo ( $2n - 5$ ) di maglie indipendenti nella rete:

$$R_m = \frac{m - n + 1}{2n - 5} \quad (22)$$

Con riferimento alle metriche spettrali, è utilizzato il gap spettrale  $\Delta\lambda$ , e la connettività algebrica,  $\lambda_2$ . Il gap spettrale  $\Delta\lambda$  è definito come la differenza tra il primo e il secondo autovalore della matrice di adiacenza  $A$  della rete. Esso è efficace nel quantificare l'espandibilità e la proprietà di *Good Expansion* (GE) della rete. Le reti dotate di GE sono quelle con topologia strutturata in modo tale che qualsiasi insieme di vertici si connette in modo robusto ad altri nodi, anche se il grafico non è denso di collegamenti. Le reti che non presentano una GE sono quelle con la presenza di colli di bottiglia, punti di articolazione o ponti e sono facilmente divisibili in due o più parti rimuovendo quei nodi o collegamenti. Una condizione necessaria per la proprietà di GE è che  $\Delta\lambda$  sia sufficientemente grande e quindi un  $\Delta\lambda$  contenuto può indicare la mancanza di proprietà di GE (Estrada, 2006). La connettività algebrica,  $\lambda_2$ , data dal secondo autovalore più piccolo della matrice Laplaciana,  $L = D - A$ , della rete (Fiedler, 1973), dove  $D$  è la matrice diagonale dei gradi nodali. Valori maggiori di  $\lambda_2$  indicano maggiore robustezza della rete (e maggiore affidabilità) e una maggiore tolleranza ai guasti.

Il quinto e ultimo indicatore considerato è invece qui originariamente proposto e tiene conto delle caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi del sistema. Tale indicatore, d'ora in avanti indicato con il termine di fattore di risposta della rete, *Network Response Factor* o *NRF*, tiene conto dell'effetto di ciascun nodo di alterare una variazione di pressione in arrivo al nodo stesso.

Al fine di comprendere questo fenomeno, si consideri a titolo di esempio un nodo in cui confluiscono 4 condotte di cui 3 presentano un'area trasversale  $A$  e una un'area trasversale doppia,  $2A$ , e tutte la medesima celerità  $a$ . Se si considera una variazione di pressione unitaria ( $\Delta h = +1$ ) in arrivo da una di queste condotte, tale variazione viene riflessa nella condotta stessa e trasmessa nelle altre condotte afferenti al nodo secondo dei meccanismi di interazione regolati dai coefficienti di riflessione  $r$  e di trasmissione  $s$ , già introdotti dalle Eq. 16 e 17 nel Capitolo 4. Questi dipendono dalle caratteristiche geometriche (i.e.,  $D$ ) e meccaniche (i.e.,  $a$ ) delle condotte che confluiscono nel nodo in esame. Con riferimento all'esempio, in Tabella 9.1 sono riportati in ciascuna riga i valori dei coefficienti  $r$  e  $s$  che si avrebbero se la variazione di pressione arrivasse nel nodo provenendo dalla corrispondente condotta. A fronte di tali coefficienti di riflessione e trasmissione, nelle condotte afferenti al nodo si genera una nuova condizione di equilibrio caratterizzata da un valore di pressione pari a  $\Delta h \cdot RF$ , dove  $RF$  è qui definito come fattore di risposta del nodo ed è pari a  $RF = 1 + r$ . Si osserva, ad esempio, che se la variazione di pressione  $\Delta h$  provenisse da una delle condotte 1, 2 o 3, a fronte dell'interazione dell'onda con la discontinuità, nel nodo si genererebbe una nuova condizione di equilibrio per la quale  $RF = 2/5$  mentre, se la perturbazione provenisse dalla condotta 4,  $RF$  risulterebbe pari a  $4/5$ . Passando a considerare un caso limite, se la condotta 4 avesse area pari a 10 volte quella delle altre condotte, si avrebbero valori di  $RF$  tali per cui, se la perturbazione provenisse dalla condotta 4, il nodo tenderebbe ad amplificare la sovrappressione, quasi raddoppiandola ( $RF = 20/13$ , vedi Tabella 9.2). Considerare la condotta di provenienza della perturbazione con area infinitamente più grande rispetto a quella delle altre condotte porterebbe ad approssimare la giunzione con un *dead-end*, per il quale risulta  $RF = 1 + r = 2$ .

Il fattore di risposta della rete *NRF* è determinato considerando per ciascun nodo la condizione più critica, ovvero selezionando per il  $k$ -esimo nodo il corrispondente  $mRF_k$

=  $\max(RF_j)$ , (con  $j = 1 : nk$ , essendo  $nk$  il numero di condotte afferenti al  $k$ -esimo nodo), e facendo la produttoria di tali fattori su tutti i nodi della rete, ovvero:

$$NRF = \prod_k mRF_k \quad (23)$$

**Tabella 9.1** Coefficienti di riflessione  $r$  e trasmissione  $s$  e fattore di risposta  $RF$  di quattro condotte afferenti ad un nodo di cui una presenta un'area pari a 2 volte le aree delle altre condotte.

Condotta	Area	$r$	$s$	Fattore di risposta, $RF$
1	A	-3/5	2/5	2/5
2	A	-3/5	2/5	2/5
3	A	-3/5	2/5	2/5
4	2A	-1/5	4/5	4/5

**Tabella 9.2** Coefficienti di riflessione  $r$  e trasmissione  $s$  e fattore di risposta  $RF$  di quattro condotte afferenti ad un nodo di cui una presenta un'area pari a 10 volte le aree delle altre condotte.

Condotta	Area	$r$	$s$	Fattore di risposta, $RF$
1	A	-12/13	1/13	1/13
2	A	-12/13	1/13	1/13
3	A	-12/13	1/13	1/13
4	10A	7/13	20/13	20/13

È interessante notare che se un nodo presenta condotte afferenti con valori delle aree trasversali omogenei, allora il fattore di risposta  $RF$  del nodo tende a rimanere inferiore a 1. D'altro canto,  $RF$  tende a aumentare se l'area di una condotta afferente tende ad essere molto più grande rispetto alle altre, fino al caso limite del *dead-end* per il quale  $RF = 2$ .

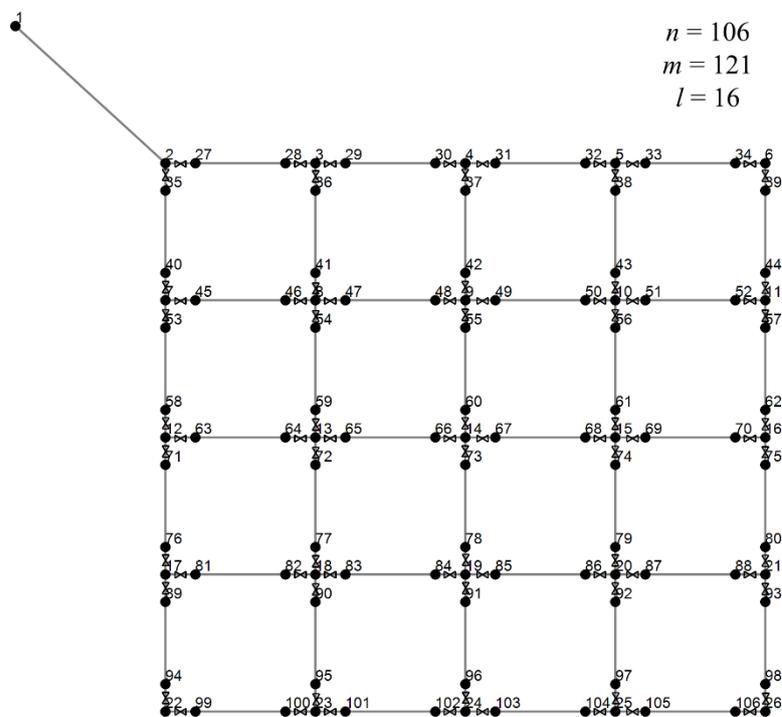
A valle delle suddette considerazioni e con specifico riferimento alla chiusura di valvole di sezionamento in corrispondenza delle giunzioni, si ha che la

presenza/creazione di un numero alto di *dead-end* in rete produce un incremento del valore del fattore di risposta della rete *NRF*.

### 9.2.2 Metodologia

Al fine di valutare l'utilizzabilità degli indicatori precedentemente introdotti per caratterizzare la variazione della risposta dinamica di una RDI complessa al variare della sua struttura topologica si è sviluppato il seguente approccio.

Si consideri una generica rete di distribuzione idrica, quale ad esempio quella riportata in Figura 9.1, costituito di  $n$  nodi che possono essere connessi tra loro con diverso numero ( $m$ ) di collegamenti per un totale di  $l$  maglie ( $l = m - n + 1$ ). In particolare, la configurazione della rete riportata in Figura 9.1 è d'ora in avanti indicata come configurazione di riferimento, o C1. Da un lato, a partire dalla sua assegnata struttura topologica è possibile quantificare i cinque indicatori precedentemente introdotti. Per la rete fornita come esempio, i valori di tali indicatori sono riportati nella prima colonna di Tabella 9.3.

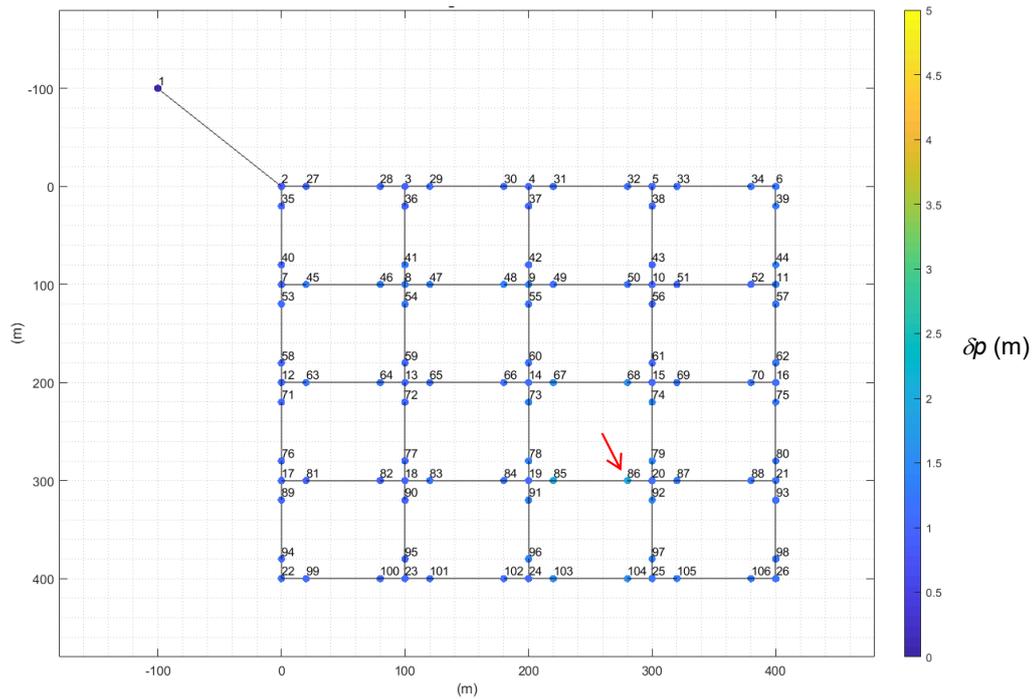


**Figura 9.1** Layout della rete sintetica nella configurazione C1.

**Tabella 9.3** Valori dei cinque indicatori di connettività valutati per la rete di esempio.

Indicatore di connettività	C1	C2	C3	C4
$k$	2.28	2.06	2.00	1.98
$R_m$	$8.00 \cdot 10^{-2}$	$2.00 \cdot 10^{-2}$	$4.83 \cdot 10^{-3}$	0
$\Delta\lambda$	$9.00 \cdot 10^{-2}$	$8.83 \cdot 10^{-2}$	$2.00 \cdot 10^{-3}$	$1.99 \cdot 10^{-3}$
$\lambda_2$	$3.21 \cdot 10^{-2}$	$1.71 \cdot 10^{-2}$	$5.60 \cdot 10^{-3}$	$1.80 \cdot 10^{-3}$
$NRF$	$3.10 \cdot 10^{-3}$	$2.70 \cdot 10^1$	$8.65 \cdot 10^2$	$3.46 \cdot 10^3$

Dall'altro, a fronte di una generica forzante, quale ad esempio l'insorgere di una richiesta idrica in un nodo, nel sistema si genera un transitorio che si propaga in tutta la rete interagendo con la struttura topologica della stessa e generando in ciascun nodo sovrappressioni e depressioni variabili nel tempo. Con riferimento sempre alla rete di Figura 9.1, a titolo di esempio in Figura 9.2, si riporta graficamente, mediante scala cromatica, per ciascun nodo il valore dell'intervallo  $\delta p = |p_{max} - p_{min}|$  in cui oscilla il carico di pressione, essendo  $p_{max}$  e  $p_{min}$  sono i valori massimi e minimi assunti dal segnale di pressione simulato nel nodo a fronte di una manovra di chiusura operata nel nodo 86 ( $\Delta Q = 0.45$  L/s), evidenziato con una freccia rossa. Tali valori sono stati ottenuti in una finestra temporale di  $t_{sim} = 30$  s attraverso il modello numerico introdotto nel Capitolo 4. Per inciso, ai fini della simulazione in moto vario è importante precisare che la rete è alimentata da un serbatoio posto nel nodo 1 e che e tutte le condotte della rete presentano lo stesso diametro (DN60) e lunghezza (100 m) al fine di valutare l'impatto della struttura topologica a parità di caratteristiche geometriche (diametri  $D$  e lunghezze  $L$ ) e meccaniche (celerità  $a$ ) delle condotte della rete.

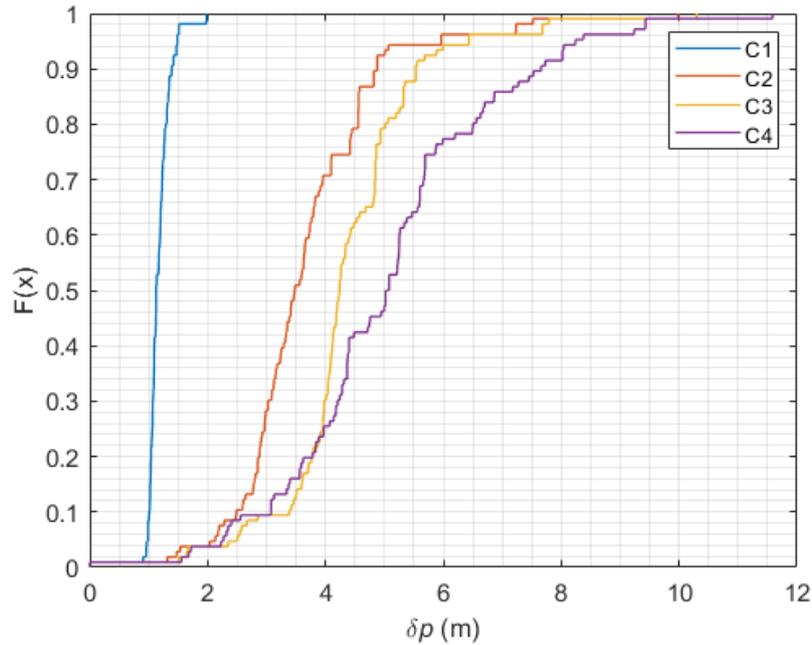


**Figura 9.2** Risultati della simulazione in moto vario della rete nella configurazione C1 a fronte della chiusura eseguita nel nodo 86 in termini di banda di oscillazione del segnale di pressione  $\delta p$  in ogni nodo.

Osservando la Figura 9.2, si nota che la struttura fortemente magliata della configurazione C1 determina una situazione in cui i valori  $\delta p$  sono molto simili in tutti i nodi, intorno a 1 m.

Più in generale, lo stato di sollecitazione in termini di  $\delta p$  che si genera in tutti i nodi della rete può essere sintetizzata in una curva cumulata dei  $\delta p$ , riportata per il caso della configurazione C1 in azzurro in Figura 9.3.

Della curva cumulata dei  $\delta p$ , si tiene traccia dei valori in corrispondenza del 50° e 90° percentile, d'ora in avanti indicati come  $\delta p_{50}$  e  $\delta p_{90}$ , in quanto rappresentativi della risposta dinamica media ed estrema della configurazione della rete in esame.



**Figura 9.3** Frequenza cumulata delle variazioni di pressione  $\delta$  che interessano i nodi della rete nelle diverse configurazioni.

Nel caso in cui la struttura topologica, ovvero la connettività del sistema considerato, venisse modificata, ad esempio chiudendo alcune valvole di sezionamento per la creazione di distretti o per migliorare gli aspetti qualitativi dell'acqua, da un lato questo si rifletterebbe sugli indicatori di connettività. Dall'altro, questo determinerebbe una modifica della risposta dinamica del sistema. Ad esempio, in Figura 9.4, Figura 9.5 e Figura 9.6, si riportano altre tre strutture della rete di Figura 9.1, ottenute chiudendo un numero via via crescente di valvole di sezionamento (rispettivamente 12, 15, e 16) e chiamate di seguito configurazioni C2, C3 e C4, per un totale quindi di configurazioni considerate, inclusiva di quella di riferimento, pari a  $nc = 4$ . I corrispondenti valori degli indicatori di connettività per le nuove configurazioni sono riportati in Tabella 9.3 per i quali si nota che, a fronte di un incremento dell'alberatura della rete,  $k$ ,  $R_m$ ,  $\Delta\lambda$  e  $\lambda_2$  tendono a decrescere mentre  $NRF$  a crescere.

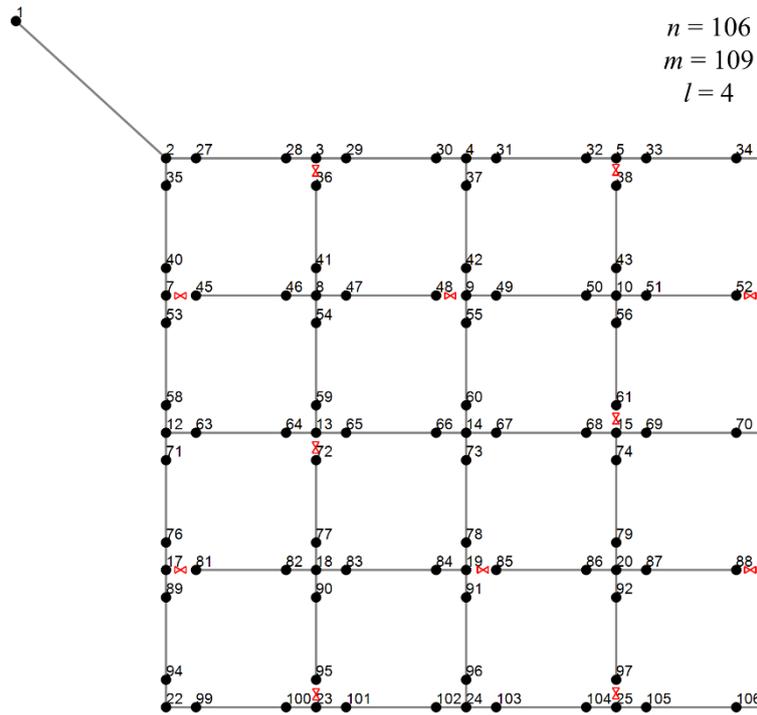


Figura 9.4 Layout della rete sintetica nella configurazione C2.

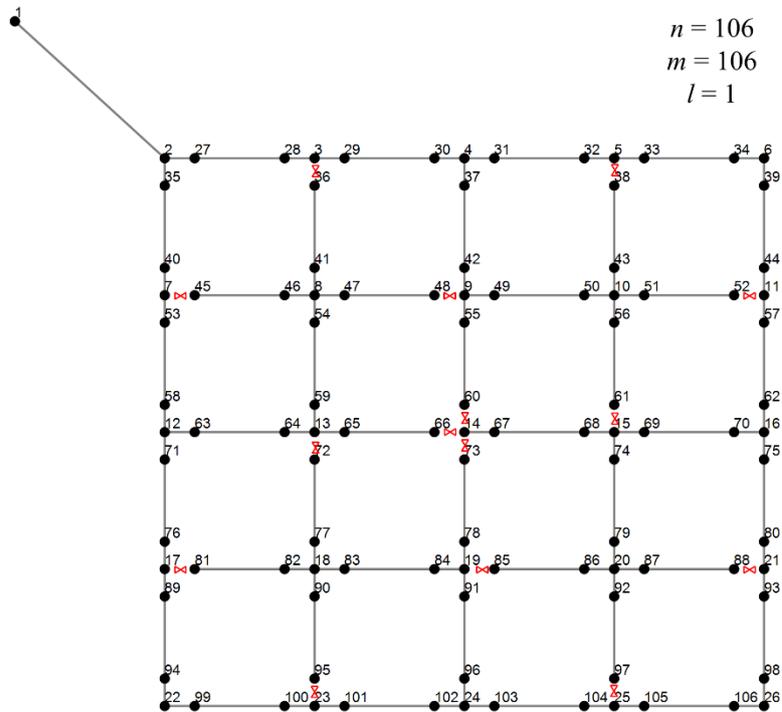
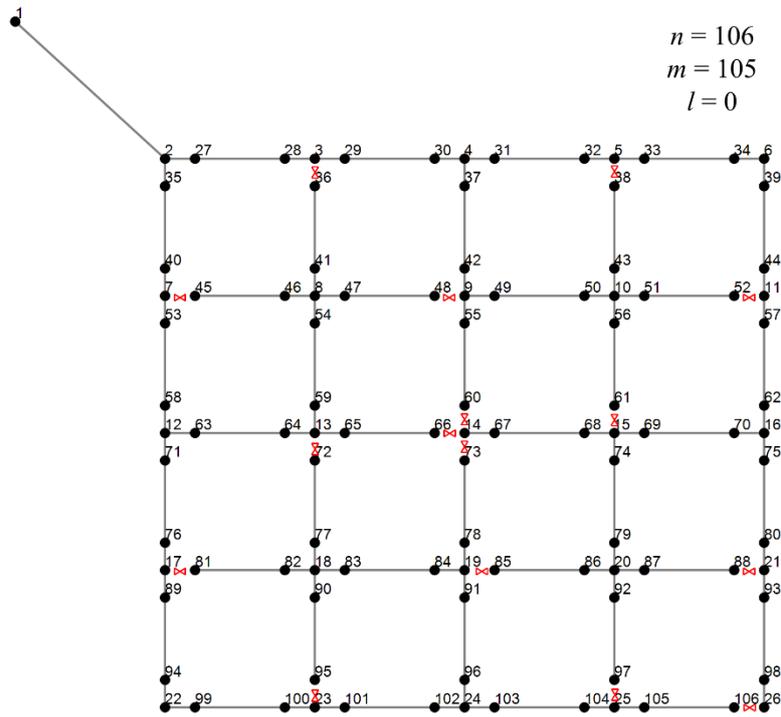
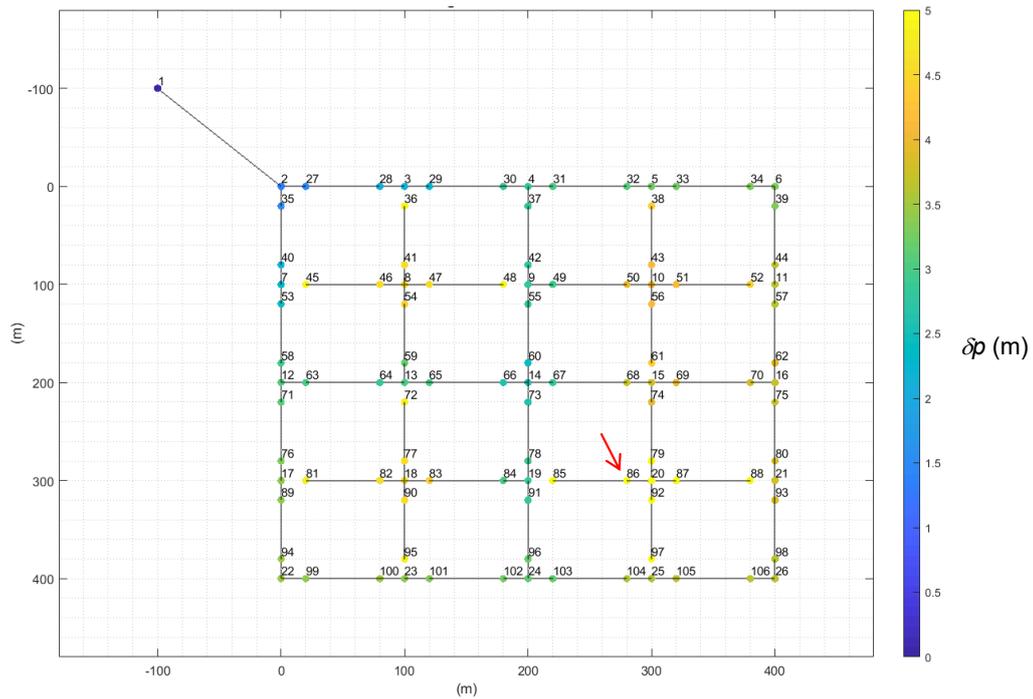


Figura 9.5 Layout della rete sintetica nella configurazione C3.

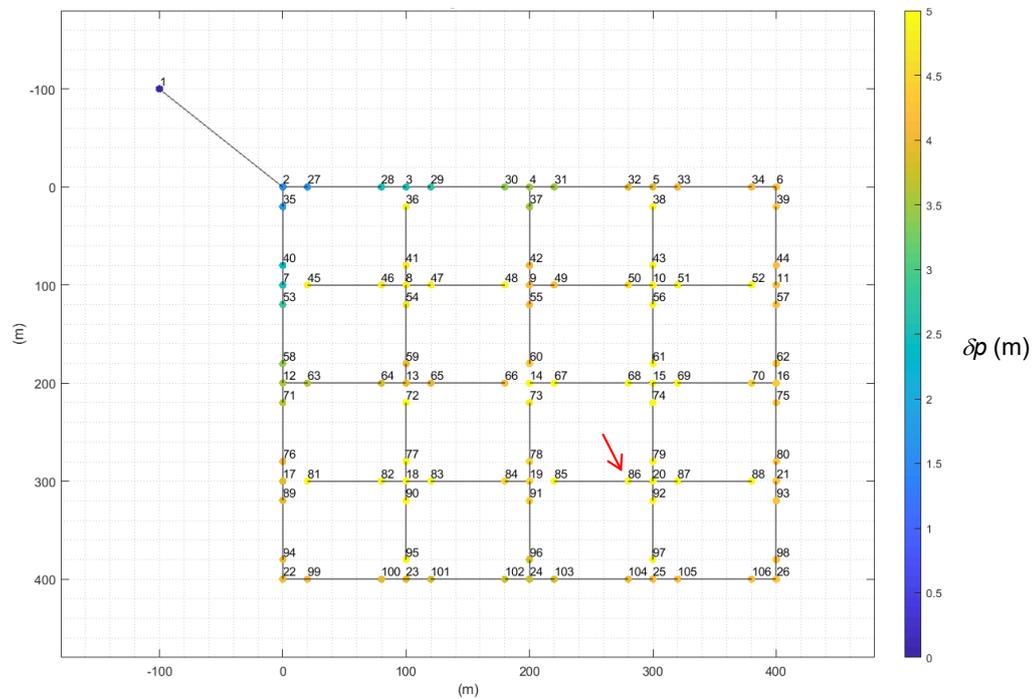


**Figura 9.6** Layout della rete sintetica nella configurazione C4.

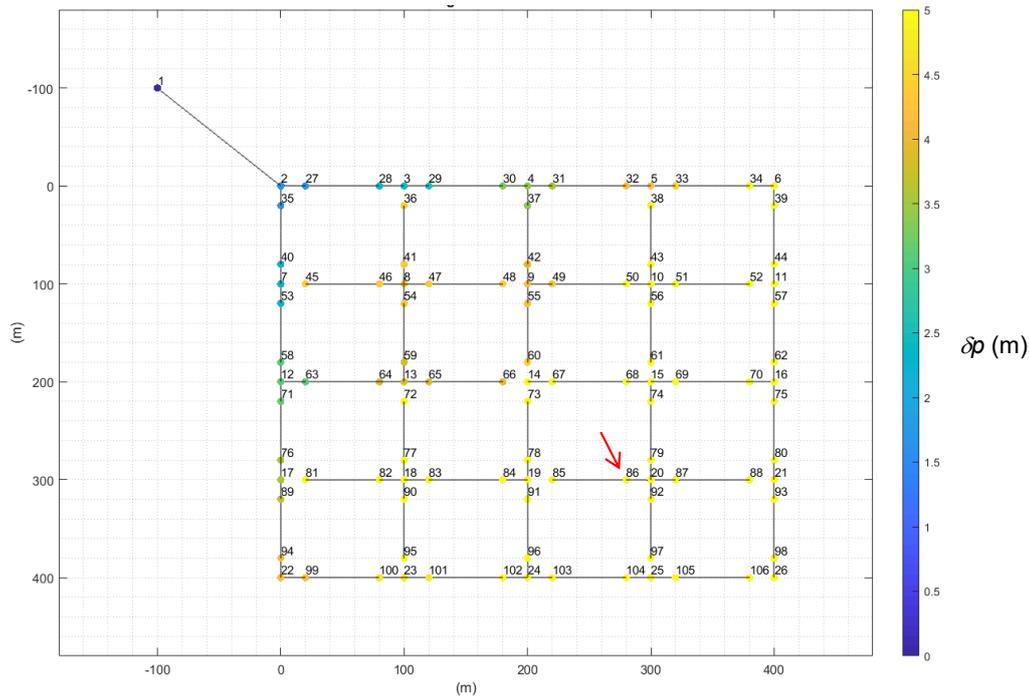
In Figura 9.7, Figura 9.8 e Figura 9.9, sono riportati i risultati delle simulazioni numeriche in termini di  $\delta p$  osservati in tutti i nodi a fronte della medesima manovra nel nodo 86 precedentemente considerata e che aveva indotto nella rete originale lo stato di pressione riportato in Figura 9.2



**Figura 9.7** Risultati della simulazione in moto vario della rete nella configurazione C2 a fronte della chiusura eseguita nel nodo 86 in termini di banda di oscillazione del segnale di pressione  $\delta p$  in ogni nodo.



**Figura 9.8** Risultati della simulazione in moto vario della rete nella configurazione C3 a fronte della chiusura eseguita nel nodo 86 in termini di banda di oscillazione del segnale di pressione  $\delta p$  in ogni nodo.



**Figura 9.9** Risultati della simulazione in moto vario della rete nella configurazione C4 a fronte della chiusura eseguita nel nodo 86 in termini di banda di oscillazione del segnale di pressione  $\delta p$  in ogni nodo.

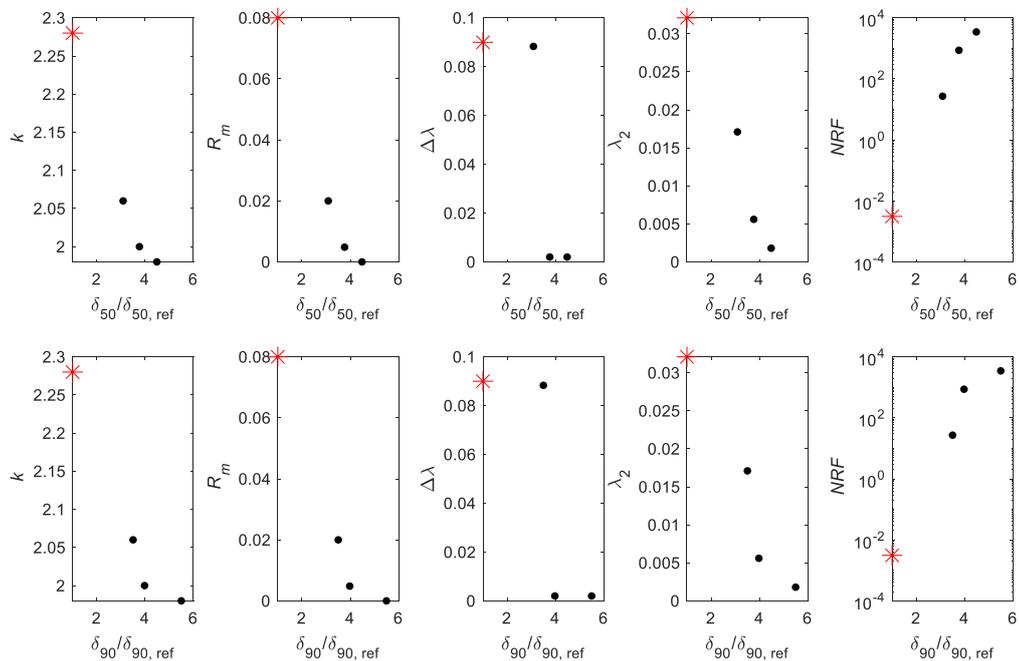
Come si può notare, al crescere dell'alberatura della rete e al diminuire delle interconnessioni, un numero maggiore di nodi risultano interessati da  $\delta p$  più significativi. Infatti, se a fronte di una configurazione magliata i nodi sono sollecitati da  $\delta p$  che rimangono nell'ordine del metro (Figura 9.2), considerando una configurazione completamente alberata quasi tutti nodi sono sollecitati da  $\delta p$  di 5 m (Figura 9.9).

Più in generale, in Figura 9.3 sono riportate le curve cumulate dei  $\delta p$  per le configurazioni C1, C2, C3 e C4. Man mano che l'alberatura della rete cresce, le curve cumulate dei  $\delta p$  tendono a spostarsi verso destra. La posizione reciproca delle curve e quindi i valori dei  $\delta p_{50}$  e  $\delta p_{90}$  evidenziano quindi come a parità di caratteristiche geometriche e meccaniche, la struttura topologica influisca sulla risposta dinamica del sistema e, in particolare, che all'aumentare del grado di alberatura, incrementi lo stato di sollecitazione del sistema. L'incremento di sollecitazione di ciascuna configurazione rispetto alla configurazione di riferimento C1 può essere valutato

considerando per ogni configurazione i  $\delta p_{50}$  e  $\delta p_{90}$  rapportati alla risposta della rete nella configurazione di riferimento, ovvero valutando i  $\frac{\delta_{50}}{\delta_{50,ref}}$  e  $\frac{\delta_{90}}{\delta_{90,ref}}$ .

D'altra parte, la struttura topologica è caratterizzabile mediante gli indicatori precedentemente introdotti. In Figura 9.10 si osserva come, in questo caso, in cui si è considerata una semplice rete e poche configurazioni, effettivamente tutti gli indicatori di connettività topologica correlano bene con i rapporti  $\frac{\delta_{50}}{\delta_{50,ref}}$  e  $\frac{\delta_{90}}{\delta_{90,ref}}$ , rappresentativi dello stato di sollecitazione delle diverse configurazioni della rete ottenuto mediante simulazioni in moto vario.

Nel seguito la procedura qui esposta è applicata a una RDI reale soggetta all'attività dell'utenza, al fine di valutare se quanto osservato con riferimento a questo semplice caso è estendibile anche a una struttura topologica molto più complessa ed evidenziare eventuali vantaggi e svantaggi dei diversi indicatori.



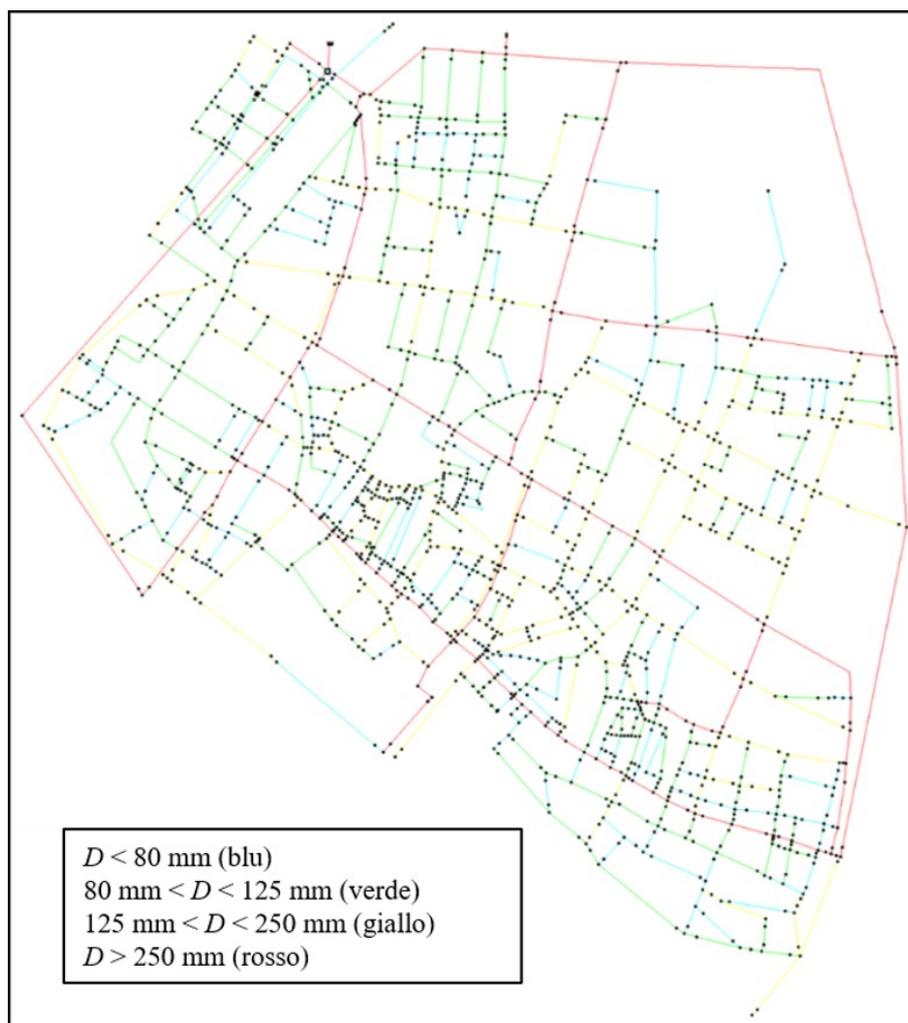
**Figura 9.10** Metriche di connettività ( $k$ ,  $R_m$ ,  $\Delta\lambda$ ,  $\lambda_2$  e  $NRF$ ) in funzione della risposta dinamica adimensionale della rete semplice presa come esempio. L'asterico rosso indica la rete nella configurazione originale (i.e. C1).

### *9.2.3 La RDI caso di studio*

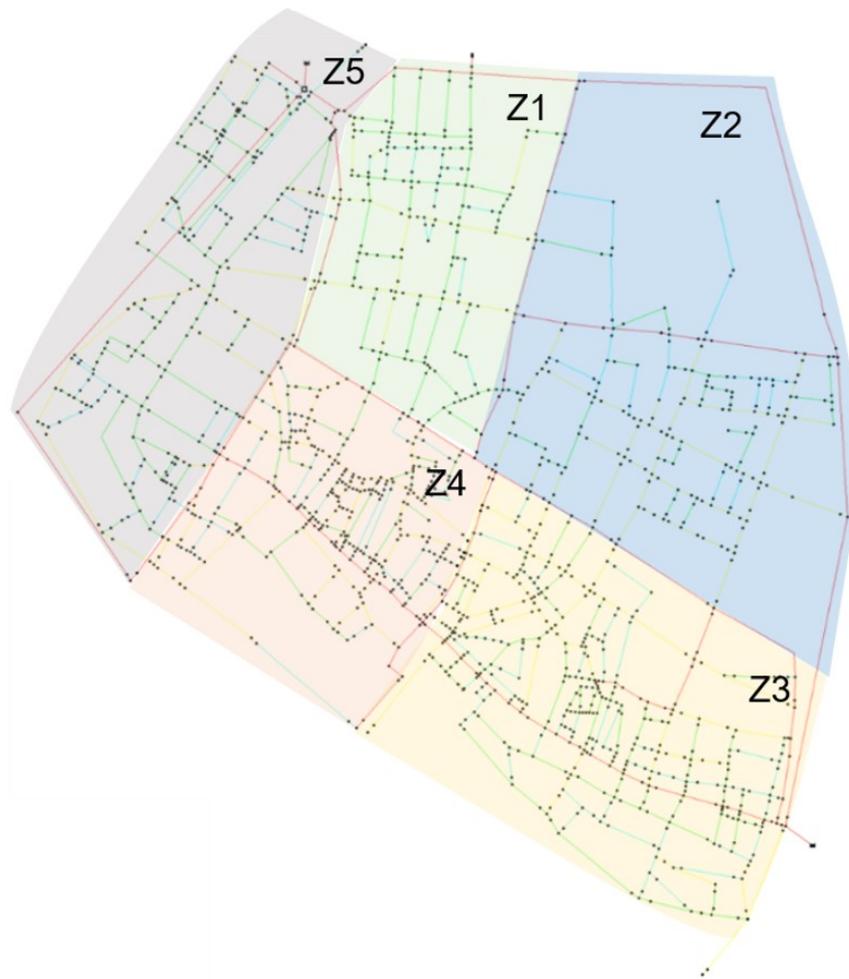
Il caso studio considerato è una RDI reale il cui schema è riportato in Figura 9.11. Si tratta di una rete composta di  $n = 1507$  nodi e  $m = 1795$  condotte, di cui  $m = 844$  valvole di intercettazione. La rete è alimentata da un serbatoio, presenta una lunghezza complessiva ca. 90 km con diametri compresi tra 25 e 600 mm. La struttura è caratterizzata da un anello esterno principale con diametro maggiore ed è suddivisibile in cinque zone (Z1, Z2, Z3, Z4 e Z5) come mostrato in Figura 9.12.

Partendo dalla configurazione originale, quindi di riferimento della rete, sono prodotte versioni a crescente grado di alberatura procedendo con la chiusura progressiva delle valvole di intercettazione presenti in rete. Nella creazione delle diverse configurazioni, sono garantiti la piena connettività del sistema. In particolare, in una prima fase sono sezionate alcune condotte con diametri inferiori a 80 mm, B, (indicate in blu nello schema in Figura 9.11), in ognuna delle cinque zone Z1, Z2, Z3, Z4 e Z5. In una seconda fase, sono sezionate anche alcune condotte con diametri compresi tra 80 e 125 mm, V, (in verde in Figura 9.11) e nella terza fase sono sezionate anche alcune condotte con diametri compresi tra 125 e 250 mm, R, (in rosso in Figura 9.11), sempre con riferimento alle cinque zone da Z1 a Z5.

A partire dalla configurazione originale, la rete è alberata sezionando progressivamente le valvole individuate nelle selezioni prima definite seguendo le modalità riportate in Tabella 9.4. Ad esempio, la prima configurazione prevede il sezionamento delle valvole appartenenti alla selezione Z1B, la seconda configurazione parte dalla prima e prevede in aggiunta il sezionamento delle valvole individuate nella selezione Z2B, e via così.



**Figura 9.11** Layout della RDI reale sottoposta a simulazioni in moto vario.



**Figura 9.12** Suddivisione della RDI caso di studio nelle cinque zone Z1, Z2, Z3, Z4 e Z5.

**Tabella 9.4** Logica di selezione della valvole da sezionare.

Configurazione	Selezione di valvole
0	-
1	Z1B
2	(1) + Z2B
3	(2) + Z3B
4	(3) + Z4B
5	(4) + Z5B
6	(5) + Z1V
7	(6) + Z2V
8	(7) + Z3V
9	(8) + Z4V
10	(9) + Z5V

11	(10) + Z1G
12	(11) + Z2G
13	(12) + Z3G
14	(13) + Z4G
15	(14) + Z5G

Complessivamente, si hanno a disposizione  $nc = 16$  configurazioni, a partire da quella di riferimento più magliata (0) e considerando le altre configurazioni via via più alberate (1-15).

Per tutte le configurazioni, è imposto lo stesso scenario di domanda idrica nodale ed è eseguita la simulazione in moto vario ( $t_{sim} = 600$  s) della rete soggetta ad attività dell'utenza tramite il modello numerico basato sul MOC introdotto nel Capitolo 4. In particolare, per la caratterizzazione dei consumi sono state utilizzate serie temporali di domanda a livello di singola utenza a passo del secondo ma osservate in un'altra rete e aggregate a livello nodale in modo da ottenere in ciascun nodo una richiesta idrica media equivalente alla domanda media annua di quel nodo da contabilizzazione dei consumi. Le variazioni della domanda sono avvenute assumendo un tempo di manovra  $t_{man} = 0.5$  s.

### 9.3 Discussione dei risultati

I risultati delle simulazioni in moto vario della  $nc = 16$  configurazioni della RDI reale in termini di risposta adimensionale della rete al 50° e al 90° percentile,  $\frac{\delta_{50}}{\delta_{50,ref}}$  e  $\frac{\delta_{90}}{\delta_{90,ref}}$  sono messi in relazione alle cinque metriche di connettività ( $k$ ,  $R_m$ ,  $\Delta\lambda$ ,  $\lambda_2$  e  $NRF$ ) e il risultato di questa valutazione è riportato in Figura 9.13. Nei grafici, l'asterisco rosso indica la RDI reale nella sua configurazione originale (0), i.e. quella di riferimento, la cui risposta in termini di  $\frac{\delta_{50}}{\delta_{50,ref}}$  e  $\frac{\delta_{90}}{\delta_{90,ref}}$  risulta unitaria. I pallini blu, verde e giallo indicano le configurazioni 5, 10 e 15, che sono alberate in tutte le zone da Z1 a Z5 per il range di diametri B, V e R, rispettivamente.

Si evince come la distribuzione media del grado nodale  $k$ , il coefficiente di *meshedness*  $R_m$ , la connettività algebrica  $\lambda_2$  e il fattore di risposta della rete  $NRF$  risultano le metriche più efficaci nel riflettere macroscopicamente il comportamento dinamico del sistema. Esse indicano, attraverso fronti regolari, come al crescere del grado di alberatura (quindi al decrescere di  $k$ ,  $R_m$ ,  $\lambda_2$  e al crescere di  $NRF$ , quest'ultimo riportato su scala logaritmica), e quindi al diminuire della ridondanza della rete, la risposta dinamica della stessa, a fronte dell'attività dell'utenza, si enfatizzi fino a ca. 2 volte rispetto alla risposta dinamica media ( $\delta_{50,ref}$ ) della configurazione di riferimento e a ca. 2.5 volte rispetto alla risposta estrema ( $\delta_{90,ref}$ ). Il gap spettrale  $\Delta\lambda$  non risulta invece rappresentativo del comportamento dinamico della rete al variare della configurazione della stessa e tende a rispondere in modo dispersivo.

Queste valutazioni sono quantitativamente verificate andando a determinare l'indice di correlazione per ranghi di Spearman  $\rho_S$  tra le varie metriche di connettività e le risposte dinamiche medie e estreme della rete. I risultati di tali valutazione sono riportati, assieme ai *p-value*, in Tabella 9.5. L'analisi di correlazione conferma come per  $k$ ,  $R_m$  e  $\lambda_2$  (risp.  $NRF$ ) esiste una forte correlazione negativa (risp. positiva) alla risposta della rete. Lo stesso non vale per  $\Delta\lambda$ , il quale risulta solo debolmente correlato alla risposta della rete.

**Tabella 9.5** Valori del coefficiente di correlazione di Spearman  $\rho_S$  e dei *p-value* valutati con riferimento ai valori delle metriche di connettività e alle risposte dinamiche della rete.

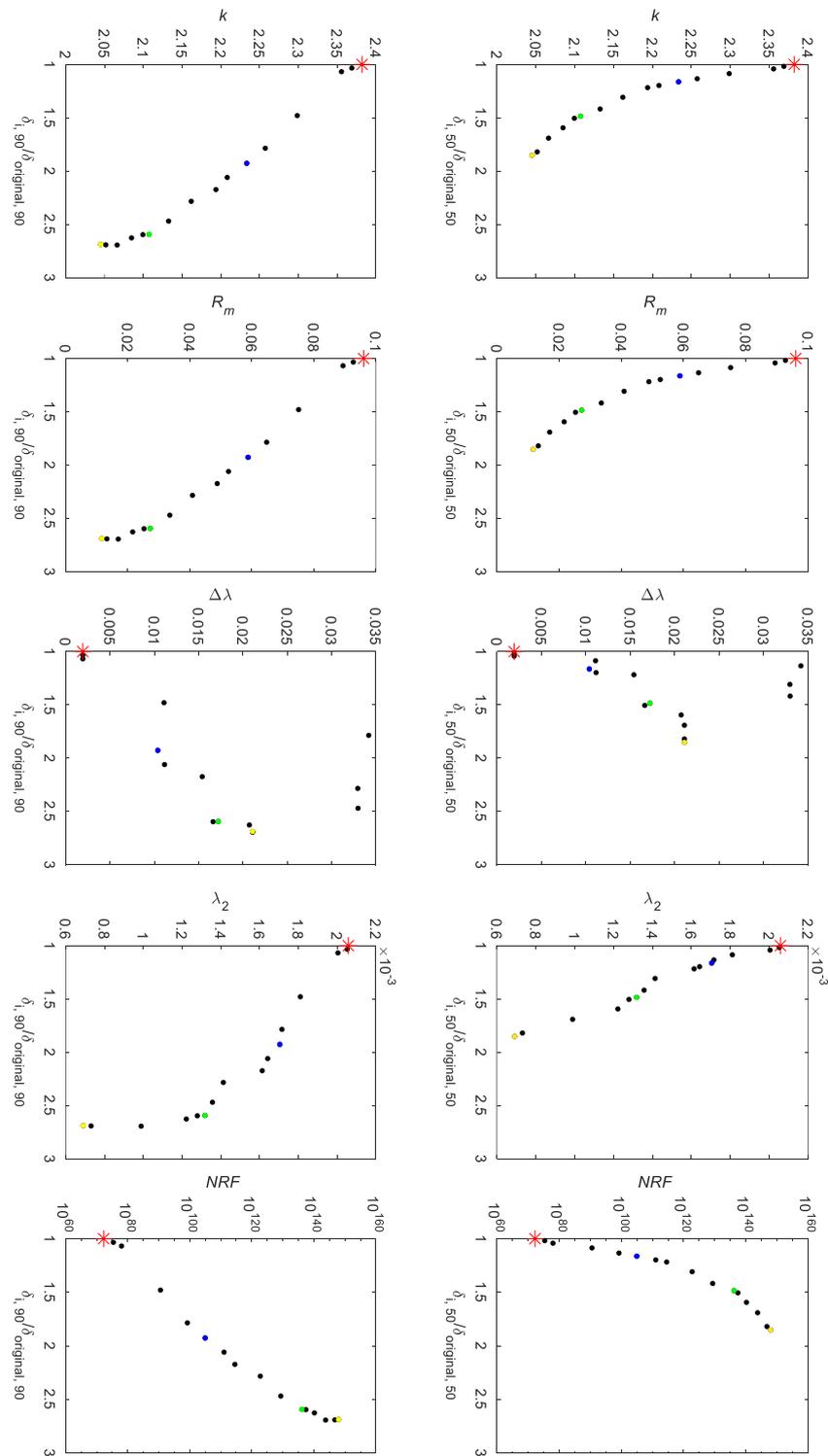
Indicatore	Risposta della rete	$\rho_S$	<i>p-value</i>
$k$	$\frac{\delta_{50}}{\delta_{50,ref}}$	-1	$6.98 \cdot 10^{-6}$
	$\frac{\delta_{90}}{\delta_{90,ref}}$	-0.9882	$1.88 \cdot 10^{-6}$
$R_m$	$\frac{\delta_{50}}{\delta_{50,ref}}$	-1	$6.98 \cdot 10^{-6}$
	$\frac{\delta_{90}}{\delta_{90,ref}}$	-0.9882	$1.88 \cdot 10^{-6}$
$\Delta\lambda$	$\frac{\delta_{50}}{\delta_{50,ref}}$	0.6529	$7.50 \cdot 10^{-3}$
	$\frac{\delta_{90}}{\delta_{90,ref}}$	0.6471	$8.20 \cdot 10^{-3}$

$\lambda_2$	$\frac{\delta_{50}}{\delta_{50,ref}}$	-1	$6.98 \cdot 10^{-6}$
	$\frac{\delta_{90}}{\delta_{90,ref}}$	-0.9882	$1.88 \cdot 10^{-6}$
$NRF$	$\frac{\delta_{50}}{\delta_{50,ref}}$	1	$6.98 \cdot 10^{-6}$
	$\frac{\delta_{90}}{\delta_{90,ref}}$	0.9882	$1.88 \cdot 10^{-6}$

Pur non emergendo in questo caso, bisogna sottolineare il limite delle metriche  $k$  e  $R_m$  nel distinguere configurazioni diverse ma che presentano lo stesso numero di nodi  $n$  e tronchi  $m$ .

Come introdotto nella premessa, la capacità di alcune metriche di connettività di rappresentare il comportamento dinamico della rete a fronte di diverse configurazioni della stessa potrebbe essere sfruttata per valutare l'impatto di una soluzione di sezionamento del sistema sullo stato di stress a cui esso sarà sottoposto una volta avvenuta la modifica. In maggior dettaglio, le metriche potrebbero sopperire all'esecuzione di un numero significativo di simulazioni idrauliche in moto vario, notoriamente onerose dal punto di vista computazionale, in quanto la risposta dinamica della rete che presenta una certa connettività, e quindi una certa metrica, può essere facilmente approssimata a fronte della classificazione di un numero molto contenuto di soluzioni esatte, magari valutate per configurazioni della rete "estreme", quindi molto magliate o molto alberate.

Valutazione di indicatori per la caratterizzazione degli effetti della connettività di una RDI sul suo comportamento dinamico



**Figura 9.13** Metriche di connettività ( $k$ ,  $R_m$ ,  $\Delta\lambda$ ,  $\lambda_2$  e  $NRF$ ) in funzione della risposta dinamica adimensionale della RDI reale. L'asterico rosso indica la rete nella configurazione originale (i.e., 0). I pallini blu, verde e giallo indicano le configurazioni 5, 10 e 15, rispettivamente

## 9.4 Conclusioni

Nel presente Capitolo, si è valutata la capacità di alcuni indicatori di connettività di rappresentare gli effetti del cambiamento della struttura topologica di una rete sulla conseguente risposta in moto vario del sistema stesso.

A tal fine, sono presi in esame quattro metriche di connettività note dalla teoria dei grafi (i.e. distribuzione media del grado nodale  $k$ , il coefficiente di *mesh-ness*  $R_m$ , la connettività algebrica  $\lambda_2$  e il gap spettrale  $\Delta\lambda$ ) e una nuova metrica introdotta, il fattore di risposta nodale  $NRF$ , la quale tiene conto anche delle caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi che compongono il sistema. Esse sono poi confrontate e valutate in termini di capacità di rappresentare il comportamento dinamico di una RDI reale, ottenuto tramite modello numerico basato sul MOC, in cui la struttura topologica è modificata andando a chiudere un numero via via crescente di valvole di sezionamento, riducendone così il grado di magliatura. Dai risultati si evince che  $k$ ,  $R_m$ ,  $\lambda_2$  e  $NRF$  risultano le metriche più efficaci nel riflettere macroscopicamente il comportamento dinamico del sistema mentre  $\Delta\lambda$  non risulta rappresentativo e tende a rispondere in modo dispersivo.

La capacità delle metriche considerate di rappresentare il comportamento dinamico della rete al variare della configurazione della stessa potrebbe essere sfruttata in fase di modifica della rete per valutare l'impatto di diverse soluzioni di sezionamento del sistema sullo stato di stress a cui esso sarà sottoposto rispetto alla configurazione originale.

*Capitolo 10*

**Conclusioni**



La presente tesi è focalizzata sullo studio del comportamento dinamico delle reti di distribuzione idrica nella loro completezza e complessità, soggette a transitori indotti dalla domanda delle utenze, proponendo sia l'analisi di dati reali ottenuti dal monitoraggio in campo sia lo sviluppo di metodi e approcci innovativi per la loro caratterizzazione.

In primo luogo, è presentato il monitoraggio di un allaccio idrico reale sottoposto a transitori indotti dall'attività sia dell'utenza servita dall'allaccio che di utenze esterne e da manovre in rete. In particolare, l'attività di caratterizzazione sperimentale si è svolta con un monitoraggio ad alta frequenza di un allaccio idrico reale al fine di evidenziare a quali sollecitazioni di pressione sia sottoposto questo elemento in campo. L'analisi dei segnali di pressione ha evidenziato i seguenti aspetti: (i) a fronte dell'attività dell'utenza servita, l'allaccio può essere soggetto a variazioni di pressione anche molto significative che dipendono dalla tipo di dispositivo manovrato (i.e., dalla portata erogata dallo stesso e transitante nell'impianto) e della distanza dello stesso; (ii) l'allaccio può risentire di manovre generate da altre utenze, il cui effetto è paragonabile a manovre effettuate all'interno dell'utenza se la distanza è limitata; e (iii) in generale, le variazioni di pressione osservate nella sezione B (sezione sulla rete di distribuzione) risultano nell'ordine di  $\pm 5$  m. È importante rimarcare però come l'allaccio sia soggetto a sollecitazioni di maggiore entità rispetto a quelle che sono registrate in rete. La quantificazione dello stress, in termini di variazioni di pressione, a cui sono sottoposti gli allacci idrici in campo diventa un'informazione fondamentale per ulteriori valutazioni sullo stato di questi elementi.

Partendo poi dai dati raccolti in occasione della campagna di misure condotta sulla rete di distribuzione idrica di Gorino Ferrarese, è condotta un'analisi sperimentale del comportamento dinamico di una RDI reale. Le analisi hanno considerato unicamente

condizioni di funzionamento ordinario (i.e. non sono considerate manovre su sistemi di pompaggio o valvole), considerando la rete sottoposta esclusivamente all'attività dell'utenza idrica e i segnali di pressione sono stati acquisiti ad alta frequenza ( $f_a = 100$  Hz) in corrispondenza di tre sezioni, due all'interno del centro urbano e una sulla condotta di adduzione. Dalla caratterizzazione basata sull'analisi nel dominio del tempo e della frequenza dei segnali di pressione sperimentali, è emerso come anche l'attività dell'utenza può avere un impatto sul sistema generando sollecitazioni in rete caratterizzate da entità non trascurabile ma continue nel tempo. In particolare, l'analisi nel dominio del tempo ha evidenziato che i segnali sono caratterizzati da oscillazioni di pressione di lungo termine e di fluttuazioni di breve termine: le prime sono caratterizzate da un andamento simile in tutte le sezioni di misura mentre le seconde distinguono le tre sezioni di misura e variano sia spazialmente che temporalmente. Infatti, i segnali di pressione osservati nelle sezioni all'interno della città mostrano una maggiore variabilità probabilmente dovuta sia all'attività degli utenti che alla configurazione del sistema, che tende ad indurre continue riflessioni nelle zone a valle della rete: durante il giorno, le oscillazioni di pressione di breve termine raggiungono valori di  $\pm 3-4$  metri, in linea con i valori delle sollecitazioni di pressione osservate in rete al Lido di Spina durante la prima campagna di misure. La terza sezione di misura, situata sulla condotta adduttrice, sembra essere meno influenzata dall'attività degli utenti e, durante il giorno, è caratterizzata da fluttuazioni di breve termine dell'ordine di 1 metro, mostrando così una risposta di pressione meno reattiva rispetto a quelle delle sezioni situate nel centro urbano. Durante il periodo notturno, le oscillazioni di pressione di breve termine si riducono in tutte e tre le sezioni di misura e queste mostrano una risposta dinamica simile. L'analisi nel dominio della frequenza conferma la concordanza della risposta in termini di andamento nel lungo termine della pressione nelle tre sezioni e rivela valori di frequenza che per la rete sembrano essere predominanti e persistenti nel tempo. In maggior dettaglio, l'analisi nel dominio della frequenza evidenzia i periodi caratteristici del sistema, qualitativamente osservati anche nel dominio del tempo, che sembrano dipendere principalmente dalla configurazione della rete. Infatti, il periodo caratteristico del sistema può essere osservato nelle diverse fasce orarie della giornata, indipendentemente dal consumo idrico specifico. Come mostrato per questo caso studio, il monitoraggio ad alta

frequenza della pressione in un sistema di distribuzione idrica può essere un utile strumento finalizzato verificare le condizioni della rete tramite la caratterizzazione delle fluttuazioni di pressione e quindi della conseguente condizione di carico ciclico che interessa il sistema di condotte a fronte dell'attività degli utenti. Quest'ultimo aspetto è molto importante considerando che sembra esserci una correlazione tra le variazioni di pressione nelle tubazioni e il tasso di rottura nelle reti e che i carichi ciclici dovuti ai transitori di pressione, che si verificano con sufficiente frequenza e ampiezza, potrebbero provocare rotture a fatica.

È proposto poi un approccio stocastico che permette di caratterizzare il comportamento dinamico delle RDI soggette ad attività dell'utenza. Tale approccio si basa sulle misure in campo della pressione e del consumo idrico degli utenti eseguite con riferimento alla rete idrica di Gorino Ferrarese e sui risultati della modellazione numerica per la simulazione dei sistemi di condotte in moto vario tramite il modello numerico introdotto nel Capitolo 4. Il confronto tra i segnali di pressione numerici e sperimentali è presentato in un quadro stocastico e sono ricavate utili indicazioni dalle principali statistiche (i.e., media, varianza e valori minimi e massimi) che caratterizzano i segnali. Le analisi fornite mostrano che una rielaborazione stocastica (realistica, ma casuale) della domanda osservata a passo di 1 minuto per ogni utente permette di ottenere segnali di pressione simulati che riproducono efficacemente, da un punto di vista stocastico, sia il comportamento in frequenza che la distribuzione cumulativa di quella osservata, superando il test di Kolmogorov-Smirnov con livello di significatività del 5%. Inoltre, per cogliere l'ampiezza dei picchi, i tempi di manovra  $t_{man}$  degli apparecchi sanitari devono avere valori realistici dell'ordine di una frazione di secondo, escludendo così le manovre istantanee. Poter ottenere una caratterizzazione realistica dell'andamento delle pressioni in rete e poter individuare efficacemente le sezioni più sollecitate dalle fluttuazioni di pressione sono tra le finalità dell'approccio.

Applicando l'approccio stocastico di modellazione in moto vario delle RDI sviluppato e proposto, è studiato l'effetto della topologia sul comportamento dinamico di alcuni sistemi di condotte soggette all'attività dell'utenza. In particolare, si è valutata la capacità di alcuni indicatori di connettività di rappresentare gli effetti del cambiamento

della struttura topologica di una rete sulla conseguente risposta in moto vario del sistema stesso.

A tal fine, sono presi in esame quattro metriche di connettività note dalla teoria dei grafi (i.e. distribuzione media del grado nodale  $k$ , il coefficiente di *mesh-ness*  $R_m$ , la connettività algebrica  $\lambda_2$  e il gap spettrale  $\Delta\lambda$ ) e una nuova metrica introdotta, il fattore di risposta nodale,  $NRF$ . Esse sono poi confrontate e valutate in termini di capacità di rappresentare il comportamento dinamico di una RDI reale, simulato tramite il modello numerico già presentato, in cui la struttura topologica è modificata andando a chiudere un numero via via crescente di valvole di sezionamento, riducendone così il grado di magliatura. Dai risultati si evince che  $k$ ,  $R_m$ ,  $\lambda_2$  e  $NRF$  risultano le metriche più efficaci nel riflettere macroscopicamente il comportamento dinamico del sistema mentre  $\Delta\lambda$  non risulta rappresentativo e tende a rispondere in modo dispersivo.

La capacità delle metriche considerate di rappresentare il comportamento dinamico della rete al variare della configurazione della stessa potrebbe essere sfruttata in fase di modifica della rete per valutare l'impatto di diverse soluzioni di sezionamento del sistema sullo stato di stress a cui esso sarà sottoposto rispetto alla configurazione originale. In maggior dettaglio, le metriche potrebbero sopperire all'esecuzione di un numero significativo di simulazioni idrauliche in moto vario, notoriamente onerose dal punto di vista computazionale, in quanto la risposta dinamica della rete che presenta una certa connettività, e quindi una certa metrica, può essere facilmente approssimata a fronte della classificazione di un numero molto contenuto di soluzioni esatte, magari valutate per configurazioni della rete "estreme", ovvero con alto grado di magliatura e o di alberatura.

# Bibliografia

- Abokifa A.A., Maheshwari A., Gudi R. D., Biswas P. (2019) Influence of Dead-End Sections of Drinking Water Distribution Networks on Optimization of Booster Chlorination Systems. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 145(12), 04019053. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0001125](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0001125)
- Abraham E., Blokker M., Stoianov I. (2017) Decreasing the Discoloration Risk of Drinking Water Distribution Systems through Optimized Topological Changes and Optimal Flow Velocity Control. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 144(2), 04017093. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000878](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000878)
- Aisopou A., Stoianov I., Graham N.J.D. (2011) In-pipe water quality monitoring in water supply systems under steady and unsteady state flow conditions: A quantitative assessment. *Water research*, 46, 235-246. <https://doi.org/10.1016/j.watres.2011.10.058>
- Alderson D.L. (2008) Catching the Network Science Bug: Insight and Opportunity for the Operations Researcher. *Operations Research*, 56(5), 1047-1065. <http://hdl.handle.net/10945/36930>
- Ali N.A., Abozeid G., Darweesj M.S. (2013) Studing of water hammer in water supply pipes network with different abnormal operation conditions (Case study – Assiut city network). *Journal of Engineering Science*, 2(41), 2036-2054.
- Alvisi S., Franchini M., Marinelli A. (2003) A stochastic model for representing drinking water demand at residential level. *Water Resources Management*, 17, 197–222. <https://doi.org/10.1023/A:1024100518186>
- Alvisi S., Franchini M. (2013) Water distribution systems: Using linearized hydraulic equations within the framework of ranking-based optimization algorithms to improve their computational efficiency. *Environmental Modelling & Software*, 57, 33-39. <http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2014.03.012>
- Alvisi S. (2015) A New Procedure for Optimal Design of District Metered Areas Based on the Multilevel Balancing and Refinement Algorithm. *Water Resources Management*, 29, 4397–4409. <http://10.1007/s11269-015-1066-z>

- Alvisi S., Ansaloni N., Franchini M. (2016) Comparison of parametric and nonparametric disaggregation models for the top-down generation of water demand time series. *Civil Engineering and Environmental Systems*, 33(1), 3-21. <https://doi.org/10.1080/10286608.2015.1126823>
- Ansaloni N., Alvisi S., Franchini M. (2013) Generation of synthetic cross-correlated water demand time series. *Water Science & Technology Water Supply*, 13(4), 977–986. <https://doi.org/10.2166/ws.2013.048>
- AwwaRF (2007) *Installation, Condition Assessment, and Reliability of Service Lines*. AWWA Research Foundation, Denver, CO.
- Beal C., Stewart R.A. (2011) *South East Queensland Residential End Use Study: Final Report*. Urban Water Security Research Alliance Technical Report, 47.
- Bergant A., Simpson A.R., Vitkovsky J. (2001) Developments in unsteady pipe flow friction modelling. *Journal of Hydraulic Resources*, 39(3), 249-257. <https://doi.org/10.1080/00221680109499828>
- Bergant A., Tijsseling A.S., Vítkovský J.P., Covas D.I.C., Simpson A.R., Lambert M.F. (2008) Parameters affecting water-hammer wave attenuation, shape and timing—Part 2: Case studies. *Journal of Hydraulic Research*, 46(3), 382-391. <https://doi.org/10.3826/jhr.2008.2847>
- Besner M.C., Ebacher G., Jung B.S., Karney B.W., Lavoie J., Payment P. and Prévost M. (2010) Negative pressures in full-scale distribution system: field investigation, modelling, estimation of intrusion volumes and risk for public health. *Drinking Water Engineering and Science*, 3, 101–106, 2010. <https://doi.org/10.5194/dwes-3-101-2010>
- Bhave P.R. (1991) *Analysis of Flow in Water Distribution Networks*. Technomic Publishing. Lancaster, PA.
- Blokker E.J.M., Vreeburg J.H.G., Beverloo H., Klein Arfman M., van Dijk J.C. (2010a) A bottom-up approach of stochastic demand allocation in water quality modelling. *Drinking Water Engineering and Science*, 3, 43–51. <https://doi.org/10.5194/dwes-3-43-2010>
- Blokker E.J.M., Vreeburg J.H.G., van Dijk J.C. (2010b) Simulating Residential Water Demand with a Stochastic End-Use Model. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 136(1), 19-26. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000002](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000002)

- Blokker E.J., Furnass W.R., Machell J., Mounce S.R., Schaap P.G., Boxall J.B. (2016) Relating Water Quality and Age in Drinking Water Distribution Systems Using Self-Organising Maps. *Environments*, 3(2), 10. <https://doi.org/10.3390/environments3020010>
- Bostan M., Akhtari A.A., Bonakdar H., Jalili F. (2019) Optimal Design for Shock Damper with Genetic Algorithm to Control Water Hammer Effects in Complex Water Distribution Systems. *Water Resources Management*, 33, 1665–1681. <https://doi.org/10.1007/s11269-019-2192-9>
- Boulos P.F., Karney B.W., Wood D.J., Lingireddy S. (2005) Hydraulic Transient Guidelines for Protecting Water Distribution Systems. *Journal of the American Water Works Association*, 97(5), 111–124. <https://doi.org/10.1002/j.1551-8833.2005.tb10892.x>
- Brentan B., Monteiro L., Carneiro J., Covas D. (2021) Improving Water Age in Distribution Systems by Optimal Valve Operation. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 147(8), 04021046. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0001412](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0001412)
- Brunone B., Golia U.M., Greco M. (1995) Effects of two-dimensionality on pipe transients modelling. *Journal of Hydraulic Engineering*, 121, 906–912. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1995\)121:12\(906\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1995)121:12(906))
- Brunone B., Karney B.W., Mecarelli M., Ferrante M. (2000) Velocity Profiles and Unsteady Pipe Friction in Transient Flow. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 126(4), 236–244. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9496\(2000\)126:4\(236\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(2000)126:4(236))
- Brunone B., Golia U.M. (2008) Discussion of “Systematic evaluation of one-dimensional unsteady friction models in simple pipelines” by Vitkovsky J.P., Bergant A., Simpson A.R., Lambert M.F. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 2(282), 282–284. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2008\)134](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134)
- Brunone B., Berni A. (2010) Wall shear stress in transient turbulent pipe flow by local velocity measurement. *Journal of Hydraulic Engineering - ASCE*, 136(10), 716–726. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000234](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000234)
- Brunone B., Meniconi S., Capponi C. (2018) Numerical analysis of the transient pressure damping in a single polymeric pipe with a leak. *Urban Water Journal*, 15(8), 760–768. <https://doi.org/10.1080/1573062X.2018.1547772>

- Buchberger S.G., Wu L. (1995) Model for Instantaneous Residential Water Demands. *Journal of Hydraulic Engineering - ASCE*, 121(3), 232–246. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1995\)121:3\(232\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1995)121:3(232))
- Buchberger S., Carter J.T., Lee Y.H., Schade T.G. (2003) Random demands, travel times and water quality in dead-ends, prepared for American water works association research foundation. AwwaRF Rep.No. 294, American Water Works Association Research Foundation, Denver, Colorado (USA), 470.
- Byod G. R., Wang H., Britton M. D., Howie D. C., Wood Don J., Funk J. E., Friedman M. J. (2004) Intrusion within a Simulated Water Distribution System due to Hydraulic Transients. II: Volumetric Method and Comparison of Results. *Journal of Environmental Engineering*, 130(7), 778-783. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9372\(2004\)130:7\(778\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9372(2004)130:7(778))
- Chaudhry H.M. (1979) *Applied hydraulic transients*. Van Nostrand Reinhold. New York, USA.
- Chen L., Ma L., Liu S. (2008, August 17-20). Transient Flow Analysis and Simulation in Water Distribution Systems. *Proceedings of the 10<sup>th</sup> Annual Water Distribution Systems Analysis Conference*, Kruger National Park, South Africa. [https://doi.org/10.1061/41024\(340\)78](https://doi.org/10.1061/41024(340)78)
- Choi Y.H., Kim J.H. (2019) Development of Multi-Objective Optimal Redundant Design Approach for Multiple Pipe Failure in Water Distribution System. *Water*, 11(3), 553. <https://doi.org/10.3390/w11030553>
- Collins R. P., Boxall J. B., Karney B.W., Brunone B., Meniconi S. (2012) How severe can transients be after a sudden depressurization? *Journal of the American Water Works Association*, 104(4), E243–E251. <https://doi.org/10.5942/jawwa.2012.104.0055>
- Colombo A., Karney B.W. (2002) Energy and costs of leaky pipes: toward comprehensive picture. *Journal of Water Research Planning and Management - ASCE*, 128(6), 441-450. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9496\(2002\)128:6\(441\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(2002)128:6(441))
- Colombo A., Karney B. W. (2003) Pipe breaks and the role of leaks from an economic perspective. *Water Science and Technology. Water Supply*, 3(1-2), 163–169. <https://doi.org/10.2166/ws.2003.0099>
- Cominola A., Giuliani M., Piga D., Castelletti A., Rizzoli A.E. (2015) Benefits and challenges of using smart meters for advancing residential water demand

- modeling and management: A review. *Environmental Modelling Software*, 72, 198-214. <https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2015.07.012>
- Covelli C., Cozzolino L., Cimorelli L., Della Morte R., Pianese D. (2015) A model to simulate leakage through joints in water distribution systems. *Water Science & Technology: Water Supply*, 15(4), 852-863. <https://doi.org/10.2166/ws.2015.043>
- Creaco E., Pezzinga G., Savic D. (2017a) On the choice of the demand and hydraulic modelling approach to WDN real-time simulation. *Water Resources Research*, 53(7), 6159-6177. <https://doi.org/10.1002/2016WR020104>
- Creaco E., Blokker M., Buchberger S. (2017b) Models for Generating Household Water Demand Pulses: Literature Review and Comparison. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 143(6), 04017013. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000763](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000763)
- Creaco E., Campisano A., Fontana N., Marini G., Page P.R., Walski T. (2019) Real time control of water distribution networks: A state-of-the-art review. *Water Resources Research*, 161, 517-530. <https://doi.org/10.1016/j.watres.2019.06.025>
- Creaco E., De Paola F., Fiorillo D., Giugni M. (2020) Bottom-Up Generation of Water Demands to Preserve Basic Statistics and Rank Cross-Correlations of Measured Time Series. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 146(1), 06019011. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0001142](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0001142)
- Chondronasios A., Gonelas K., Kanakoudis V., Patelis M., Korkana P. (2017) Optimizing DMAs' formation in a water pipe network: the water aging and the operating pressure factors. *Journal of Hydroinformatics*, 19(6), 890–899. <https://doi.org/10.2166/hydro.2017.156>
- Daubechies, I. (1992). *Ten Lectures of Wavelets*. Society for Industrial and Applied Mathematics. Philadelphia, USA.
- Davidson J., Bouchart F., Cavill S., Jowitt P. (2005) Real-Time Connectivity Modeling of Water Distribution Networks to Predict Contamination Spread. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 19(4), 377-386. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3801\(2005\)19:4\(377\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3801(2005)19:4(377))
- Davis A.L. (2004) Hydraulic Transients in Transmission and Distribution Systems. *Urban Water Journal*, 1(2), 157-166. <https://doi.org/10.1080/15730620412331289968>

- Di Nardo A., Di Natale M., Musmarra D., Santonastaso G.F., Tzatchkov V., Alcocer-Yamanaka V.H. (2014) A district sectorization for water network protection from intentional contamination. *Procedia Engineering*, 7, 515 – 524. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.02.057>
- Duan H.-F., Tung Y.-K., Ghidaoui M.S. (2010) Probabilistic Analysis of Transient Design for Water Supply Systems. *Journal of Water Research Planning and Management - ASCE*, 136(6), 678-687. [https://doi:10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000074](https://doi:10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000074)
- Dunlop, E.J. (1991) *WADI Users Manual*. Local Government Computer Services Board. Dublin, Ireland.
- Ebacher G., Besner M.-C., Lavoie J., Jung B. S., Karney B.W., Prévost M. (2011) Transient Modeling of a Full-Scale Distribution System: Comparison with Field Data. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 137(2), 173–182. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000109](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000109)
- Ebacher G., Besner M.C., Clément B., Prévost M. (2012) Sensitivity analysis of some critical factors affecting simulated intrusion volumes during a low pressure transient event in a full-scale water distribution system. *Water Research*, 46, 4017-4030. <https://doi.org/10.1016/j.watres.2012.05.006>
- Edwards J., Collins R. (2014) The Effect of Demand Uncertainty on Transient Propagation in Water Distribution Systems. *Procedia Engineering*, 70, 592–601. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.02.065>
- Ellis J. (2008) *Pressure transients in Water Engineering: A Guide to Analysis and Interpretation of behaviour*. ICE Publishing.
- Estrada E. (2006) The interplay of expansibility and degree distribution. *The European Physical Journal B*, 52, 563-574. <https://doi.org/10.1140/epjb/s10051-021-00219-3>
- European Climate Law (2020) Proposal for a Regulation of the European parliament and of the council establishing the framework for achieving climate neutrality and amending Regulation (EU) 2018/1999. COM/2020/80 final.
- Farmani R., Walters G.A., Savic D.A. (2005a) Trade-off between total cost and reliability for anytown water distribution network. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 131(3), 161–171. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9496\(2005\)131:3\(161\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(2005)131:3(161)).

- Farmani R., Savic D.A., Walters G.A. (2005b) Evolutionary multi-objective optimization in water distribution network design. *Engineering Optimization*. 2005, 37, 167–183. <https://doi.org/10.1080/03052150512331303436>
- Ferrante M., Brunone B. (2003) Pipe system diagnosis and leak detection by unsteady-state tests. 2. Wavelet analysis. *Advances in Water Resources*, 26(1), 107–116. [https://doi.org/10.1016/S0309-1708\(02\)00102-1](https://doi.org/10.1016/S0309-1708(02)00102-1)
- Ferrante M., Brunone B., Meniconi S. (2007) Wavelets for the Analysis of Transient Pressure Signals for Leak Detection. *Journal of Hydraulic Engineering - ASCE*, 133(11), 1274–1282. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2007\)133:11\(1274\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2007)133:11(1274))
- Ferrante M., Brunone B., Meniconi S. (2009) Leak detection in branched pipe systems coupling wavelet analysis and a Lagrangian model. *Journal of Water Supply: Research and Technology - Aqua*, 58(2), 95–106. <https://doi.org/10.2166/aqua.2009.022>
- Ferrante M., Capponi C., Collins R., Edwards J., Brunone B., Meniconi S. (2016) Numerical and transient analysis of random leakage in time and frequency domain. *Civil Engineering and Environmental Systems*, 33(1), 70-84. <https://doi.org/10.1080/10286608.2016.1138941>
- Ferràs D., Manso P.A., Schleiss A.J., Covas D.I.C. (2016) Experimental distinction of damping mechanisms during hydraulic transients in pipe flow. *Journal of Fluids and Structures*, 66, 426-446. <https://doi.org/10.1016/j.jfluidstructs.2016.06.009>
- Fleming K.K., Dugandzik J.P., LeChavellier M.W., Gullick R.W. (2006) Susceptibility of distribution systems to negative pressure transients. American Water Works Association Research Foundation, Denver. ISBN-13: 978-1583215111
- Fiedler M. (1973) Algebraic Connectivity of Graphs. *Czechoslovak Mathematical Journal*, 23(98), 298-305. <http://10.21136/CMJ.1973.101168>
- Filion Y., Adams B.J., Karney B.W. (2007) Stochastic Design of Water Distribution Systems with Expected Annual Damages. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 133(3), 244-252. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9496\(2007\)133:3\(244\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(2007)133:3(244))
- Fontana N., Giugni M., Glielmo L., Marini G., Verrilli F. (2018) Real-Time Control of a PRV in Water Distribution Networks for Pressure Regulation: Theoretical Framework and Laboratory Experiments. *Journal of Water Resources Planning*

- and Management* – *ASCE*, 144(1), 04017075.  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000855](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000855)
- Fox S., Shepherd W., Collins R., Boxall J. (2014) Experimental Proof of Contaminant Ingress into a Leaking Pipe During a Transient Event. *Procedia Engineering*, 70, 668–677. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.02.073>
- Gartenhaus S. (1977) *Physics Basic principles*. Holt, Rinehart and Winston. New York, USA.
- Ghidaoui M.S., Zhao M., McInnis D.A., Axworthy D.H. (2005) A Review of Water Hammer Theory and Practice. *Applied Mechanics Reviews*, 58(1), 49–76. <https://doi.org/10.1115/1.1828050>
- Gibson J., Karney B.W., Guo Y. (2019) Predicting Health Risks from Intrusion into Drinking Water Pipes over Time. *Journal of Water Resources Planning and Management* – *ASCE*, 145(3), 04019001. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0001039](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0001039)
- Giudicianni C., Di Nardo A., Di Natale M., Greco R., Santonastaso G.F., Scala A. (2018) Topological Taxonomy of Water Distribution Networks. *Water*, 10, 444. <https://doi.org/10.3390/w10040444>
- Gomes R., Sousa J., Muranho J., Marques A.S. (2015) Different design criteria for district metered areas in water distribution networks. *Procedia Engineering*, 119, 1221-1230. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.981>
- Grayman W.M., Murray R., Savic D.A. (2009, May 17-21) Effects of Redesign of Water Systems for Security and Water Quality Factors. *Proceedings of the World Environmental and Water Resources Congress*. Kansas City, MO.
- Gullick R.W., LeChevallier M.W., Svindland R.C., Friedman M.J. (2004) Occurrence of transient low or negative pressures in distribution systems. *Journal of the American Water Works Association*, 96(11), 52-66. <https://doi.org/10.1002/j.1551-8833.2004.tb10741.x>
- Haghighi A. (2015). Analysis of Transient Flow Caused by Fluctuating Consumptions in Pipe Networks: A Many-Objective Genetic Algorithm Approach. *Water Resources Management*, 29(7), 2233–2248. <https://doi.org/10.1007/s11269-015-0938-6>
- Hajebi S., Roshani E., Cardozo N., Barrett S., Clarke A., Clarke S. (2016) Water distribution network sectorisation using graph theory and many-objective optimisation. *Journal of Hydroinformatics*, 18(1), 77-95.

- Huang Y., Duan H.-F., Zhao M., Zhang Q., Zhao H., Zhang K. (2017) Probabilistic Analysis and Evaluation of Nodal Demand Effect on Transient Analysis in Urban Water Distribution Systems. *Journal of Water Resources Planning and Management* - ASCE, 143(8), 04017041. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000797](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000797)
- Huang Y., Zheng F., Duan H.-F., Zhang Q. (2020) Multi-Objective Optimal Design of Water Distribution Networks Accounting for Transient Impacts. *Water Resources Management*, 34, 1517–1534. <https://doi.org/10.1007/s11269-020-02517-4>
- Hoskins A. (2015) Monitoring the hydraulic dynamics in water distribution systems. PhD Thesis. Imperial College London, London (UK).
- ISTAT (2019) Utilizzo e qualità della risorsa idrica in Italia.
- Jacobs P., Goulter I.C. (1989) Optimization of Redundancy in Water Distribution Networks using Graph Theoretic Principles. *Engineering Optimization*, 15(1), 71-82. <https://doi.org/10.1080/03052158908941143>
- Jones S., Shepherd W., Collins R., Boxall J. (2014) Experimental Quantification of Intrusion Due to Transients in Distribution Systems. *Procedia Engineering*, 89, 1306-1313.
- Jung B.C., Karney B.W. (2006) Hydraulic optimization of transient protection devices using GA and PSO approaches. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 132(1), 44–52.
- Jung B.S., Karney B.W., Boulos P.F., Wood D.J. (2007) The need for comprehensive transient analysis of distribution systems. *Journal of the American Water Works Association*, 99(1), 112–123. <https://doi.org/10.1002/j.1551-8833.2007.tb07851.x>
- Karim M. R., Abbaszadegan M., LeChevallier M. (2003) Potential for pathogen intrusion during pressure transients. *Journal of the American Water Works Association*, 95(5), 134-146. <https://doi.org/10.1002/j.1551-8833.2003.tb10368.x>
- Karney B.W. (1984) Analysis of fluid transients in large distribution networks. PhD Thesis. University of British Columbia. Vancouver (CA).

- Karney B.W., McInnis D. (1990) Transient Analysis of Water Distribution Systems. *Journal of the American Water Works Association*, 82(7), 62–70. <https://doi.org/10.1002/j.1551-8833.1990.tb06992.x>
- Karney B.W., Filion Y. (2003a) Energy dissipation mechanism in water distribution systems. Proceedings of ASME FEDSM'03 4th ASME\_JSME Joint Fluids Engineering Conference Honolulu, Hawaii, USA, July 6-10, 2003
- Karney B.W., Gajic A. and Pejovic S. (2003b) Case studies - Our experience in hydraulic transients and vibrations. *Proceedings of the International Conference on CSHS03*, Belgrade.
- Karney B.W., Nault (2019, September 1-6) Step toward redeeming the physical and practical insights of the “rigid column” approach to transient analysis. *Proceedings of the del 38<sup>th</sup> IAHR World Congress*, Panama City, Panama.
- Keramat A., Payesteh M., Brunone B., Meniconi S. (2020a) Interdependence of flow and system characteristics in transient induced contamination intrusion in pipes: numerical analysis. *Journal of Hydroinformatics*, 22(3), 473-490. <https://doi.org/10.2166/hydro.2020.069>
- Keramat A., Fathi-Moghadam M., Zanganeh R., Rahmanshahi M., Tijsseling A.S., Jabbari E. (2020b) Experimental investigation of transients-induced fluid–structure interaction in a pipeline with multiple-axial supports. *Journal of Fluids and Structures*, 93, 102848. <https://doi.org/10.1016/j.jfluidstructs.2019.102848>
- Kim H., Kim S. (2017) Evaluation of chlorine decay models under transient conditions in a water distribution system. *Journal of Hydroinformatics*, 19(4), 522-537. <https://doi.org/10.2166/hydro.2017.082>
- Kwon H.J. (2007) Computer simulations of transient flow in a real city water distribution system. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 11(1), 43–49. <https://doi.org/10.1007/BF02823371>
- Kwon H.J., Lee C.-E. (2008) Reliability analysis of pipe network regarding transient flow. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 12(6), 409–416. <https://doi.org/10.1007/s12205-008-0409-1>
- Lambert A. (2001) What do we know about pressure-leakage relationships in distribution systems, in “IWA Conference in Systems Approach to Leakage Control and Water Distribution System Management”, Citeseer, Brno, Czech Republic.

- Lambert A., Fantozzi M. (2010) Recent developments in pressure management, in “International Water Association Specialised Conference”, Sao Paulo, Brazil.
- LeChevallier M.W., Gullick R.W., Karim M.R., Friedman M., Funk J. E. (2003) The potential for health risks from intrusion of contaminants into the distribution system from pressure transients. *Journal of Water and Health*, 1(1), 3-14. <https://doi.org/10.2166/wh.2003.0002>
- Lee P.J., Duan H.-F., Ghidaoui M., Karney B.W. (2013) Frequency domain analysis of pipe fluid transient behaviour. *Journal of Hydraulic Research*, 51(6), 609–622. <https://doi.org/10.1080/00221686.2013.814597>
- Lee J., Lohani V.K., Dietrich A.M., Loganathan G.V. (2012) Hydraulic transients in plumbing systems. *Water Science & Technology: Water Supply*, 12(5), 619-629. <https://doi.org/10.2166/ws.2012.036>
- Lee J. (2015) Hydraulic Transients in Service Lines. *International Journal of Hydraulic Engineering*, 4(2), 31-36. <https://doi.org/10.5923/j.ijhe.20150402.02>
- Lee J., Meehan M. (2017) Survival Analysis of US Water Service Lines Utilizing a Nationwide Failure Data Set. *Journal of the American Water Works Association*, 109(9), 13-21. <https://doi.org/10.5942/jawwa.2017.109.0098>
- Lilly J.M., Olhede S.C. (2009) Higher-order properties of analytic wavelets. *IEEE Transactions on Signal Processing*, 57(1), 146-160. <https://doi.org/10.1109/TSP.2008.2007607>
- Lloyd S.P. (1982) Least squares quantization in PCM. *IEEE Transaction on Information Theory*, 28(2), 129–137. <https://doi.org/10.1109/TIT.1982.1056489>
- Loganathan, G.V., Lee, J. (2005) Decision toll for optimal replacement of plumbing system. *Civil Engineering and Environmental Systems*, 22, 189-204. <https://doi.org/10.1080/10286600500279964>
- Luciani C., Casellato F., Alvisi S., Franchini M. (2018, June 27-30). From water consumption smart metering to leakage characterization at district and user level: the GST4Water project. *Proceedings of the 3<sup>rd</sup> EWaS International Conference on Insights on the Water-Energy-Food*, Nexus, Lefkada Island, Greece. <https://doi.org/10.3390/proceedings2110675>
- Mallat S. G. (1999) *A Wavelet Tour of Signal Processing*. Academic Press. San Diego, USA.

- Mala-Jetmarova H., Sultanova N., Savic D. (2018) Lost in Optimisation of Water Distribution Systems? A Literature Review of System Design. *Water*, 10, 307. <https://doi.org/10.3390/w10030307>
- Marquez Calvo O.O., Quintiliani C., Alfonso L., Di Cristo C., Leopardi A., Solomatine D., de Marinis G. (2018) Robust Optimization of Valve Management to Improve Water Quality in WDNs under Demand Uncertainty. *Urban Water Journal*, 15, 943–952. DOI: 10.1080/1573062X.2019.1595673
- Marsili V, Zarbo R, Alvisi S, Franchini M. (2020) Laboratory Analysis of a Piston-Actuated Pressure-Reducing Valve under Low Flow Conditions. *Water*, 12(4), 940. <https://doi.org/10.3390/w12040940>
- Martins N.M.C., Brunone B., Meniconi S., Ramos H.M., Covas D.I.C. (2017) CFD and 1D approaches for the unsteady friction analysis of low Reynolds number turbulent flows. *Journal of Hydraulic Engineering - ASCE*, 143(12), 04017050. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0001372](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001372)
- Martínez-Codina A., Castillo M., Gonzalez-Zeas D., Garrote L. (2015) Pressure as a predictor of occurrence of pipe breaks in water distribution networks. *Urban Water Journal*, 13(7), 676-686. <https://doi.org/10.1080/1573062X.2015.1024687>
- Marzola I., Alvisi S., Franchini M. (2021) Analysis of MNF and FAVAD Model for Leakage Characterization by Exploiting Smart-Metered Data: The Case of the Gorino Ferrarese (FE-Italy) District. *Water*, 13(5), 643. <https://doi.org/10.3390/w13050643>
- Mayer P.W., Deoreo W.B. (1999) Residential End Uses of Water. Denver, CO: AWWARF.
- Mazumder R. K., Salman A. M., Li Y. and Yu X. (2019) Reliability Analysis of Water Distribution Systems Using Physical Probabilistic Pipe Failure Method. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 145(2), 04018097. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0001034](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0001034)
- McInnis D., Karney B.W. (1995) Transients in Distribution Networks: Field Tests and Demand Models. *Journal of Hydraulic Engineering*, 121(3), 218–231. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1995\)121:3\(218\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1995)121:3(218))
- McInnis D. (2004) A relative-risk framework for evaluating transient pathogen intrusion in distribution systems. *Urban Water Journal*, 1(2), 113 – 127. <https://doi.org/10.1080/15730620412331290010>

- Meniconi S., Brunone B., Ferrante M., Massari C. (2011a) Potentiality of Transient Test to Diagnose Real Supply Pipe Systems: What can be done with just a single extemporary test. *Journal of Water Resources Planning and Management – ASCE*, 137(2), 238-241. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000098](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000098).
- Meniconi S., Brunone B., Ferrante M., Massari C. (2011b) Transient tests for locating and sizing illegal branches in pipe systems. *Journal of Hydroinformatics*, 13(3), 334-345. <https://doi.org/10.2166/hydro.2011.012>
- Meniconi S., Brunone B., Ferrante M., Berni A., Massari C. (2011c, September 5-7). Experimental evidence of backflow phenomenon in a pressurised pipe. *Proceeding of the 11<sup>th</sup> International Conference on Computing and Control for the Water Industry - Urban Water in Management: Challenges and Opportunities*, Exeter, UK. <http://hdl.handle.net/11391/710897>
- Meniconi S., Duan H.F., Brunone B., Ghidaoui M.S., Lee P.J., Ferrante M. (2014) Further developments in rapidly decelerating turbulent pipe flow modeling. *Journal of Hydraulic Engineering - ASCE*, 140(7), 04014028. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000880](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000880)
- Meniconi S., Brunone B., Ferrante M., Massari C. (2014) Energy Dissipation and Pressure Decay during Transients in Viscoelastic Pipes with an In-Line Valve. *Journal of Fluids and Structures*, 45, 235–249. <https://doi.org/10.1016/j.jfluidstructs.2013.12.013>.
- Meniconi S., Brunone B., Ferrante M., Mazzetti E., Laucelli D.B., Borta G. (2015a) Transient Effects of Self-adjustment of Pressure Reducing Valves. *Procedia Engineering*, 119, 1030–1038. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.999>
- Meniconi S., Brunone B., Ferrante M., Capponi C., Carrettini C.A., Chiesa C., Segalini D., Lanfranchi E.A. (2015b) Anomaly pre-localization in distribution–transmission mains by pump trip: preliminary field tests in the Milan pipe system. *Journal of Hydroinformatics*, 17(3), 377–389. <https://doi.org/10.2166/hydro.2011.012>
- Meniconi S., Brunone B., Mazzetti E., Laucelli D.B., Borta G. (2016) Pressure Reducing Valve Characterization for Pipe System Management. *Procedia Engineering*, 162, 455–462. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.11.088>
- Meniconi S., Brunone B., Mazzetti E., Laucelli D.B., Borta G. (2017) Hydraulic characterization and transient response of pressure reducing valves: laboratory

- experiments. *Journal of Hydroinformatics*, 19, 798–810  
<https://doi.org/10.2166/hydro.2017.158>
- Meniconi S., Brunone B., Frisinghelli M. (2018) On the Role of Minor Branches, Energy Dissipation, and Small Defects in the Transient response of Transmission Mains. *Water*, 10(2), 187. <https://doi.org/10.3390/w10020187>
- Meniconi, S., Capponi, C., Frisinghelli, M., and Brunone, B. (2021a) Leak detection in a real transmission main through transient tests: deeds and misdeeds. *Water Resources Research - AGU*, 57(3), e2020WR027838. <https://doi.org/10.1029/2020WR027838>
- Meniconi S., Cifrodelli M., Capponi C., Duan H.-F., Brunone B. (2021b) Transient response analysis of branched pipe systems toward a reliable skeletonization. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 147(2), 04020109. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0001319](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0001319)
- Moosavian N., Lence B.J. (2020) Flow-Uniformity Index for Reliable-Based Optimal Design of Water-Distribution Networks. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 146(3), 04020005. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0001161](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0001161)
- Ostfeld A. (2005) Water Distribution Systems Connectivity Analysis. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 131(1), 58-66. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9496\(2005\)131:1\(58\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(2005)131:1(58))
- Perelman L., Ostfeld A. (2008) Water Distribution System Aggregation for Water Quality Analysis. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*. 134(3), 303-309. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9496\(2008\)134:3\(303\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(2008)134:3(303))
- Perelman L., Ostfeld A. (2011) Topological clustering for water distribution systems analysis. *Environmental Modelling & Software*, 26(7), 969-972. <https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2011.01.006>
- Pezzinga G. (2000) Evaluation of Unsteady Flow Resistances by Quasi-2D or 1D Models. *Journal of Hydraulic Engineering - ASCE*, 126(10), 778-785. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2000\)126:10\(778\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2000)126:10(778))
- Pezzinga G., Brunone B., Meniconi S. (2016) On the relevance of pipe period on Kelvin-Voigt viscoelastic parameters: 1-D and 2-D inverse transient analysis. *Journal of Hydraulic Engineering - ASCE*, 142(12), 04016063. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0001216](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001216)

- Pierro F. di, Khu S.-T., Savic D., Berardi L. (2009) Efficient multi-objective optimal design of water distribution networks on a budget of simulations using hybrid algorithms. *Environmental Modelling and Software*, 24, 202-213. <https://doi:10.1016/j.envsoft.2008.06.008>
- Pothof I., Karney B.W. (2012) *Guidelines for Transient Analysis in Water Transmission and Distribution Systems*. In *Water Supply System Analysis: Selected Topics*. InTech, Rijeka (Croatia). <https://doi.org/10.5772/53944>
- Prasad T.D., Park N.S. (2004) Multiobjective genetic algorithms for design of water distribution networks. *Journal of Water Resources Planning and Management – ASCE*, 130 (1), 73–82. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9496\(2004\)130:1\(73\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(2004)130:1(73))
- Prescott S.L., Ulanicki B. (2008) Improved Control of Pressure Reducing Valves in Water Distribution Networks. *Journal of Hydraulic Engineering - ASCE*, 134, 56–65. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2008\)134:1\(56\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:1(56))
- Press W.H., Teukolsky S.A., Vetterling W.T., Flannery B.P. (2007). *Numerical Recipes: The Art of Scientific Computing*. Cambridge University Press, New York, USA.
- Quintiliani C., Marquez-Calvo O., Alfonso L. (2019) Multiobjective Valve Management Optimization Formulations for Water Quality Enhancement in Water Distribution Networks. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 145(12), 04019061. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0001133](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0001133)
- Ramalingam D., Lingireddy S., Wood J.D. (2009) Using the WCM for transient modeling of water distribution networks. *Journal AWWA*, 101(2), 75-89.
- Rathnayaka S., Keller R., Kodikara J., Chik L. (2016a) Numerical Simulation of Pressure Transients in Water Supply Networks as Applicable to Critical Water Pipe Asset Management. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 142(6), 04016006. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000636](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000636)
- Rathnayaka S., Shannon B., Rajeev P., Kodikara J. (2016b) Monitoring of Pressure Transients in Water Supply Networks. *Water Resources Management*, 30(2), 471–485. <https://doi.org/10.1007/s11269-015-1172-y>

- Rezaei H., Ryan B., Stoianov I. (2015) Pipe Failure Analysis and Impact of Dynamic Hydraulic Conditions in Water Supply Networks. *Procedia Engineering*, 119, 253–262. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.883>
- Rezaei H. (2017) Impact of pressure fluctuations on pipe failures in water distribution networks. PhD Thesis, Imperial College London, Department of Civil and Environmental Engineering.
- Rezaei H., Stoianov I. (2017) Design of an Observational Study for Investigating the Impact of Pressure Transients on Pipe Failure in Water Supply Networks. *Proc. 15<sup>th</sup> Int. Computing and Control for the Water Industry Conference*, Sheffield (UK). <https://doi.org/10.15131/shef.data.5363947.v1>
- Resenterra M., Grata S., Alvisi S. and Franchini M. (2008, September 20-21) Caratterizzazione dello stato strutturale di una rete acquedottistica attraverso la georeferenziazione delle rotture e l'analisi statistica. Terzo Seminario su “La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto”, Perugia, pp. 271-280.
- Rossman, L.A. (2000) EPANET 2.0 User Manual. Water Supply and Water Resources Division, National Risk Management Laboratory, USEPA, Cincinnati, OH.
- Skulovich O., Perelman L., Ostfeld A. (2014) Modeling and Optimizing Hydraulic Transients in Water Distribution Systems. *Procedia Engineering*, 70, 1558–1565. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.02.172>
- Sirsant S., Reddy M.J. (2020) Assessing the Performance of Surrogate Measures for Water Distribution Network Reliability. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 146(7), 04020048. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0001244](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0001244)
- Soares A.K., Covas D.I.C., Reis L.F.R. (2008) Analysis of PVC pipe-wall viscoelasticity during water hammer. *Journal of Hydraulic Engineering - ASCE*, 134(9), 1389-1394. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2008\)134:9\(1389\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:9(1389))
- Starczewska D., Collins R., Boxall J. (2014) Transient Behaviour in Complex Distribution Network: A Case Study. *Procedia Engineering*, 70, 1582–1591. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.02.175>
- Starczewska D., Collins R., Boxall J. (2015) Occurrence of transients in water distribution networks. *Procedia Engineering*, 119, 1473–1482. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.01.001>

- Stephens, M., Marchi, A., Gong, J., Lambert, M., Leonard, M., Simpson, A. 2017. “Understanding the Range of Influence of Moderate-Sized and Short Duration Transients in Water Distribution Systems.” *Proc. 15<sup>th</sup> Int. Computing and Control for the Water Industry Conference*, Sheffield (UK). <https://doi.org/10.15131/shef.data.5363929.v1>
- Stoianov I., Aisopou A. (2014) Chlorine Decay under Steady and Unsteady-state Hydraulic Conditions. *Procedia Engineering*, 70, 1592-1601. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.02.176>
- Strogatz S. (2001) Exploring complex networks. *Nature*, 410, 268–276. <https://doi.org/10.1038/35065725>
- Sundstrom L.R.J., Cervantes M.J. (2017) Transient wall shear stress measurements and estimates at high Reynolds numbers. *Flow Measurement and Instrumentation*, 58, 112-119. <https://doi.org/10.1016/j.flowmeasinst.2017.10.003>
- Thorton J., Sturm R., Kunkel G. (2008) *Water Loss Control*. McGraw-Hill, New York, USA.
- Todini E., Pilati S. (1988) A gradient algorithm for the analysis of pipe networks. *Proc. Int. Conf. on Computer Application for Water Supply and Distribution*, Leicester Polytechnic (UK), 1-20.
- Todini E. (2000) Looped water distribution networks design using a resilience index based heuristic approach. *Urban Water*, 2, 115-122. [https://doi.org/10.1016/S1462-0758\(00\)00049-2](https://doi.org/10.1016/S1462-0758(00)00049-2)
- Torres J.M., Duenas-Osorio L., Li Q., Yazdani A. (2016) Exploring Topological Effects on Water Distribution System Performance Using Graph Theory and Statistical Models. *Journal of Water Resources Planning and Management – ASCE*, 143(1), 04016068. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000709](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000709)
- Ulanicki B., Beaujean P. (2021) Modeling Dynamic Behavior of Water Distribution Systems for Control Purposes. *Journal of Water Resources Planning and Management – ASCE*, 147(8). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0001403](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0001403)
- Vardy A.E., Brown J.M.B. (1996) On turbulent, unsteady, smooth-pipe friction. *Proc. 7<sup>th</sup> Int. Conf. on Pressure Surges and Fluid Transients in Pipelines and Open Channels*, BHR Group, Harrogate (UK), 289–311.

- Vardy A.E., Brown J.M.B. (2003) Transient turbulent friction in smooth pipe flows. *Journal of Sound and Vibration*, 259(5), 1011–1036. <https://doi.org/10.1006/jsvi.2002.5160>
- Vardy, A.E., Brown, J.M.B. (2004) Transient turbulent friction in fully rough pipe flows. *Journal of Sound and Vibration*, 270(1–2), 233–257. [https://doi.org/10.1016/S0022-460X\(03\)00492-9](https://doi.org/10.1016/S0022-460X(03)00492-9)
- Vreeburg J.H.G., Boxall J.B. (2007) Discolouration in potable water distribution systems: A review. *Water Research*, 41(3), 519-529. <https://doi.org/10.1016/j.watres.2006.09.028>
- Wagner D.E., Neupauer R.M., Cichowitz C. (2015) Adjoint-based probabilistic source characterization in water-distribution systems with transient flows and imperfect sensors. *Journal of Water Resources Planning and Management – ASCE*, 141(9), 04015003 [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000508](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000508)
- Walski T. (1993) Water distribution valve topology for reliability analysis. *Reliability Engineering & System Safety*. 42(1), 21-27. [https://doi.org/10.1016/0951-8320\(93\)90051-Y](https://doi.org/10.1016/0951-8320(93)90051-Y)
- Walski T., Chase D.V., Savić D., Grayman W., Beckwith S., Koelle E. (2003) *Advanced Water Distribution Modeling and Management*. Waterbury, Connecticut (USA): Haestad Press.
- Wang R., Wang Z., Wang X., Yang H., Sun J. (2014) Pipe Burst Risk State Assessment and Classification Based on Water Hammer Analysis for Water Supply Networks. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 140(6), 04014005. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000404](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000404)
- Weston S.L., Collins R.P., Boxall J.B. (2017) Can a valve closure transient cause mobilisation of adhered particles? CCWI2017, The University of Sheffield. Journal contribution. <https://doi.org/10.15131/shef.data.5364496.v1>
- Weston S.L., Collins R.P., Boxall J.B. (2021) An experimental study of how hydraulic transients cause mobilisation of material within drinking water distribution systems. *Water Research*, 194, 116890. <https://doi.org/10.1016/j.watres.2021.116890>
- Wylie, E.B., Streeter, V.L. 1993. *Fluid Transients in Systems*. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey (USA).
- Wylie E.B. (1997) Frictional Effects in Unsteady Turbulent Pipe Flows. *Applied Mechanics Reviews*, 50(11S), S241–S244. <https://doi.org/10.1115/1.3101843>

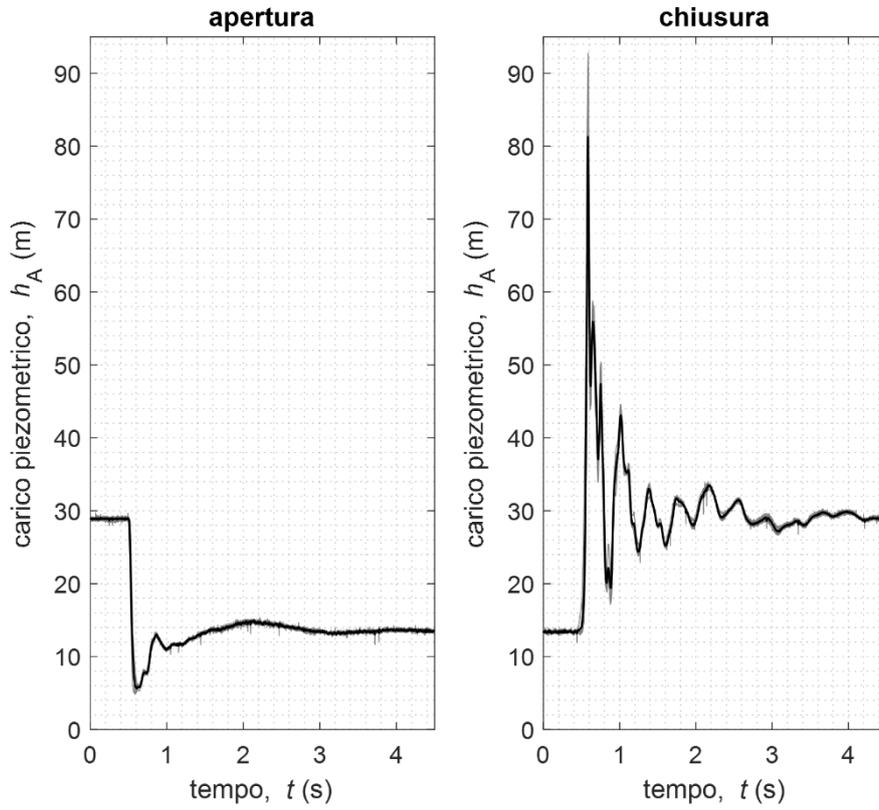
- Wood D.J., Lingireddy S., Boulos P.F., Karney B.W., McPherson D.L. (2005) Numerical methods for modeling transient flow in distribution systems. *Journal of the American Water Works Association*, 97(7), 104–115. <https://doi.org/10.1002/j.1551-8833.2005.tb10936.x>
- Xu C., Goulter I.C. (1999) Reliability-based optimal design of water distribution network. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 125(6), 352–362. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9496(1999)125:6(352)
- Yang S., Hsu N.-S., Louie P.W.F., Yeh W.W.-G. (1996) Water Distribution Network Reliability: Connectivity Analysis. *Journal of Infrastructure Systems*, 2(2), 54-56. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1076-0342\(1996\)2:2\(54\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1076-0342(1996)2:2(54))
- Yang J., LeChevallier M.W., Teunis P.F.M., Xu M. (2011) Managing risks from virus intrusion into water distribution systems due to pressure transients. *Journal of Water and Health*, 9(2), 291–305. <https://doi.org/10.2166/wh.2011.102>
- Yazdani A., Jeffrey P. (2010) A complex network approach to robustness and vulnerability of spatially organized water distribution networks. arXiv:1008.1770 [physics.soc-ph]
- Yazdani A, Jeffrey P (2011a) A note on measurement of network vulnerability under random and intentional attacks.
- Yazdani A, Jeffrey P (2011b) Complex network analysis of water distribution systems. *Chaos*, 21016111. <https://doi.org/10.1063/1.3540339>
- Yazdani A., Jeffrey P. (2011c) Applying network theory to quantify the redundancy and structural robustness of water distribution systems. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 138 (2), 153-161. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000159](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000159)
- Yazdani A., Appiah Otoo R., Jeffrey P. (2011d) Resilience enhancing expansion strategies for water distribution systems: A network theory approach. *Environmental Modelling & Software*, 26, 1574-1582. <https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2011.07.016>
- Yazdani A., Jeffrey P. (2012a) Applying network theory to quantify the redundancy and structural robustness of water distribution systems. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 138(2), 153-161. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000159](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000159), 153–161.

- Yazdani A., Jeffrey P. (2012b) Water distribution system vulnerability analysis using weighted and directed network models. *Water Resources Research*, 48(6), W06517. <https://doi.org/10.1029/2012WR011897>
- Yazdi J., Hokmabadi A., JaliliGhazizadeh M.R. (2019) Optimal Size and Placement of Water Hammer Protective Devices in Water Conveyance Pipelines. *Water Resources Management*, 33, 569-590. <https://doi.org/10.1007/s11269-018-2120-4>
- Zielke W. (1968) Frequency-dependent friction in transient pipe flow. *ASME Journal of Basic Engineering*, 90(1), 109–115. <https://doi.org/10.1115/1.3605049>
- Zhang, Q., Wu, Z., Zhao, M., & Qi, J. (2017). Automatic Partitioning of Water Distribution Networks Using Multiscale Community Detection and Multiobjective Optimization. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 143(9), 1–14. DOI: 10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000819

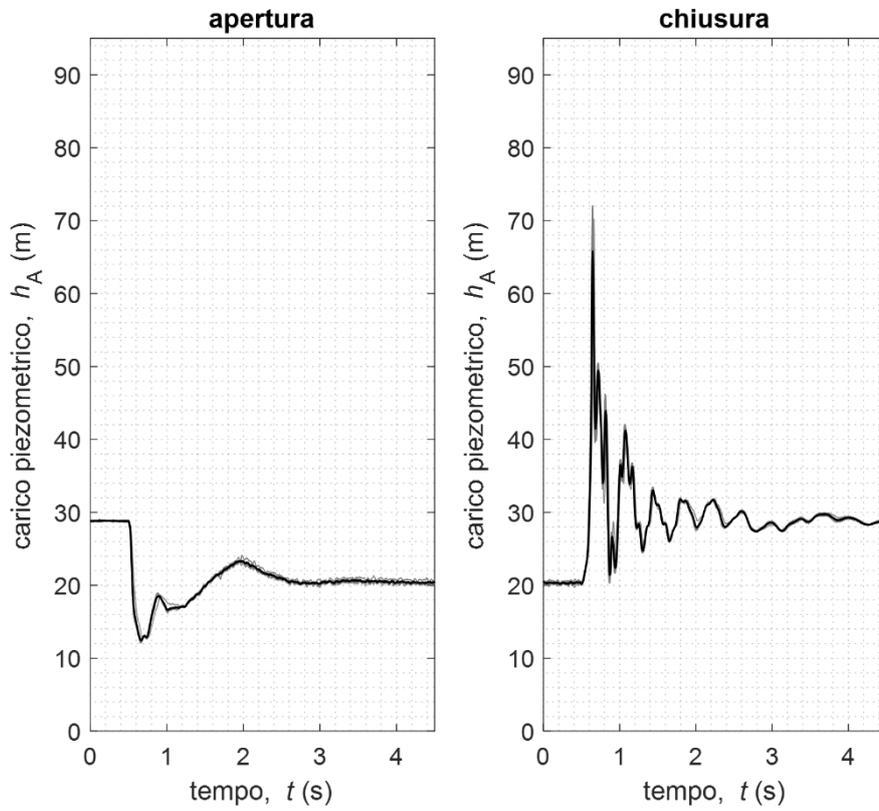
# Appendice 1



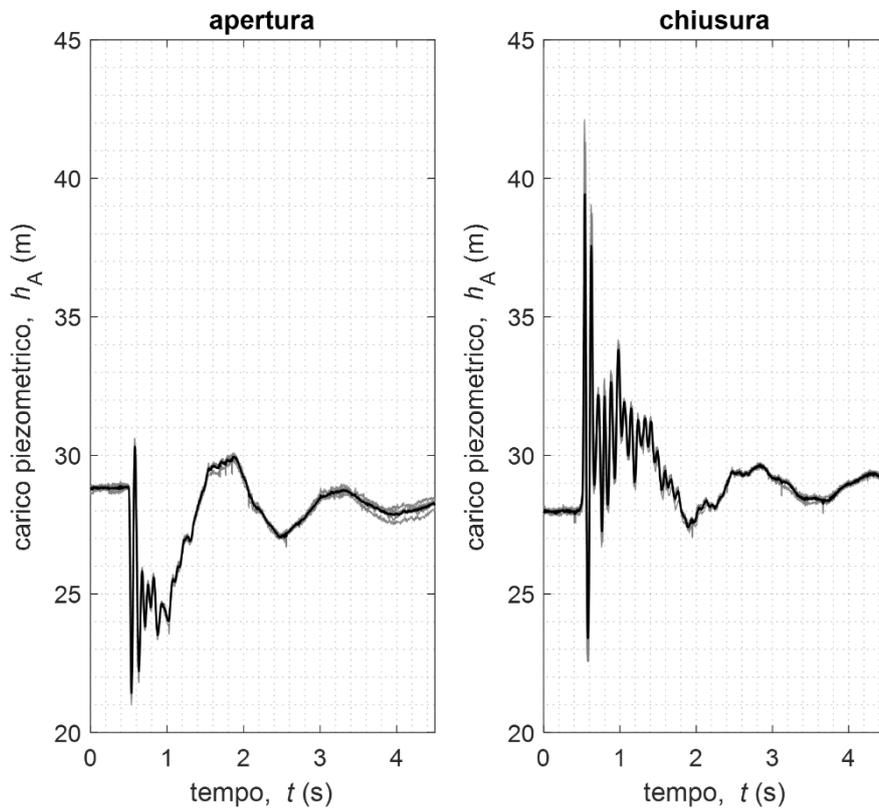
F1 (operatore)



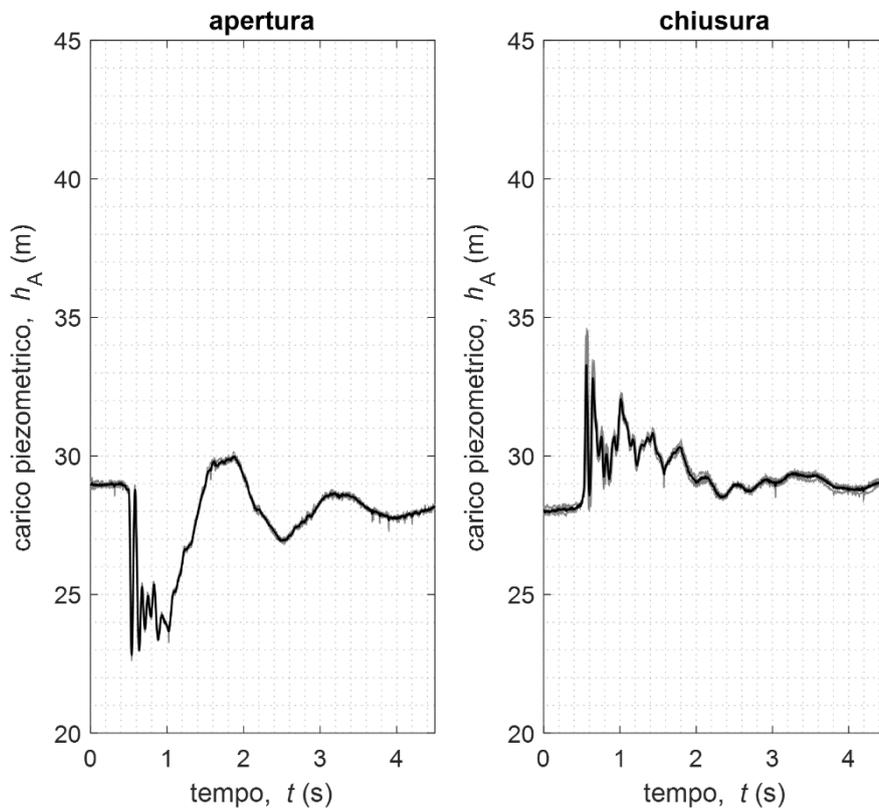
F1 (timer)



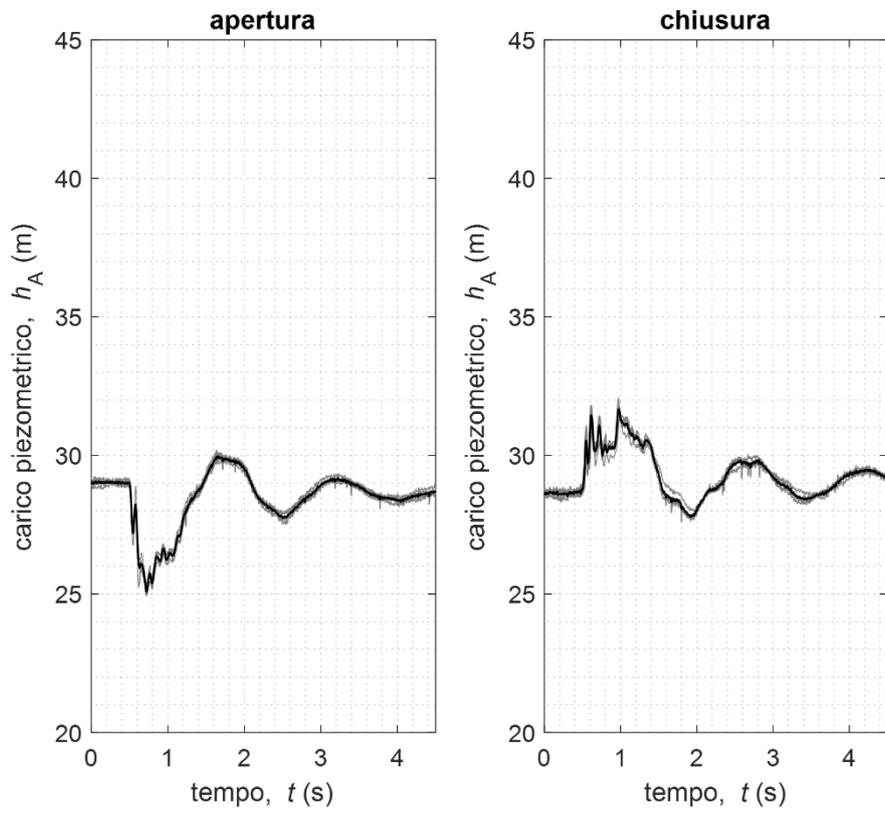
F2 (operatore)



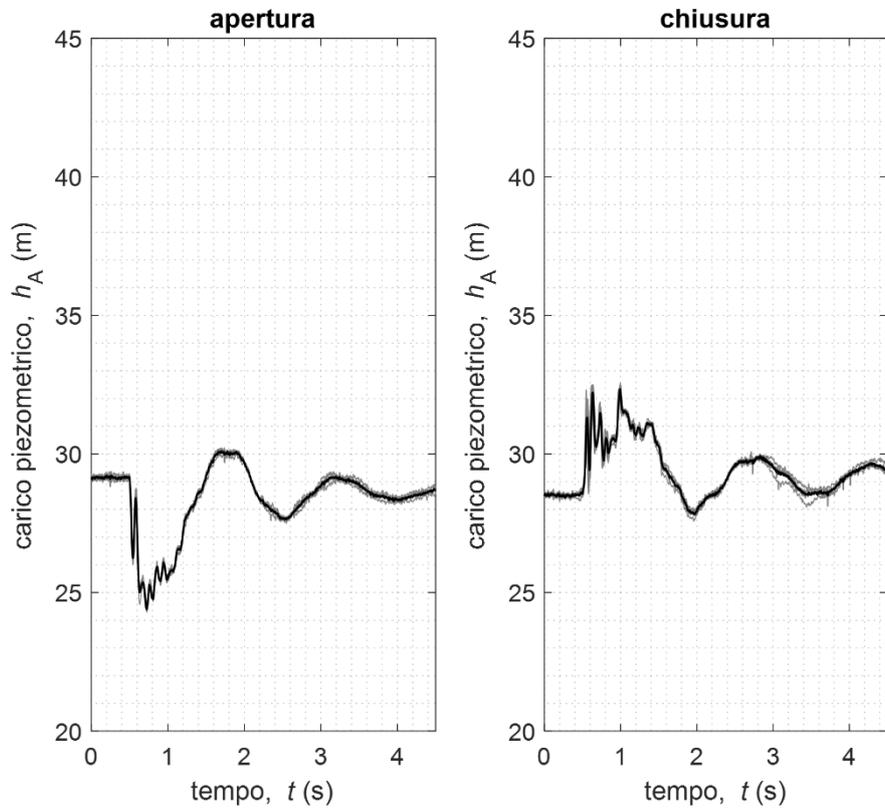
T1



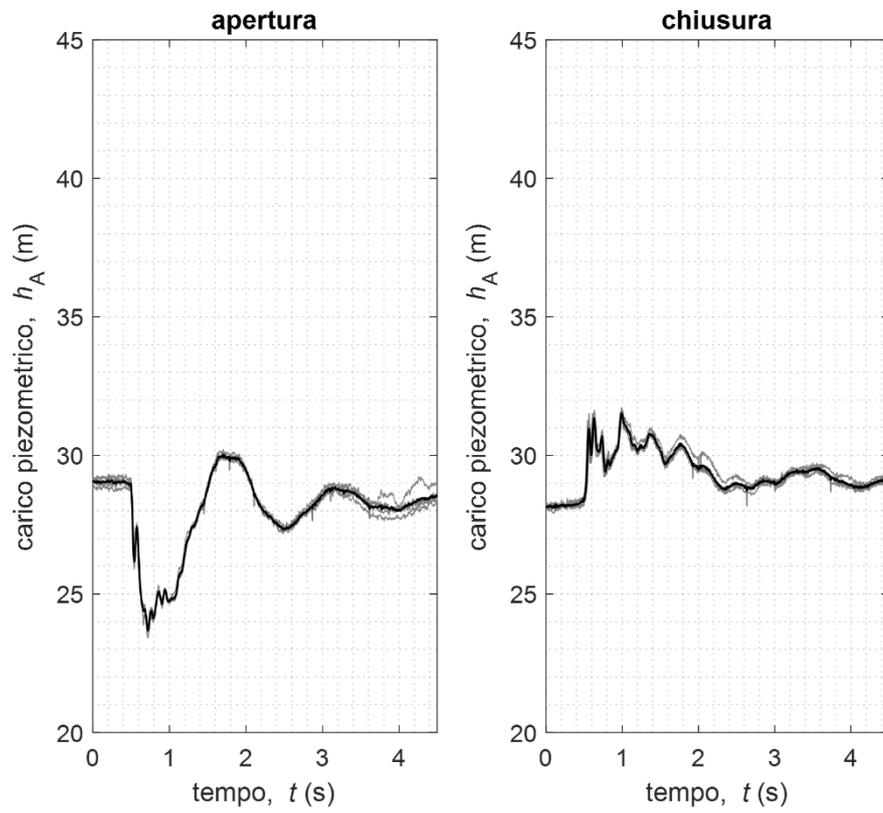
F3 (operatore)



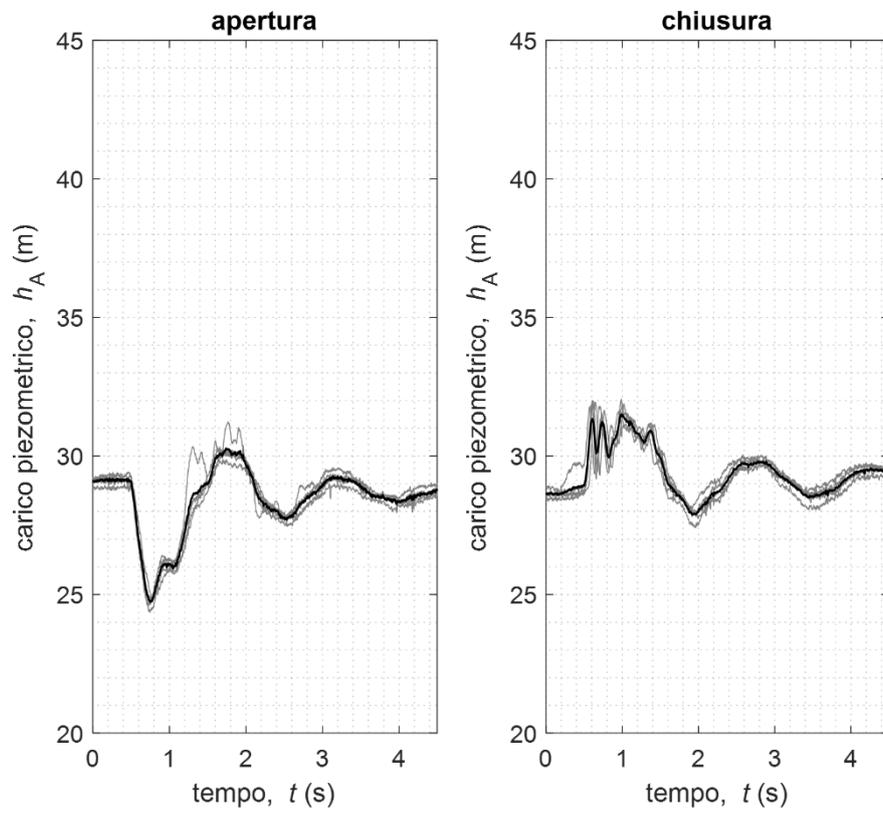
F4 (operatore)



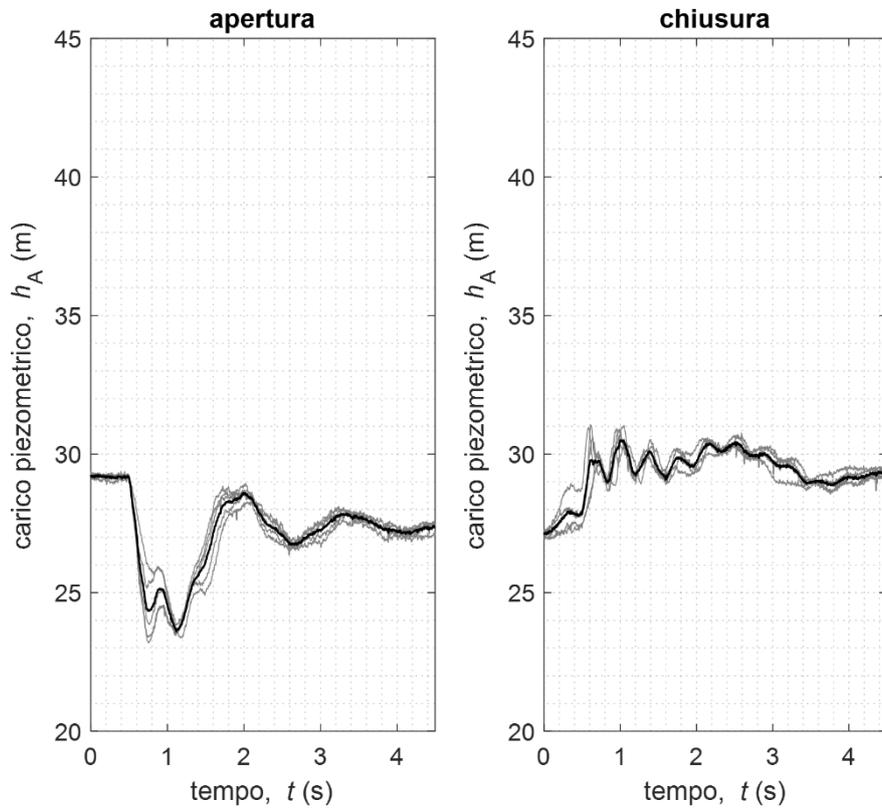
T2



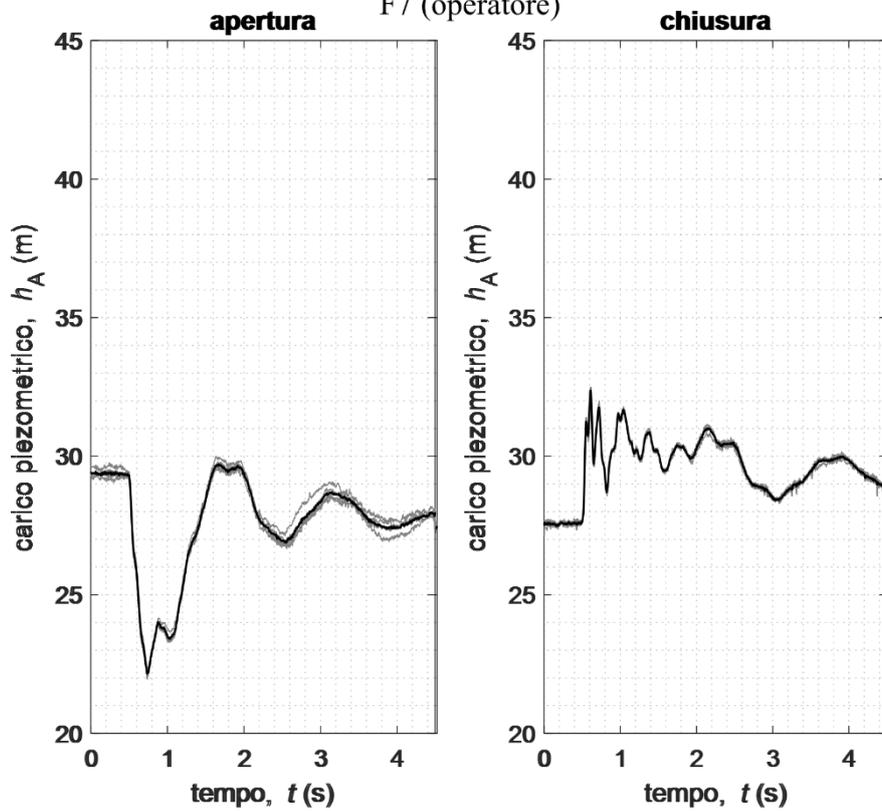
F5 (operatore)



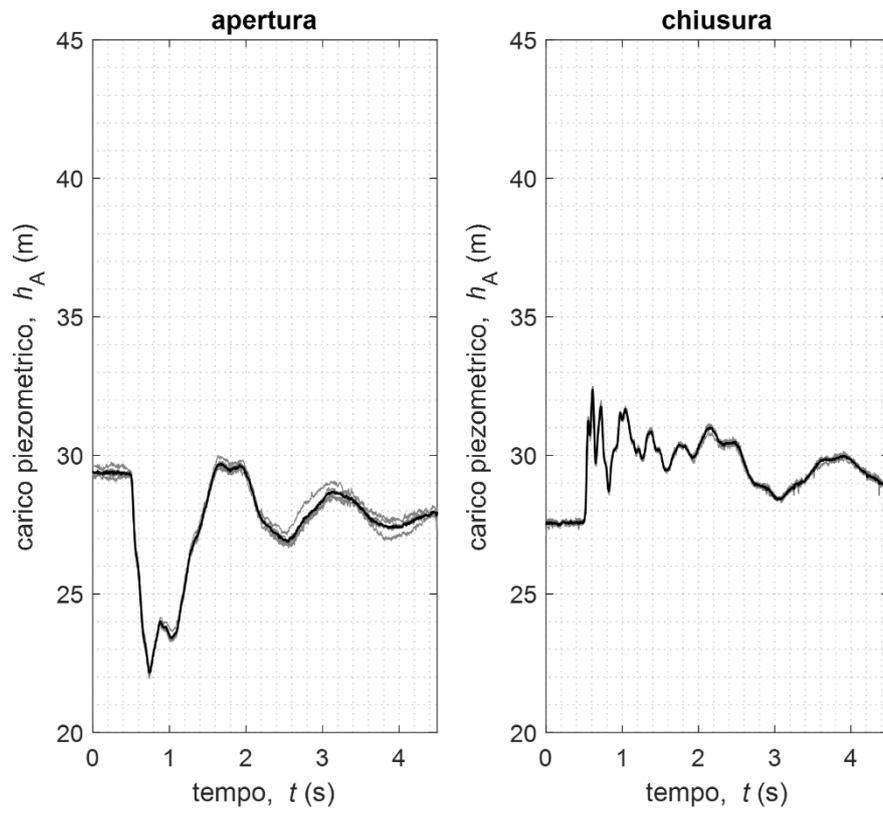
F6 (operatore)



F7 (operatore)



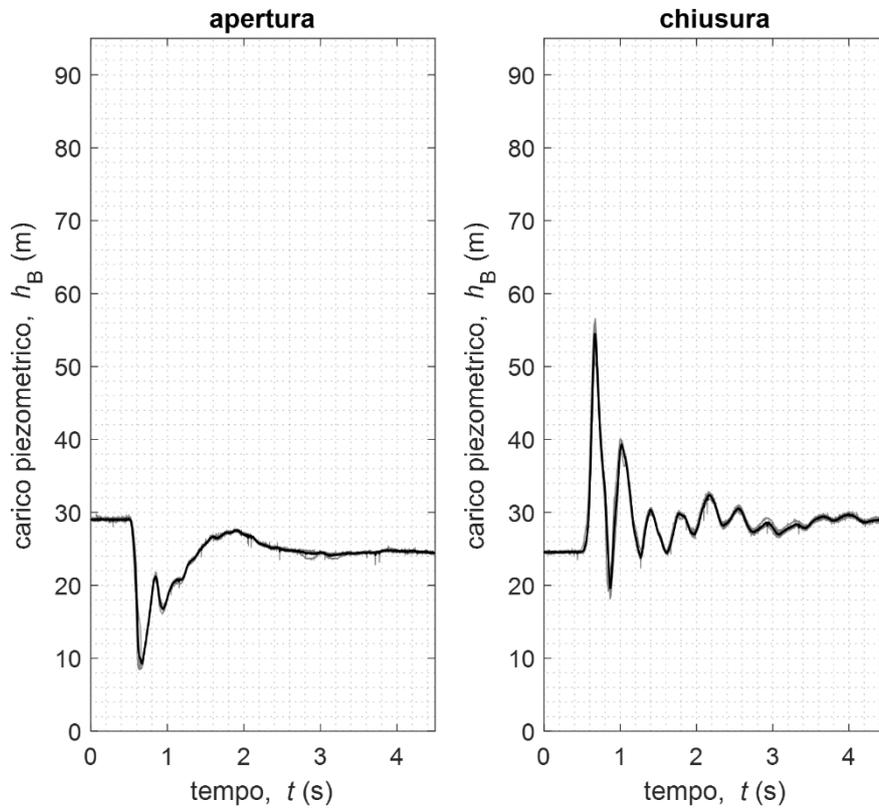
S1 (operatore)



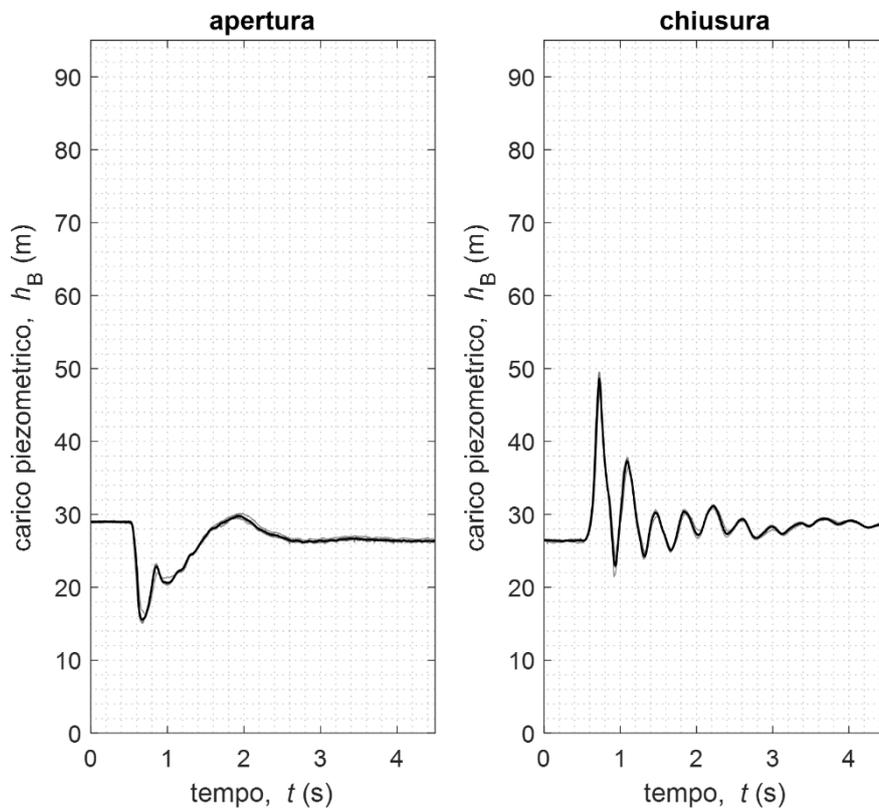
## Appendice 2



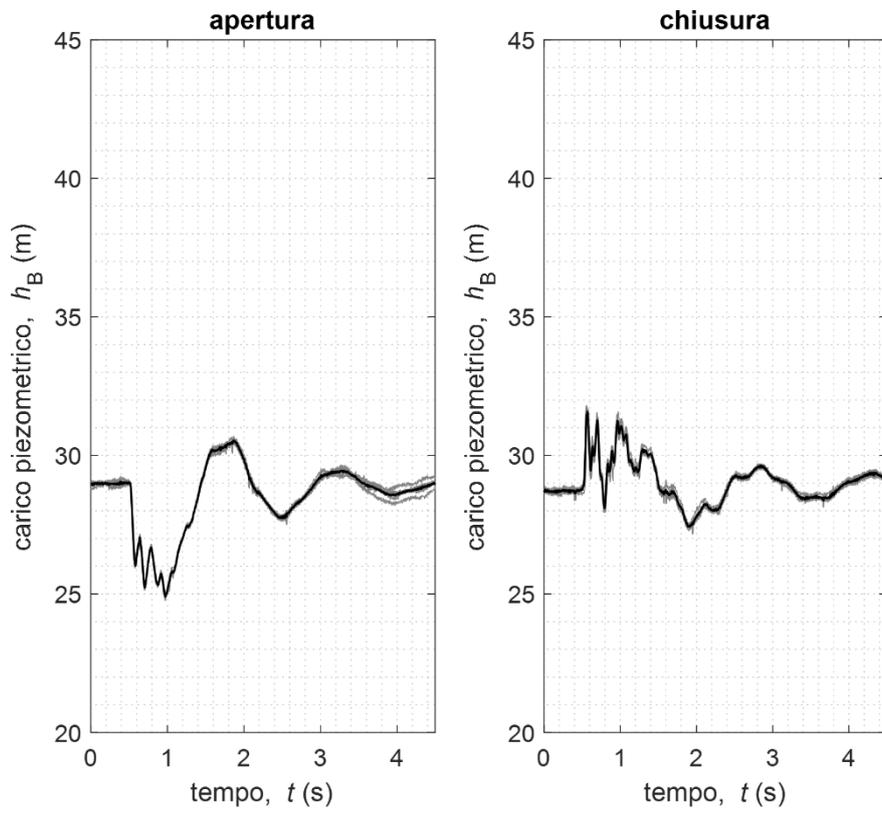
F1 (operatore)



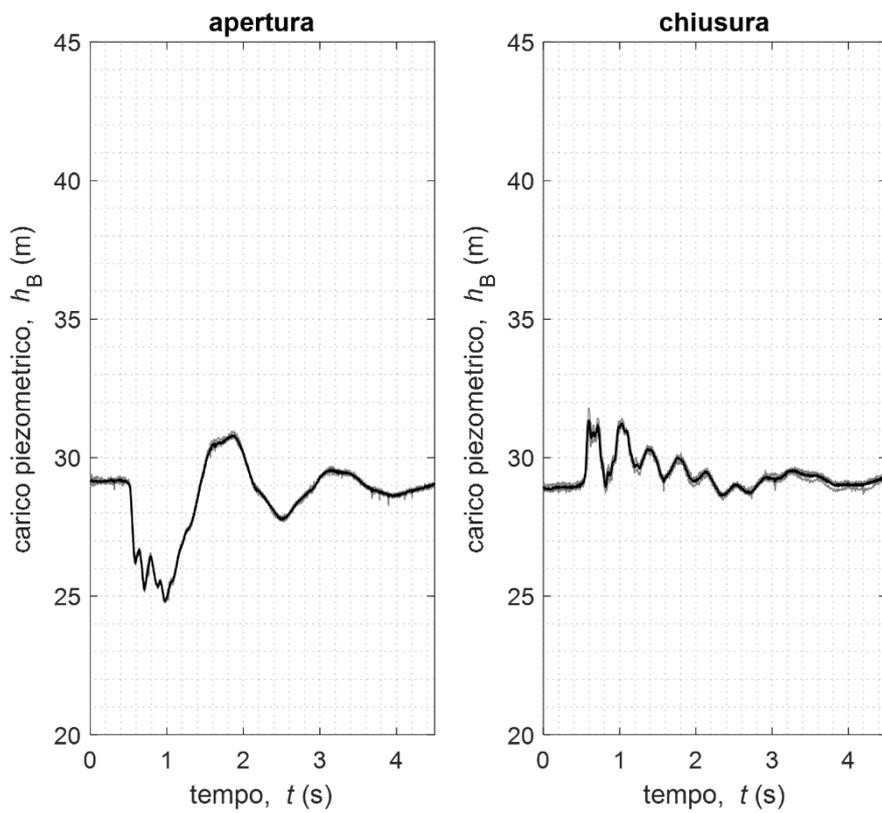
F1 (timer)



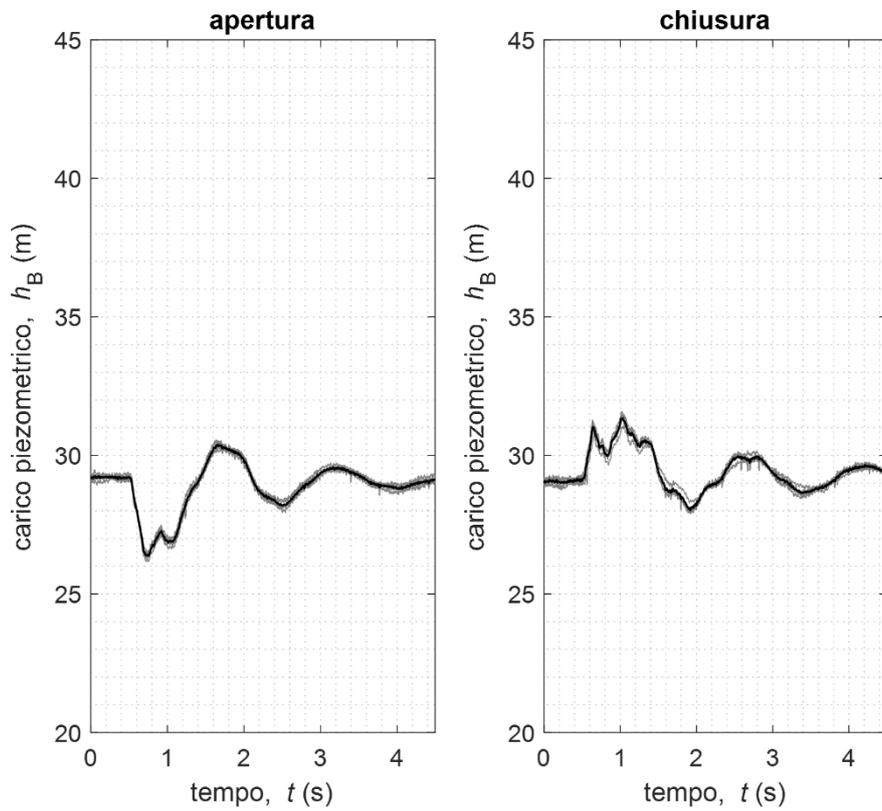
F2 (operatore)



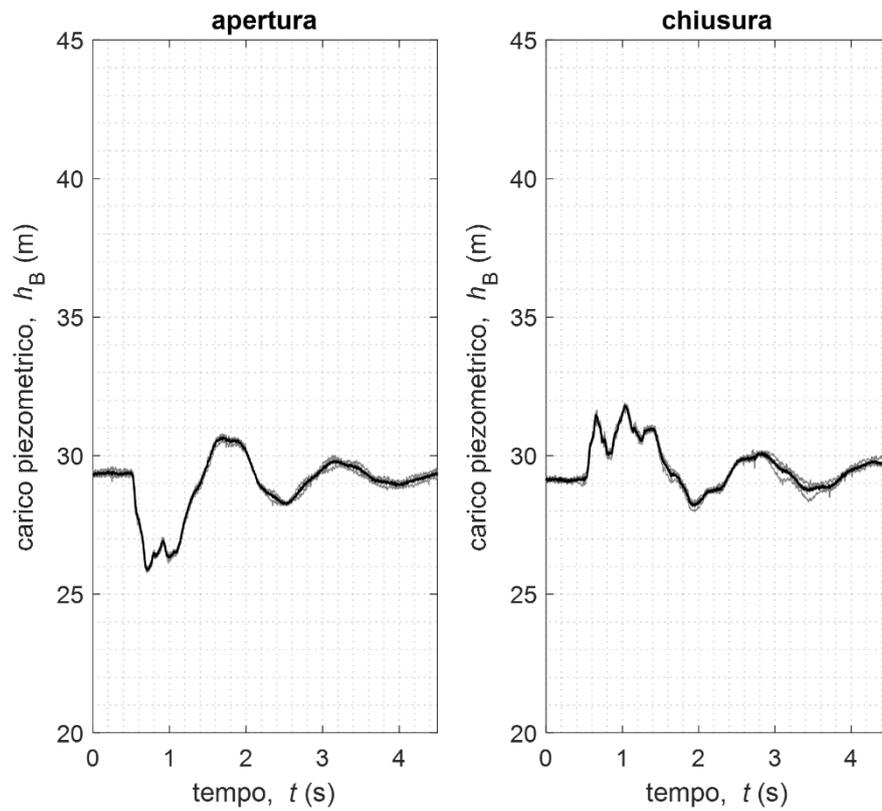
T1



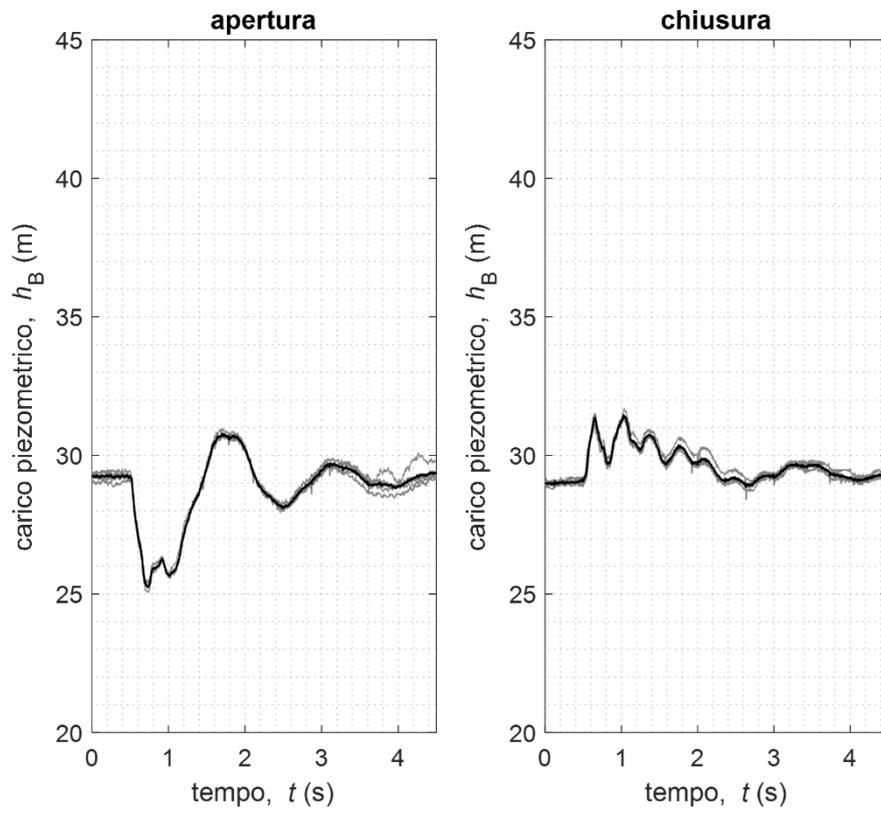
F3 (operatore)



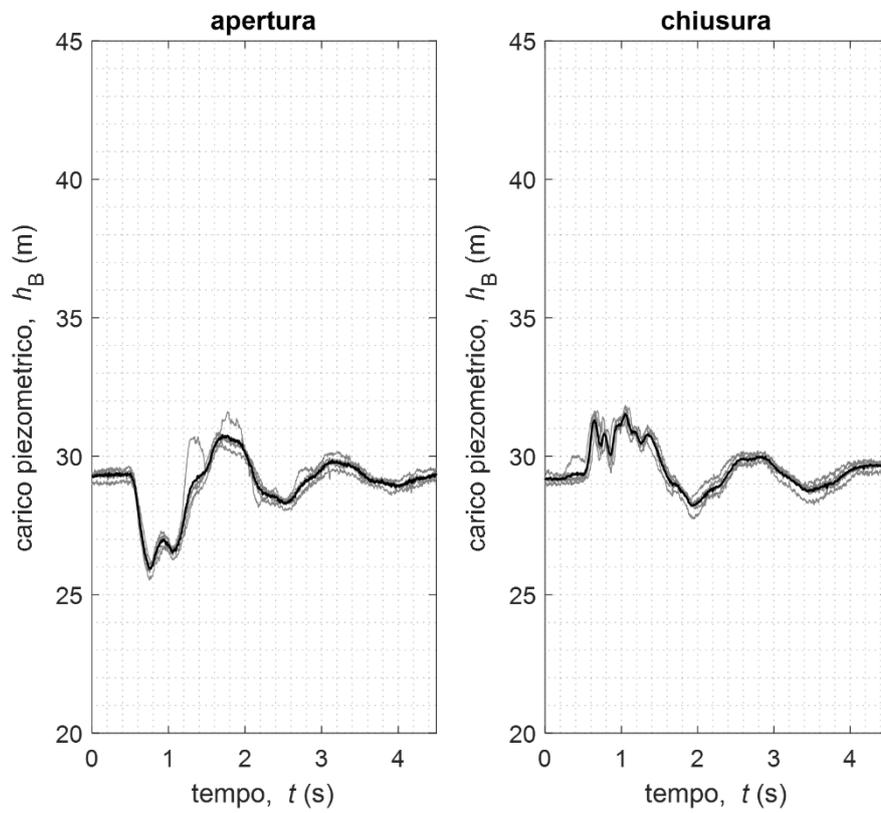
F4 (operatore)



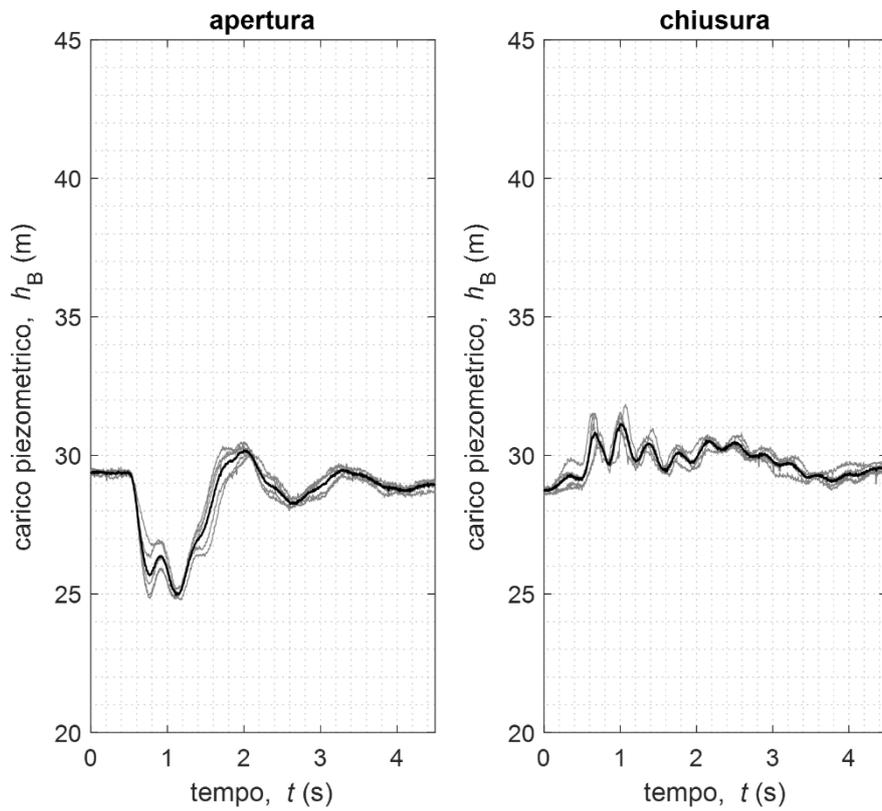
T2



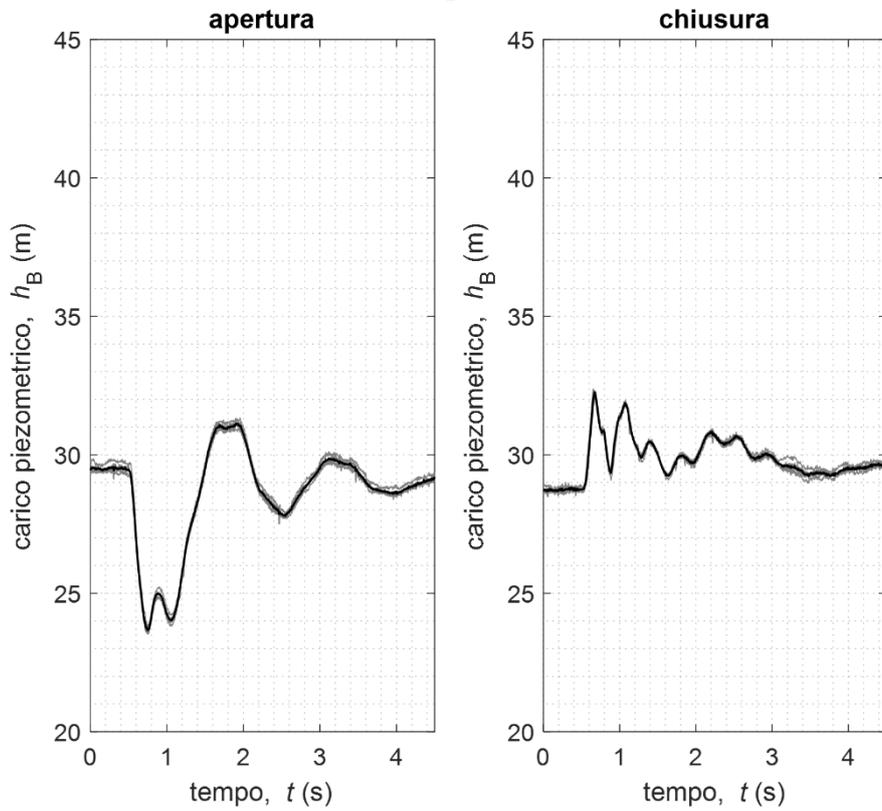
F5 (operatore)



F6 (operatore)



F7 (operatore)



S1 (operatore)

