



**UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE**

**FACOLTA' DI INGEGNERIA**

---

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

**La distrettualizzazione delle reti di distribuzione idrica per il controllo delle perdite: applicazione e analisi di performance sulla rete di Bisceglie (BT)**

**Design of district metered areas for leakage management in water distribution systems: application and performance analysis on Bisceglie's (BT) network**

Relatore:

Prof.ssa Giovanna Darvini

Tesi di Laurea di:

Alessio Santini

Correlatore:

Prof.ssa Sara Corvaro

A.A. 2021/2022



# INTRODUZIONE

---

Nel presente lavoro di tesi viene analizzato il tema delle perdite nelle reti di acquedotto, che costituisce una frequente e consistente problematica nello scenario italiano. Dopo un'ampia panoramica sulla risoluzione delle perdite idriche, si analizza un caso studio. In primo luogo, si procede alla modellazione idraulica della rete, calibrandone i risultati sulla base di misure reali di pressione e portata. Su tale modello viene condotta un'analisi di sensitività nei confronti della scabrezza e del set-point delle valvole presenti in rete, consentendo di ottenere indicatori di performance per lo stato di fatto e considerazioni sull'evoluzione a lungo termine.

In seguito, viene realizzata una distrettualizzazione della rete di acquedotto, tecnica ottimale per l'efficientamento delle performance e della gestione dell'acqua, che permette il raggiungimento di una serie di obiettivi. Dalla riduzione del regime pressorio medio, alla conseguente riduzione di perdita idrica, ad un più flessibile funzionamento della rete al variare delle condizioni operative, senza mai ridimensionare il livello di servizio e la qualità dell'acqua erogata.

A valle di quanto sopra esposto, si propone una stima della riduzione della portata di perdita ed una breve analisi dei costi, con il fine di quantificare i benefici ottenuti ed incentivare l'applicazione di tali soluzioni anche ad altre reti di distribuzione. Nonostante le particolarità del caso studio, infatti, molti dei criteri adottati e dei risultati ottenuti risultano essere di carattere generale, pertanto estendibili a reti con caratteristiche simili in termini altimetrici, di regime pressorio e di domanda.

# INDICE

---

<b>1. LE PERDITE NELLE RETI DI ACQUEDOTTO</b>	5
1.1 GENERALITÀ	5
1.2. TECNICHE DI INTERVENTO	11
<b>2. IL CASO STUDIO: L'ACQUEDOTTO DI BISCEGLIE</b>	14
2.1 ORGANIZZAZIONE GENERALE DELLA RETE E PRINCIPALI CRITICITÀ	14
2.2 DATI IDRAULICI CARATTERISTICI	16
2.2.1 PORTATE IN USCITA DAI SERBATOI	16
2.2.2 PRESSIONI IN RETE	18
2.2.3 DATI STORICI DI PORTATA	20
2.2.4 CONSUMI MISURATI E FATTURATI	21
2.3 INDICI PRESTAZIONALI DELLA RETE	23
<b>3. IMPATTO DEI CAMBIAMENTI CLIMATICI SUL CONSUMO IDRICO</b>	31
<b>4. DEFINIZIONE DEL MODELLO IDRAULICO</b>	38
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA RETE	41
4.2 DETERMINAZIONE DELLA DOMANDA E DELLA PORTATA DI PERDITA	42
<b>5. CALIBRAZIONE DEL MODELLO IDRAULICO</b>	45
5.1 SCABREZZA DELLE CONDOTTE	45
5.2 GRADO DI APERTURA DELLE VALVOLE PARZIALIZZATE	47
5.3 RISULTATI DELLA CALIBRAZIONE	49
<b>6. ULTERIORI VALUTAZIONI SULL'AFFIDABILITÀ DEL MODELLO</b>	60
<b>7. ANALISI DI SENSITIVITÀ</b>	64
7.1 ANALISI DI SENSITIVITÀ ALLO STATO DI FATTO	64
7.1.1 SENSITIVITÀ NEI CONFRONTI DELLA SCABREZZA	65
7.1.2 SENSITIVITÀ NEI CONFRONTI DEL SET-POINT ASSOCIATO ALLE TCV	77
<b>8. LA DISTRETTUALIZZAZIONE DELLA RETE: OBIETTIVI E METODI DI DEFINIZIONE DELLO STATO DI PROGETTO</b>	97
<b>9. ANALISI DI SENSITIVITÀ ALLO STATO DI PROGETTO</b>	104
<b>10. CALCOLO DELL'ETA' DELL'ACQUA</b>	116
<b>11. ANALISI ECONOMICA E CALCOLO DELLA RIDUZIONE DI PERDITA</b>	128
<b>12. CONCLUSIONI</b>	137
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	139
<b>APPENDICE</b>	142



# 1. LE PERDITE NELLE RETI DI ACQUEDOTTO

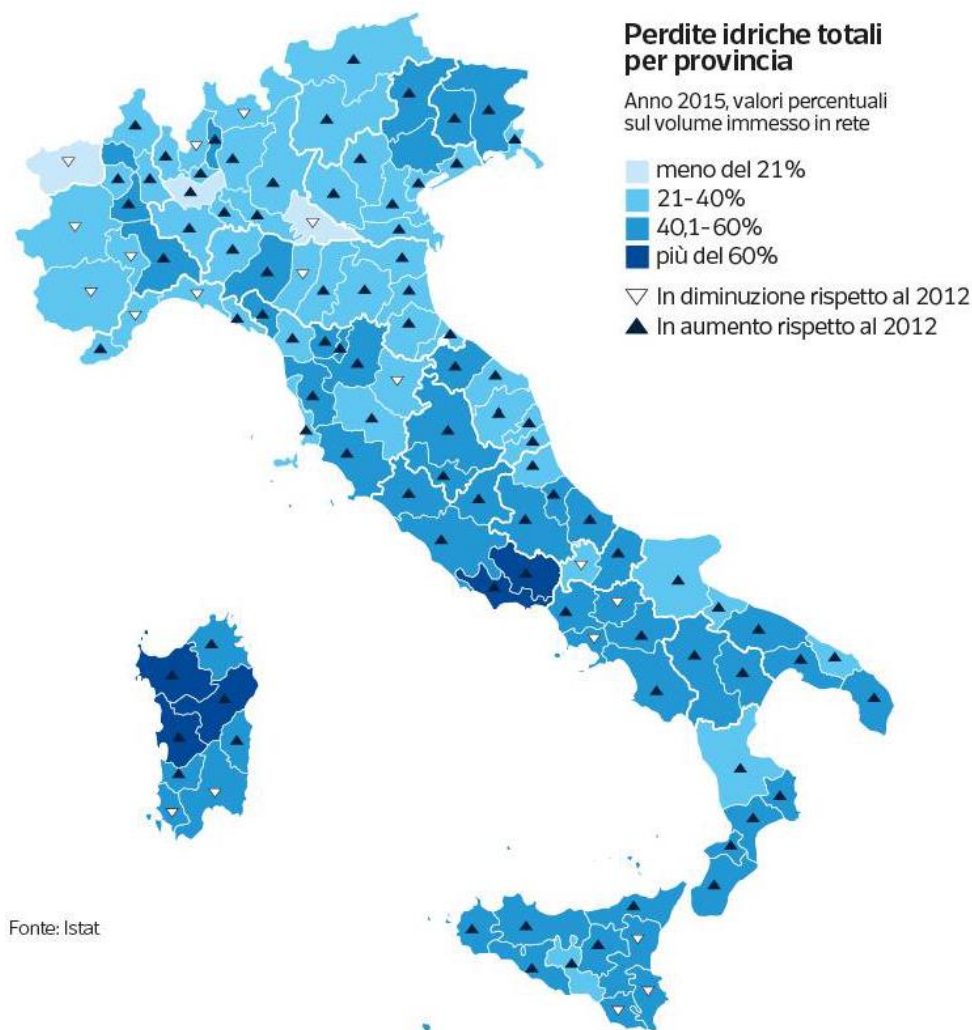
---

## 1.1 GENERALITÀ

Il problema delle perdite idriche è riconosciuto come una delle maggiori complessità nella gestione dei sistemi di acquedotto. In passato, per lungo tempo, l'interesse nei confronti di tale problematica è risultato decisamente scarso, in quanto l'età delle infrastrutture esistenti permetteva di considerare trascurabili i volumi di perdita. Nel corso degli anni però, necessità di carattere economico, sociale e soprattutto ambientale, insieme ad una maggiore consapevolezza dei volumi idrici effettivamente persi, hanno portato ad avere una particolare attenzione nella gestione e risoluzione delle perdite. Strettamente legate ad esse, risultano essere anche la ricerca e la valutazione delle rotture, caratterizzate da elevati oneri a carico dei gestori e, in ogni caso, non sempre di facile attuazione.

Una panoramica del patrimonio acquedottistico italiano permette di capire quanto esso sia profondamente bisognoso di interventi, mirati ad un migliore utilizzo della risorsa idrica, riducendo quanto più possibile l'inefficienza e garantendo alle utenze un servizio pressoché stabile nel tempo. Dati ISTAT riferiti al 2012, indicano che in Italia il volume di acqua potabile immesso ogni giorno nelle reti di distribuzione era pari a 22,9 milioni di metri cubi, corrispondenti mediamente a 385 litri per abitante. A fronte del volume di risorse idriche immesso in rete esisteva una considerevole dispersione (pari mediamente al 37,4%) causata dall'obsolescenza e dalla scarsa manutenzione delle infrastrutture di distribuzione.

Ulteriori dati ISTAT riferiti al 2015 (Figure 1-1 e 1-2), pubblicati nel 2017 in occasione della giornata mondiale dell'acqua, riportano la valutazione delle perdite differenziata per capoluoghi e province delle diverse regioni, dimostrando il continuo abbassamento di efficienza nelle infrastrutture di distribuzione. Dal report si notano valori di perdita volumetrica che superano abbondantemente il 60% (per le città di Campobasso e Potenza), delineando una condizione allarmante sia dal punto di vista economico che ambientale.

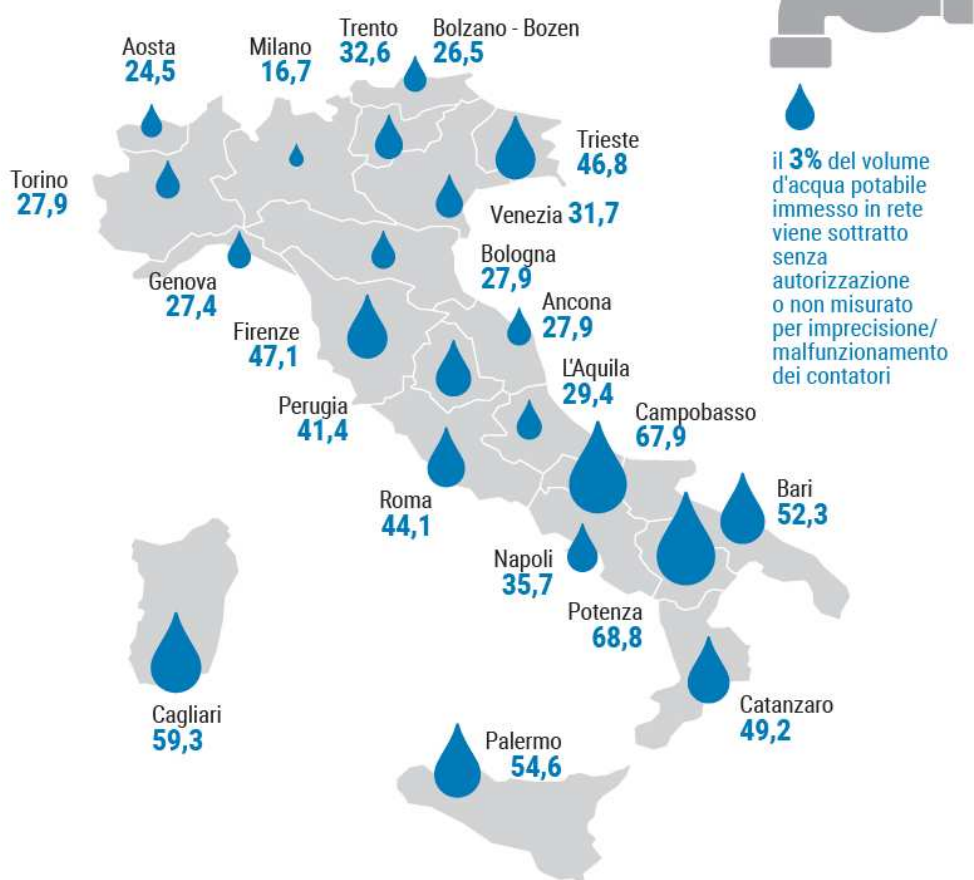


**Figura 1-1.** Perdite idriche totali per provincia, anno 2015 (Fonte ISTAT)

A partire dall'anno 2016, fino al 2021, i censimenti ISTAT rivelano invece un ridotto ma progressivo miglioramento delle condizioni infrastrutturali. Si tratta però di un recupero globale, pari circa al 3%, relativo ai 109 capoluoghi di provincia e città metropolitana presi in considerazione dal censimento. A livello puntuale, permangono situazioni di perdite non considerate accettabili, in misura ben superiore al 50%. In ogni caso, a supporto di quanto prima citato, il miglioramento nell'utilizzo di risorsa idrica, seppur marginale, indica un maggiore interesse collettivo nei confronti delle perdite per dispersione.

**PERDITE IDRICHE DELLE RETI DI DISTRIBUZIONE DI ACQUA POTABILE NEI COMUNI CAPOLUOGO DI REGIONE**

Anno 2015, rapporto percentuale tra perdite totali e volume di acqua immesso in rete



**Figura 1-2.** Perdite idriche delle reti di distribuzione di acqua potabile nei comuni capoluogo di regione, anno 2015 (ISTAT, Giornata mondiale dell'acqua, 22 marzo 2017)



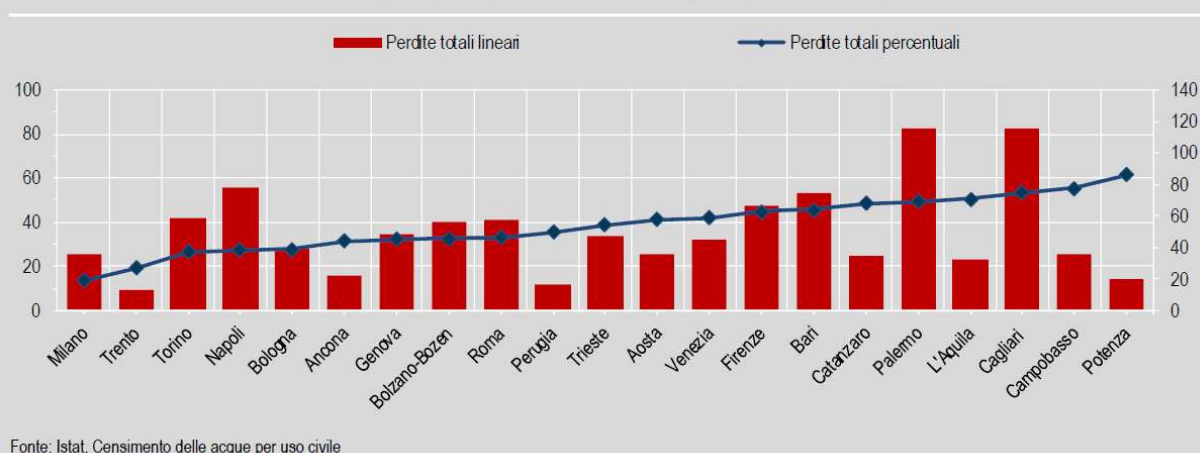
**ACQUA: I NUMERI CHIAVE.** Anni 2016-2021

ANNI	Famiglie che lamentano irregolarità nel servizio idrico	Spesa media mensile familiare per la fornitura di acqua	Spesa media mensile familiare per acqua minerale	Famiglie che non si fidano a bere acqua del rubinetto	Perdite idriche totali nella rete di distribuzione dei 109 capoluoghi di provincia e città metropolitana	Acqua erogata nei 109 capoluoghi di provincia e città metropolitana
2016	9,4%	13,59 euro	10,75 euro	29,9%	39,0%	240 l/ab/g
2017	10,1%	14,69 euro	11,94 euro	29,1%	-	-
2018	10,4%	14,65 euro	12,48 euro	29,0%	37,3%	237 l/ab/g
2019	8,6%	14,62 euro	12,57 euro	29,0%	-	-
2020	8,9%	14,68 euro	12,56 euro	28,4%	36,2%	236 l/ab/g
2021	9,4%	-	-	28,5%	-	-

**Figura 1-3.** Censimento della risorsa idrica per uso civile, anni 2016-2021 (ISTAT, Giornata mondiale dell'acqua, 22 marzo 2022)



**FIGURA 2. PERDITE TOTALI NELLE RETI DI DISTRIBUZIONE DEI CAPOLUOGHI DI REGIONE.** Anno 2020, valori percentuali sui volumi immessi in rete (asse principale) e m<sup>3</sup> giornalieri persi per km di rete (asse secondario)



**Figura 1-4.** Censimento delle perdite totali nelle reti di distribuzione per uso civile, anno 2020 (ISTAT, Giornata mondiale dell'acqua, 22 marzo 2022)

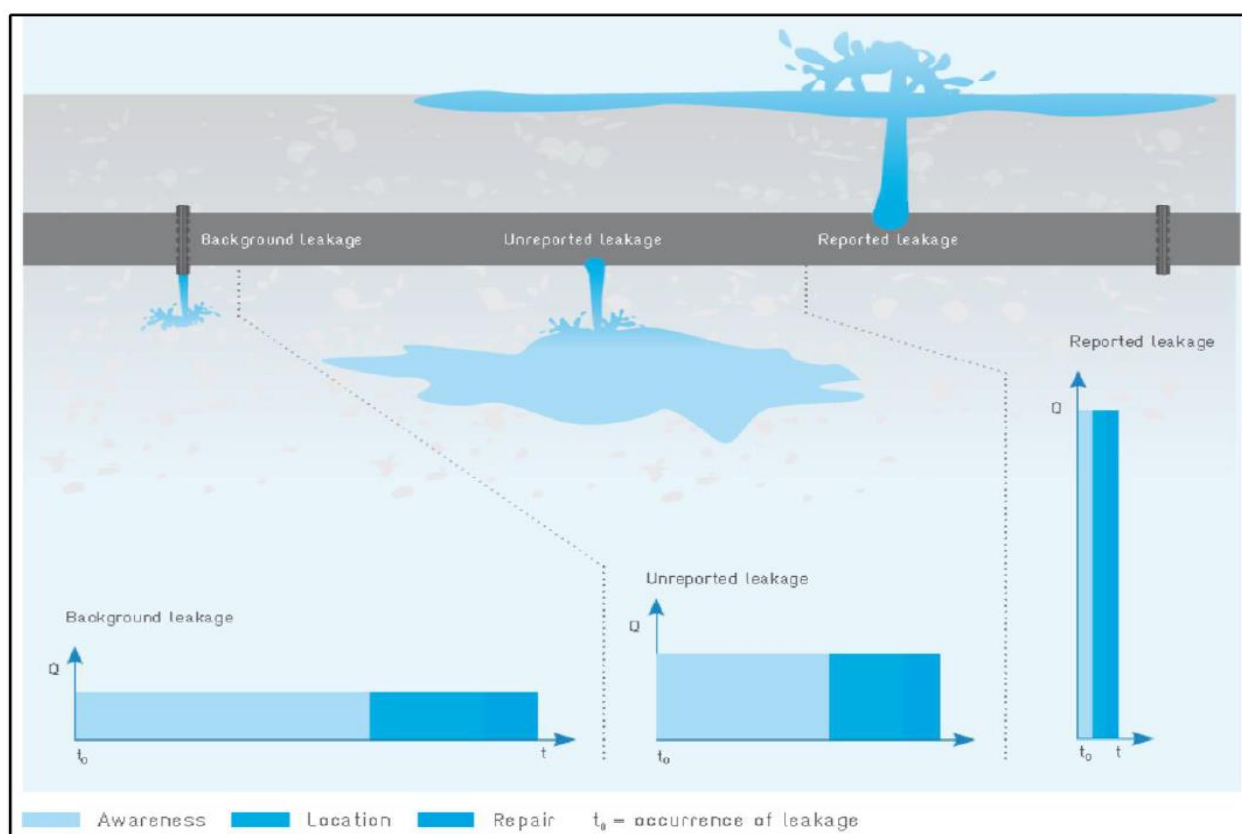
Per una migliore comprensione del problema, si vogliono elencare le principali tipologie di perdita e le principali tecniche di intervento, analizzandone i benefici ed i rispettivi effetti controproducenti, se presenti.

In linea generale, con il termine *perdite reali* si intendono le perdite di acqua potabile registrate in un dato periodo, causate da rotture sulle condotte, dispersioni in corrispondenza di snodi, giunti, valvole, contatori o altri pezzi speciali, nonché da traboccamenti di serbatoi e vasche di accumulo. Le perdite reali possono verificarsi quindi su tutte le componenti del sistema, siano esse le condotte di adduzione o distribuzione, gli allacciamenti o gli impianti di accumulo. In funzione della loro localizzazione e della loro natura, avranno caratteristiche diverse tra loro, sia in termini di portate disperse sia in termini di tempi medi di ripristino. Generalmente, le perdite sulla rete di adduzione e distribuzione sono caratterizzate da elevate portate di perdita e tempi di ripristino brevi. Al contrario, le perdite reali sugli allacci sono caratterizzate da portate relativamente modeste e tempi di ripristino elevati.

Per quanto concerne i tempi di ripristino essi sono composti da tre diverse aliquote:

- ☉ Tempo di rilevamento ( $t_A$ );
- ☉ Tempo di localizzazione ( $t_B$ );
- ☉ Tempo di esecuzione dell'intervento di riparazione ( $t_C$ ).

Mentre i tempi di localizzazione e riparazione sono facilmente calcolabili, in quanto dipendenti esclusivamente dalle performance tecnico-organizzative dei gestori, il tempo di rilevamento è assai variabile e di difficile computazione. Un aspetto correlato alla sua determinazione è certamente la tipologia di perdita: perdita di fondo, non evidente in superficie, oppure con effetti visibili in superficie. Esiste quindi un legame tra la tipologia di perdita, la portata ed i tempi di ripristino, come meglio illustrato nella Figura 5.



**Figura 1-5.** Relazione tra tipologia di perdita, portata (Q) e tempi di ripristino (t)  
(Patrick Fallis et al, 2011)

La presenza di perdite occulte può essere identificata analizzando l'andamento dei consumi all'interno di una determinata zona di approvvigionamento. In alternativa a ciò, esiste una vasta gamma di strumentazioni (tra cui geofoni meccanici o elettroacustici, termocamere,

video ispezioni, gas traccianti, ecc.) che permettono di rilevare le perdite altrettanto efficacemente. Se le portate di perdita sono però molto ridotte, come nel caso di gocciolamenti da giunti o valvole, risultano irrilevabili anche dalle strumentazioni più avanzate, pertanto non risulta possibile eliminare completamente tutti i tipi di perdita.

In aggiunta alle *perdite reali* esiste anche un'altra famiglia di perdite, le cosiddette *perdite apparenti*. Talvolta vengono chiamate *perdite commerciali*, in quanto rappresentano sostanzialmente volumi d'acqua potabile regolarmente consegnati ma non fatturati, generando di fatto una sola perdita economica e non volumetrica.

Le perdite apparenti possono essere causate da:

- Sotto misurazione dei contatori degli utenti;
- Errori gestionali nella contabilità o nelle letture dei contatori;
- Consumi non autorizzati e abusivi.

Normalmente non sono di facile determinazione perché, non essendo fatturate, non vengono misurate. Le perdite apparenti rappresentano però un fattore molto importante per la corretta stima delle perdite reali, essendo quest'ultime ottenute sottraendo alle perdite totali (misurate) proprio le perdite apparenti.

$$V_{P,tot} = V_{P,reali} + V_{P,app}$$

Prima di introdurre le tecniche e le modalità di intervento per la mitigazione delle perdite, è necessario avanzare una considerazione. Nonostante la complessità del fenomeno, a livello concettuale la portata di perdita può essere descritta tramite la legge di Torricelli per l'efflusso da luci a battente. L'approssimazione è in realtà molto contenuta nel caso di tubazioni rigide, pertanto, la sua applicazione nell'ambito delle condotte di acquedotto risulta ottimale. L'equazione che descrive la legge di Torricelli è:

$$Q = A \cdot C \cdot \sqrt{2gP}$$

dove:

$Q$  = portata di perdita

$A$  = sezione di efflusso

$C$  = coefficiente di efflusso / di contrazione

$P$  = pressione di esercizio nella condotta

Una più attenta analisi dei termini che regolano l'equazione, permette di affermare che l'unico parametro direttamente controllabile è la pressione di esercizio. Infatti, considerato che la rottura nelle condotte è un fenomeno aleatorio, la sezione di efflusso ed il relativo coefficiente di contrazione risulteranno sempre incogniti e caratterizzati da una variazione temporale non nota .

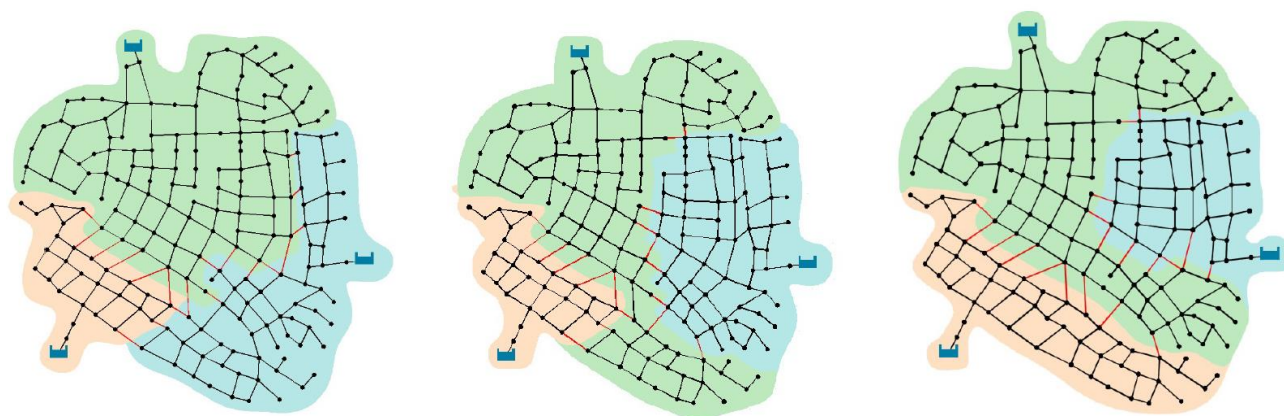
## 1.2. TECNICHE DI INTERVENTO

Alla luce di quanto appena riportato, si possono descrivere i due principali metodi di intervento per la risoluzione delle rotture, ad ognuno dei quali è possibile attribuire degli scenari ottimali di applicazione e dei marginali effetti controproducenti.

Il metodo di intervento più intuitivo, ma non sempre il più conveniente, consiste nella sostituzione delle condotte ammalorate (ma anche valvole, giunzioni, ecc). In questo modo, si elimina la presenza delle rotture e di conseguenza la relativa portata di perdita, garantendo un miglioramento delle condizioni locali. Tuttavia, è necessario tenere conto dell'effetto che le nuove condotte causano sul comportamento globale della rete. Condotte nuove sono infatti caratterizzate da una conduttanza idraulica più elevata, dovuta alla minore resistenza che esse impongono al moto dell'acqua, causando un aumento generale delle pressioni all'interno di una certa area di influenza. Ciò, per quanto visto in precedenza, si traduce in un aumento della portata di perdita. La sostituzione dei tronchi ammalorati, delle valvole compromesse e delle giunzioni che non garantiscono più la tenuta, sono quindi interventi preferibili laddove si registrano perdite poco diffuse e con pressioni di esercizio non eccessivamente elevate. Più efficace risulta essere un intervento di riduzione globale del regime pressorio in rete, attuato tramite una procedura di distrettualizzazione. Si tratta di un'operazione di divisione della rete in distretti, possibile grazie all'utilizzo di valvole di sezionamento, al fine migliorarne la gestione dei bilanci idrici e, per questo motivo, tecnicamente identificata con



l'acronimo DMA (*District Metering Areas*). La finalità tecnica di tale decisione è quella di riconfigurare i flussi idrici, riducendo le perdite volumetriche a seguito della riduzione delle pressioni e con il vincolo di rispettare, con adeguati margini di sicurezza, le pressioni di esercizio richieste per le diverse utenze durante il ciclo operativo (per esempio giornaliero). Va intesa come un intervento di controllo globale delle pressioni, che guarda quindi al funzionamento dell'intero sistema idraulico. Parallelemente alle valvole di sezionamento, rivestono un ruolo fondamentale le *valvole di riduzione della pressione* (PRV), normalmente poste nei diversi punti di *origine della distribuzione urbana* (ODU). Esse permettono di regolare il carico idraulico nei nodi di alimentazione durante il ciclo operativo, al fine di ridurre le pressioni compatibilmente con le esigenze di servizio. Al variare del carico idraulico in ingresso alla rete, la procedura di distrettualizzazione suddetta può restituire un numero di valvole di sezionamento maggiore o minore, a seconda che il set-point di pressione delle PRV sia rispettivamente più alto (più carico idraulico disponibile) o più basso (meno carico idraulico disponibile).



**Figura 1-6.** Distrettualizzazioni con diverso numero di sezionamenti applicati alla stessa rete

Nonostante a livello teorico le due diverse metodologie sembrerebbero rendersi vantaggiose in scenari differenti, a seconda delle condizioni in esame, le applicazioni reali vedono sempre un'esecuzione combinata di entrambe. Quasi sempre, infatti, non si può prescindere dalla sostituzione di condotte inefficienti, ed i marginali effetti negativi possono essere mitigati dal corretto set-point delle PRV oltre che dall'analisi di differenti soluzioni di distrettualizzazione. È inoltre importante menzionare un comune effetto controproducente indotto da questo tipo di interventi. Una diffusa riduzione di pressione comporta, tra le altre cose, un abbassamento delle



velocità nelle condotte, con il conseguente rischio di alterare la qualità dell'acqua erogata. Tale aspetto deve necessariamente essere analizzato a valle di una distrettualizzazione, motivo per cui al §10 viene riportata un'approfondita e attenta trattazione.

Prima ancora di procedere alla scelta della migliore tecnica di intervento, è di fondamentale importanza condurre una dettagliata fase di acquisizione dati per la definizione del modello idraulico, con l'intento di renderlo il più possibile predittivo del comportamento reale della rete. Questa fase consiste nella caratterizzazione di tutti gli elementi che la compongono, nonché dei parametri che ne definiscono il funzionamento. Si tratta quindi di determinare le modalità di alimentazione della rete, le portate associate alle diverse utenze ed i pattern di consumo, la presenza di valvole, i diametri delle condotte, i loro materiali e la loro scabrezza. Tutti questi parametri sono compiutamente determinabili a fronte di indagini conoscitive e campagne di misurazione, con esclusione della scabrezza assoluta. Non è possibile, infatti, misurarla né prevedere in maniera accurata il suo valore e, nonostante questa sia associata principalmente all'età delle condotte, sono molto influenti anche la posa in opera, il regime di pressione ed in generale le condizioni operative.

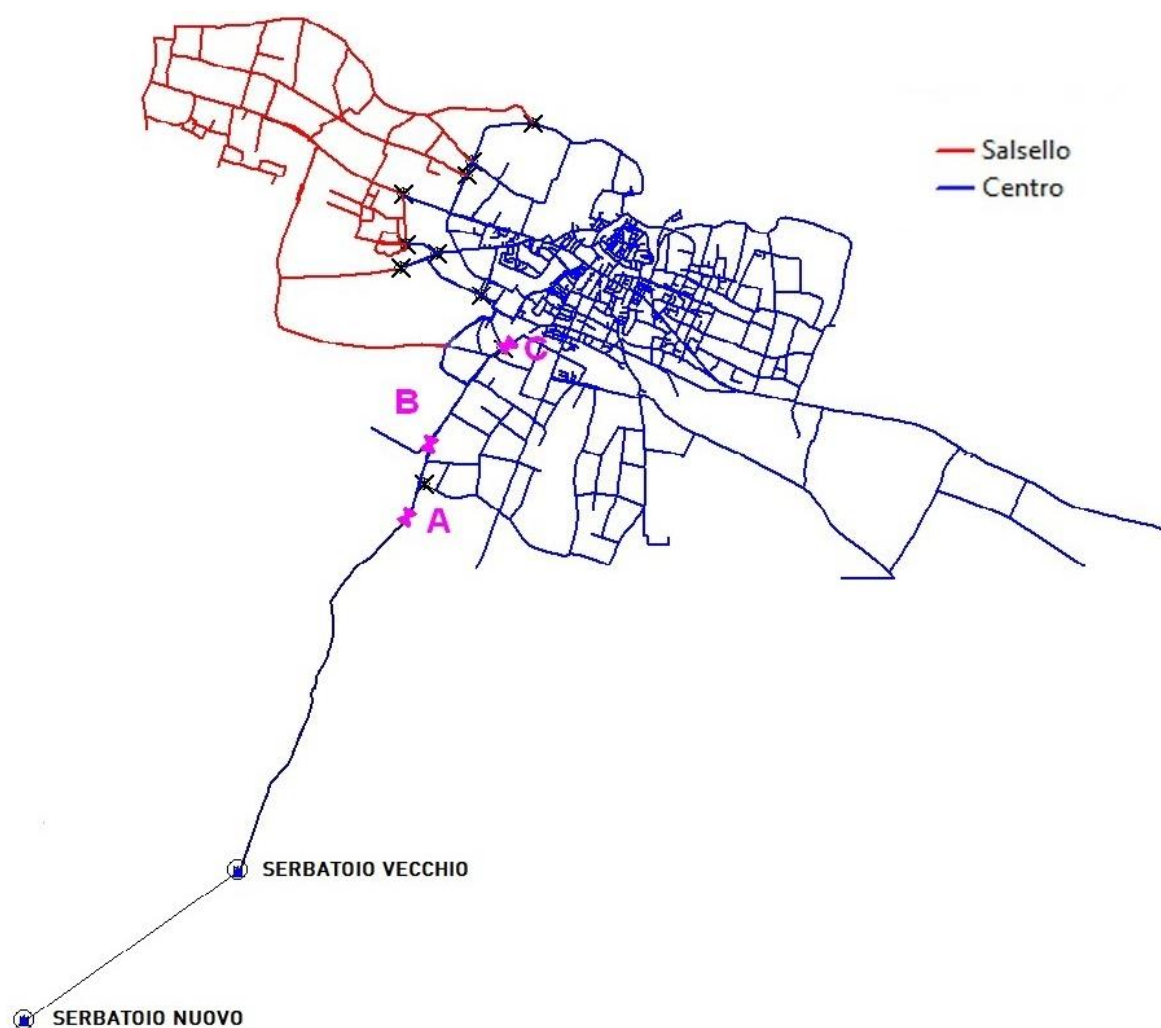
Posto tale problema, come già indicato nell'abstract, è obiettivo della tesi indagare l'influenza che la variazione di scabrezza assoluta genera negli output di un modello idraulico. Così facendo, sarà possibile ottimizzare e guidare le strategie di intervento, in un'ottica di abbattimento delle perdite e ottimizzazione del funzionamento della rete.

Una simile analisi è altresì fondamentale per comprendere l'adattabilità di una rete di distribuzione a cambiamenti nelle condizioni operative, compresi l'invecchiamento fisiologico durante l'esercizio ed eventuali mutamenti della domanda idrica. Il modello idraulico di riferimento per lo svolgimento delle simulazioni riproduce l'acquedotto della città di *Bisceglie* (BT, Regione Puglia) di cui si fornisce una dettagliata caratterizzazione nel §2 – "*Il caso studio: la rete acquedottistica di Bisceglie*".

## 2. IL CASO STUDIO: L'ACQUEDOTTO DI BISCEGLIE

### 2.1 ORGANIZZAZIONE GENERALE DELLA RETE E PRINCIPALI CRITICITÀ

La rete acquedottistica a servizio della città di Bisceglie è organizzata in un'unica rete di distribuzione abbondantemente magliata. Si sviluppa verso la fascia costiera, a partire da due serbatoi di carico seminterrati, posti nell'entroterra ad una quota superiore rispetto alla piana occupata dal centro abitato. La rete può essere suddivisa in due zone parzialmente indipendenti dal punto di vista idraulico, grazie alla chiusura di alcune saracinesche di interconnessione in rete. Le due zone sono sottoposte ad una differente riduzione della pressione ottenuta mediante la parzializzazione di valvole di testata, più in particolare valvole a saracinesca (identificate d'ora in avanti con l'acronimo TCV, *Throttle Control Valve*). Uno schema concettuale della rete viene riportato nella Figura 2-1.



**Figura 2-1.** Zone idraulicamente indipendenti, saracinesche di testata e di interconnessione, serbatoi di alimentazione

L'alimentazione dell'intera rete è affidata ai due serbatoi rappresentati nella Figura 2-1, denominati rispettivamente *serbatoio vecchio* e *serbatoio nuovo*, in ragione della differita messa in opera. Il *serbatoio vecchio* è posto ad una quota di 78m s.l.m. e può ospitare un volume di circa 3000m<sup>3</sup>, mentre il *serbatoio nuovo* è posto ad una quota di 105m s.l.m. ed ha una capacità nettamente superiore, pari a circa 15000m<sup>3</sup>.

Dai serbatoi di carico hanno origine due condotte, con diametro nominale pari a 350mm (da *serbatoio vecchio*) e 500mm (da *serbatoio nuovo*). Esse si congiungono poco a valle del punto B di Figura 2-1 mediante l'interposizione di una valvola a saracinesca parzializzata, utilizzata per riequilibrare le pressioni in rete a fronte della diversa quota dei serbatoi. A tale scopo sulla condotta DN500, nei pressi della ODU corrispondente al punto A, è presente anche un'altra valvola a saracinesca parzializzata. Dal nodo B partono quindi altre due condotte (DN200 e DN350), che rimangono affiancate fino alla ODU sita in corrispondenza del punto C. Da qui, la condotta DN200 prosegue verso ovest, per poi ricongiungersi con il resto della rete più a valle. Allo stesso tempo, la condotta DN350 recapita le acque alla rete del Centro dopo una nuova riduzione di pressione presso l'ODU del punto C, ottenuta mediante la parzializzazione di una valvola di bypass con DN100 e la chiusura dell'intercettazione sulla linea principale della condotta DN350.

Le valvole parzializzate prima introdotte concorrono alla creazione di due distinte PMZ (*Pressure Management Zone*), garantendo una certa riduzione della pressione a valle delle valvole stesse, proporzionale alle portate transitanti (più elevate di giorno e minori di notte). I benefici in termini di riduzione della portata di perdita sono forse limitati, ma ottenuti ad un costo praticamente nullo. In ogni caso, il funzionamento idraulico del sistema descritto risulta molto complesso e difficilmente controllabile, nonché suscettibile a cali generalizzati di pressione nel caso si registrassero incrementi nei consumi o l'insorgere di ulteriori perdite.

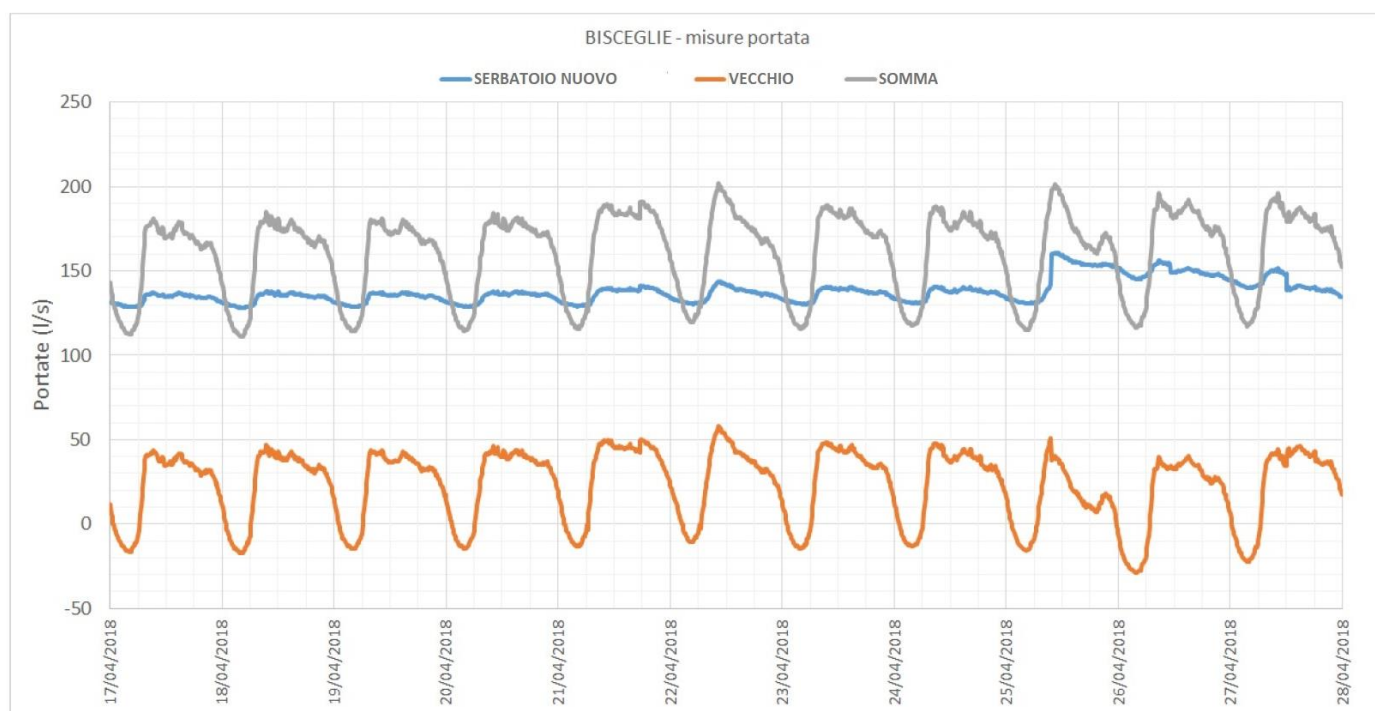
## 2.2 DATI IDRAULICI CARATTERISTICI

Al fine di condurre una efficace modellazione idraulica, in una fase preliminare, sono stati raccolti dati di portata e pressione provenienti da campagne di misurazione, eseguite in punti notevoli della rete. In particolare, le misure reali sono state acquisite nel periodo compreso tra il 17/04/2018 ed il 28/04/2018, con l'intento di eseguire una calibrazione del modello idraulico. La procedura di calibrazione sarà trattata con dettaglio nel §5, pertanto, si rimanda ad esso per una più chiara comprensione della procedura e delle considerazioni effettuate.

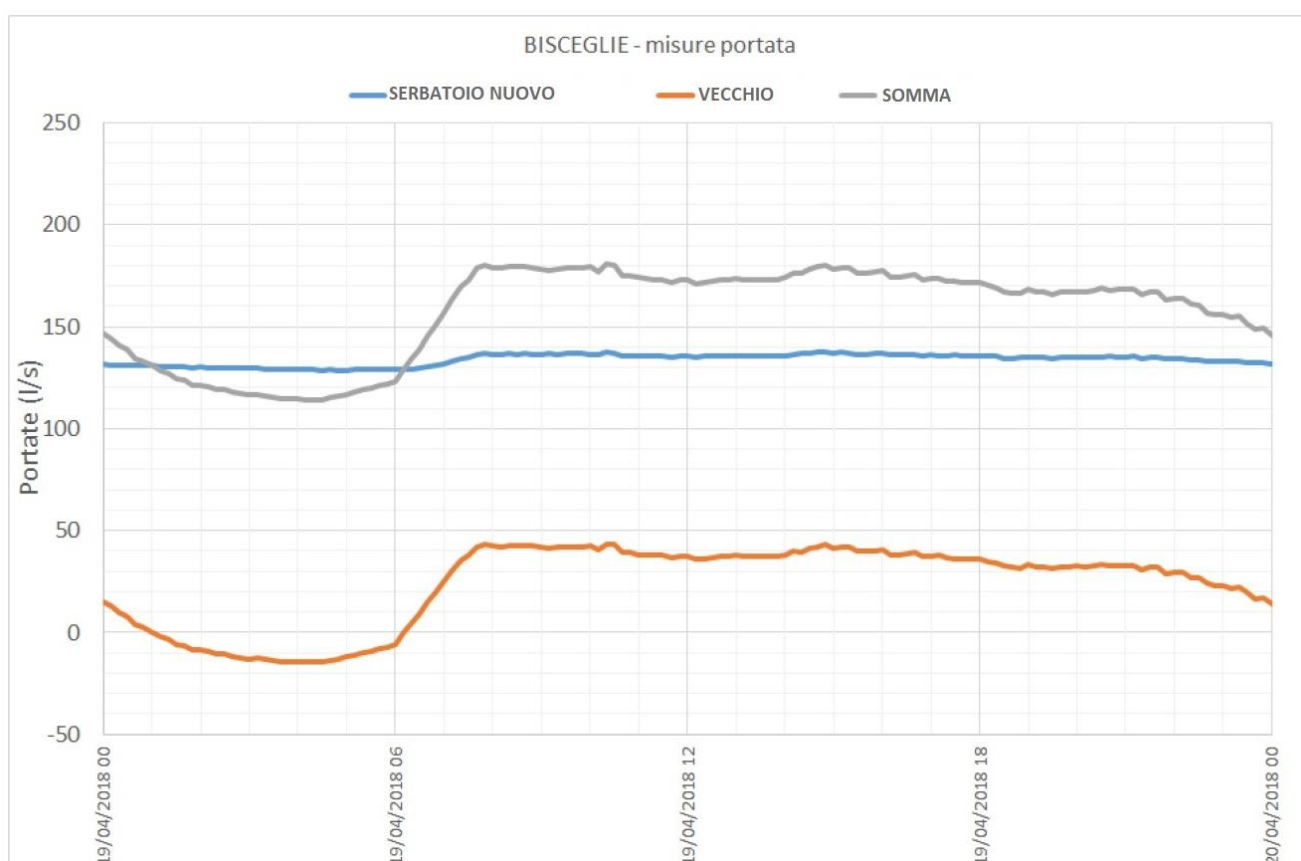
L'acquisizione dei dati di portata è stata possibile grazie al sistema SCADA (*Supervisory Control And Data Acquisition*) del gestore dell'acquedotto, il quale è caratterizzato da una frequenza di campionamento di 10'. I dati di pressione provengono invece da manometri digitali con *data logger* integrato, i quali sono caratterizzati da una frequenza di campionamento compresa tra 2' e 5', in funzione della strumentazione utilizzata.

### 2.2.1 PORTATE IN USCITA DAI SERBATOI

I dati di portata sono riferiti ai flussi in uscita dai serbatoi di alimentazione, con un consumo della rete che si attesta generalmente tra i 100 l/s ed i 200 l/s, calcolati come somma delle portate in uscita da entrambi i serbatoi. Considerata la diversa quota a cui essi sono posti, essendo idraulicamente collegati, si possono differenziare due diverse condizioni operative. Durante le ore diurne, entrambi i serbatoi presentano un flusso in uscita, alimentando di fatto la rete in parallelo. Durante le ore notturne invece, alla forte diminuzione di consumi consegue un'inversione di flusso in alcune condotte, permettendo al *serbatoio nuovo* di alimentare parzialmente il *serbatoio vecchio*, oltre che la rete. Si specifica poi che per la calibrazione del modello idraulico si è optato per la scelta del 19/04/2018 come giorno maggiormente rappresentativo. Per completezza, si riportano le misurazioni effettuate nelle figure seguenti.



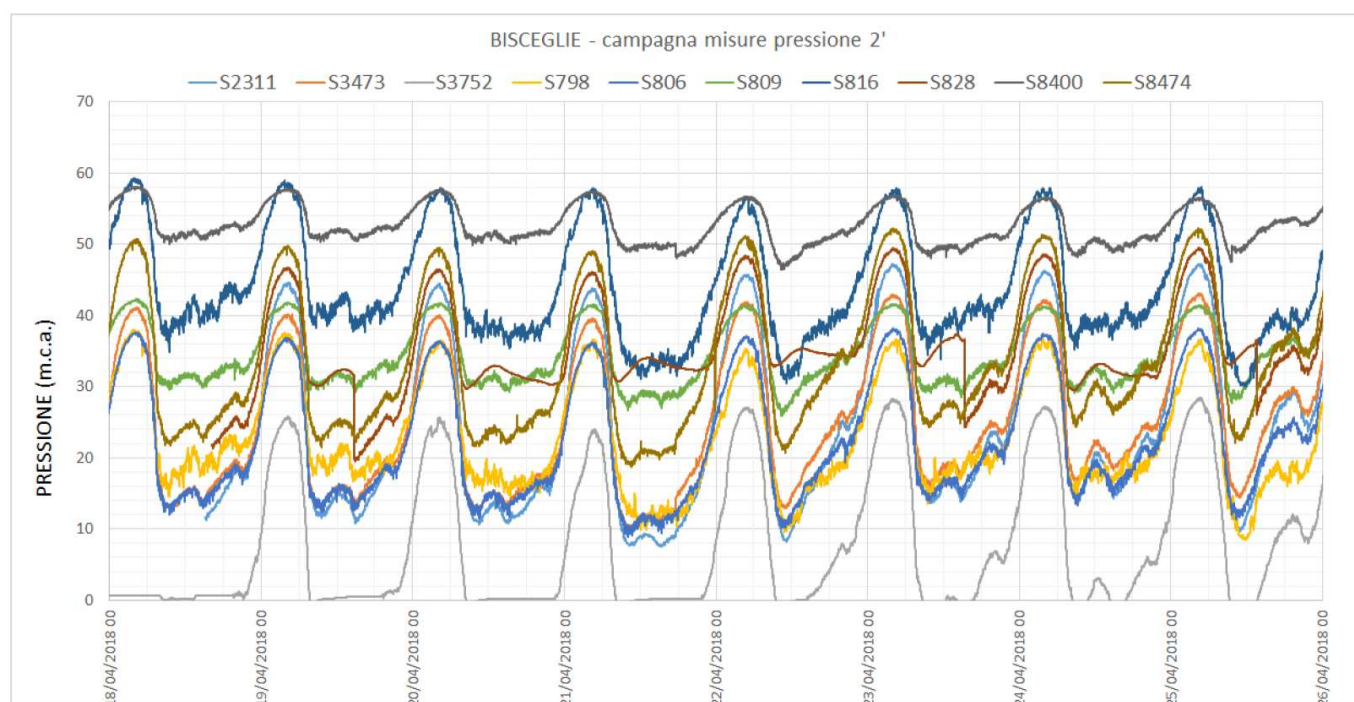
**Figura 2-2.** Misure di portata in uscita dai serbatoi



**Figura 2-3.** Misure di portata riferite al giorno 19/04/2018

## 2.2.2 PRESSIONI IN RETE

Le pressioni nodali sono state misurate in punti strategici, caratterizzati da altimetria differente e comprendenti diverse tipologie di utenze afferenti. In questo modo è stato possibile inquadrare il comportamento globale della rete, cogliendo quanto più possibile tutte le particolarità ed unicità che potrebbero caratterizzare solo alcune porzioni di acquedotto. La precisione della strumentazione utilizzata, contenuta entro il decimo di colonna d'acqua, ha permesso di ottenere i seguenti andamenti.



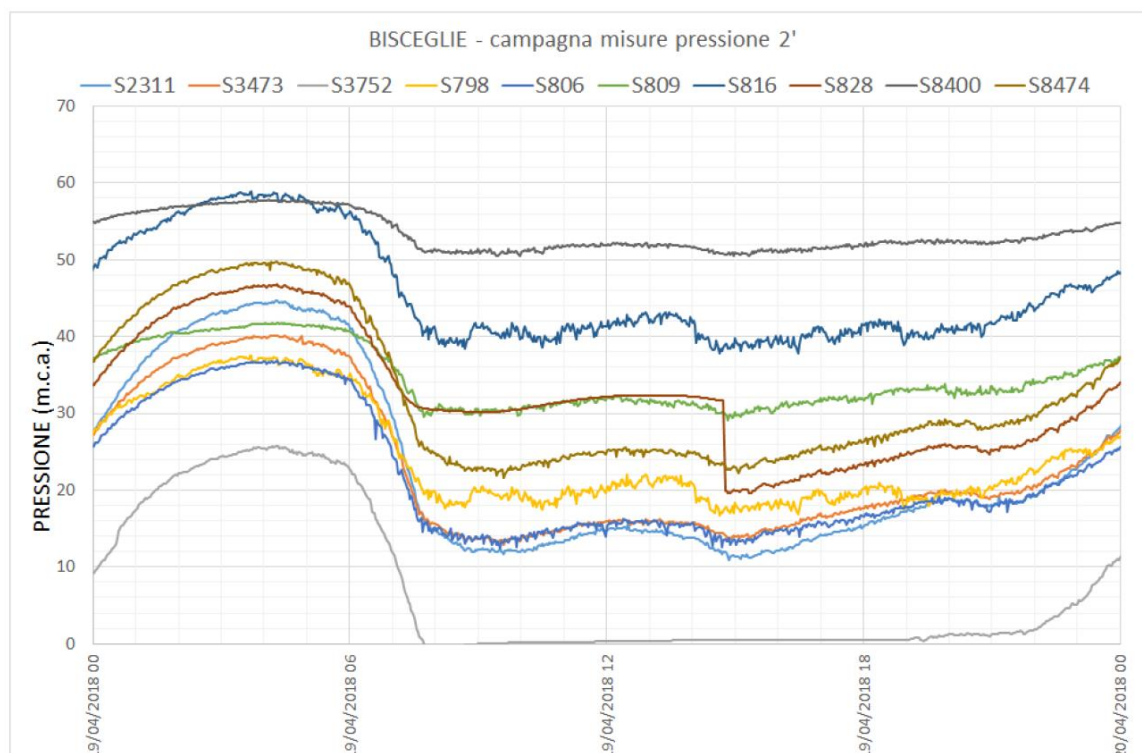
**Figura 2-4.** Misure di pressione nodale

I codici riportati nel grafico, fanno riferimento alla nomenclatura assegnata ai sensori di pressione, differente da quella assegnata ai nodi del modello idraulico. Nella tabella che segue sono quindi specificate le corrispondenze tra le due nomenclature, così da facilitare la lettura dei contenuti. Si specifica poi che i nodi riportati in grassetto sono quelli effettivamente presi in considerazione nelle fasi di analisi. A causa di incertezze sul corretto funzionamento di alcuni manometri digitali, infatti, si è deciso di accantonare i dati ad essi associati.

**Tabella 2-1.** Codice dei sensori associati ai nodi del modello idraulico

NODO	X	Y	Quota [m slm]	Codice sensore
<b>N0048</b>	2643012.40	4567534.49	26.54	<b>S798</b>
N0076	2645204.21	4566335.21	20.13	S8400
<b>N0208</b>	2645811.54	456684.54	9.37	<b>S8474</b>
N0282	2646060.67	4566747.52	14.00	S828
<b>N0378</b>	2645657.29	4566358.11	21.00	<b>S3473</b>
<b>N0539</b>	2644709.31	4567553.18	5.17	<b>S816</b>
<b>N0621</b>	2644851.58	4566649.78	25.62	<b>S806</b>
<b>N0717</b>	2645287.38	4566058.02	26.95	<b>ML1130</b>
<b>N0791</b>	2645495.29	4565243.87	33.00	<b>S809</b>
N0893	2646345.46	4566371.07	12.00	S2311
N0923	2644650.55	4564937.99	40.00	ML1129
<b>N0925</b>	267381.17	4564564.65	32.50	<b>S3752</b>

In grassetto: nodi utilizzati per le analisi



**Figura 2-5.** Misure di pressione riferite al giorno 19/04/2018

Si può osservare che la maggior parte delle pressioni misurate si attesta tra i 10m ed i 60m, con una variabilità giornaliera di circa 15 ÷ 20m. Si fa presente poi che, il gestore della rete, prevede che il livello di servizio minimo sia tale da assicurare a tutte le utenze una pressione di almeno 5m, innalzata a 7m ove possibile per tenere conto delle perdite di carico agli allacci. Alla luce di ciò, è possibile affermare che la rete allo stato di fatto è più che soddisfacente anche se, in un'ottica di abbattimento delle perdite, specialmente nelle ore notturne, risulta poco performante. In merito ai livelli minimi di servizio, così come in merito a successive considerazioni in fase di modellazione della rete, si segnala però un'importante eccezione per il sensore S3752.

### 2.2.3 DATI STORICI DI PORTATA

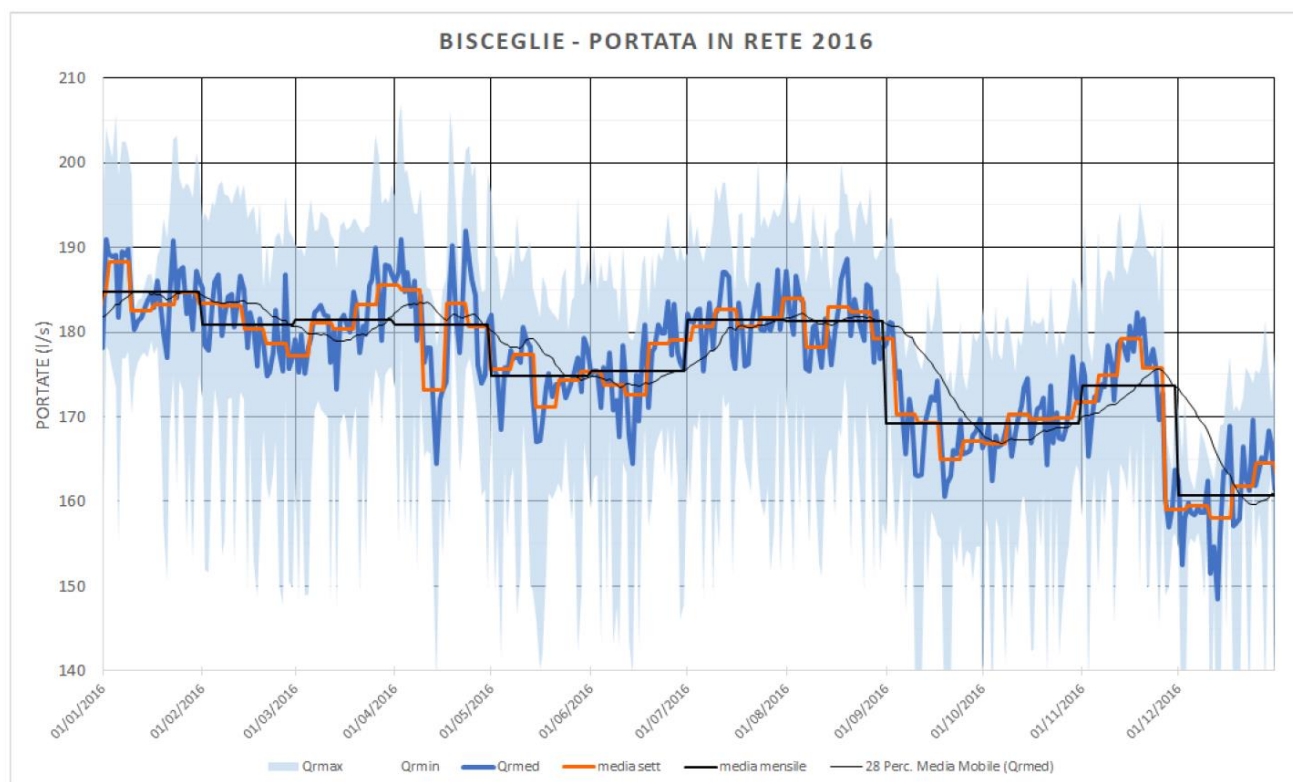
La scelta del periodo ottimale per la campagna di misurazione, così come la scelta del giorno rappresentativo utilizzato per la calibrazione del modello idraulico, sono il risultato di un'analisi dei dati storici di portata. In particolare, i dati disponibili misurati dal sistema SCADA del gestore sono riferiti agli anni 2014, 2015 e 2016, dai quali è stato possibile evincere che:

- Sono presenti variazioni stagionali ed infrasettimanali nelle portate erogate dai serbatoi, con particolare riguardo nei confronti dell'anno 2016. A tale anno sono inoltre riferiti i volumi fatturati dal gestore, utilizzati per la definizione dei consumi di utenza;
- Si registrano variazioni significative nelle portate di flusso minimo notturno, da imputare all'insorgere di nuove perdite e alla modifica del regime idraulico di esercizio.

L'elevata variabilità delle portate immesse in rete è verosimilmente dovuta anche alle manovre di parzializzazione delle TCV le quali, oltre ad incidere pesantemente sulle portate di perdita, provocano effetti anche sulla portata di utenza. A fronte di ciò non risulta quindi possibile definire compiutamente la variazione stagionale delle portate in ingresso alla rete.



L'andamento stagionale delle portate è riportato nella Figura 2-6.



**Figura 2-6.** Misure di portata per l'anno 2016

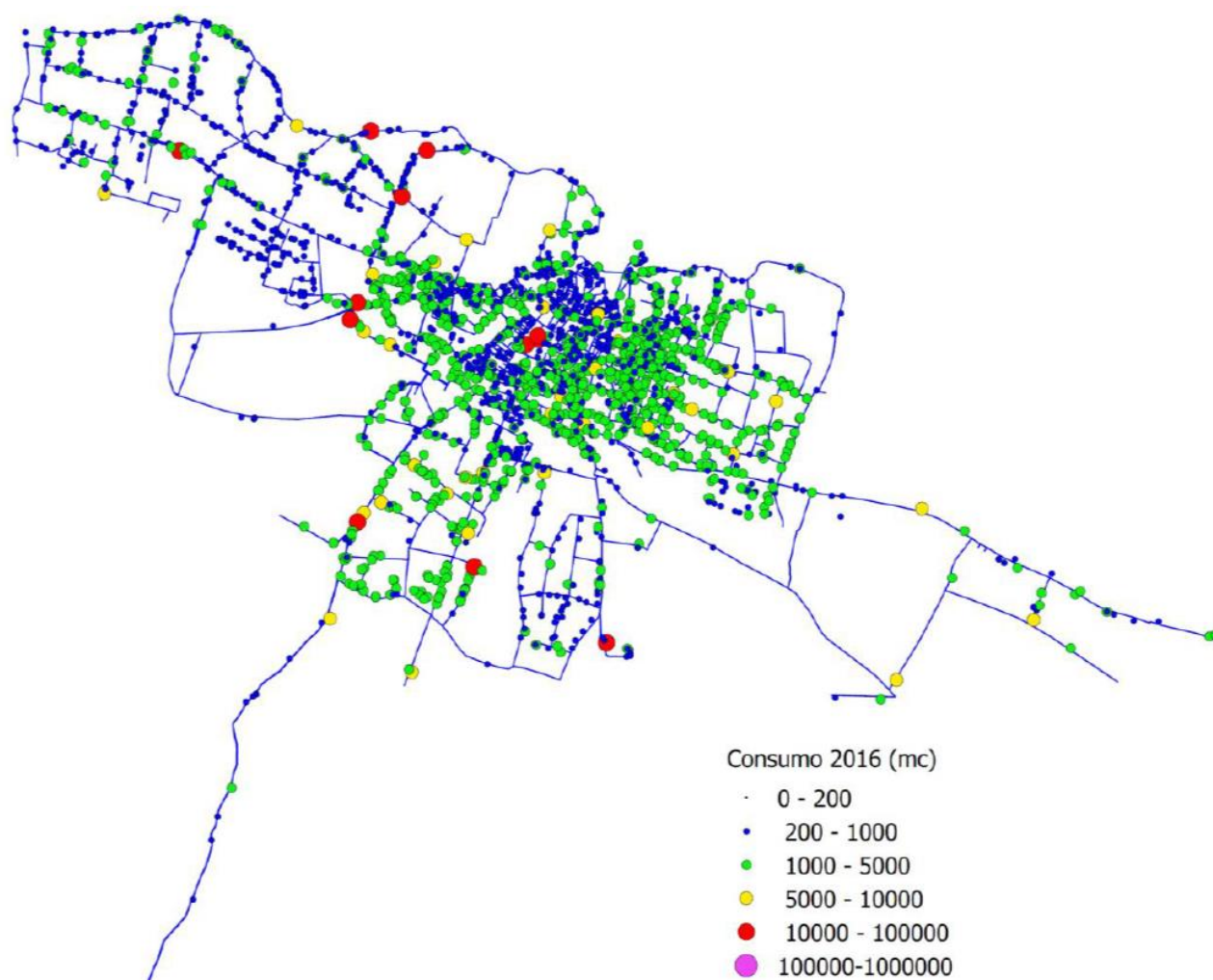
## 2.2.4 CONSUMI MISURATI E FATTURATI

I dati del gestore indicano, per l'anno 2016, la presenza di 6000 utenze associate a singolo contatore per un totale di circa 34000 utenze indirette (dove con *utenza indiretta* si intendono i singoli appartamenti e/o le singole unità commerciali). La maggioranza di tali utenze è caratterizzata da un uso domestico e commerciale, per un consumo globale pari a circa 3,24 milioni di m<sup>3</sup> o, analogamente, 103l/s. Nella Tabella 2-2 è possibile visualizzare le diverse tipologie di utenze considerate nel modello, mentre nella Figura 2-7 viene rappresentata la distribuzione spaziale dei consumi rilevati.

**Tabella 2-2.** Parametri delle utenze inserite nel modello idraulico

TIPOLOGIA	N° utenze	N° utenze indirette	Mm <sup>3</sup> 2014	Mm <sup>3</sup> 2015	Mm <sup>3</sup> 2016
<b>AP01</b> – Uso pubblico	48	114	0.11	0.12	0.11
<b>AP03</b> – Uso pubblico	67	3434	0.26	0.19	0.09
<b>APB0MI</b> – Antincendio	3	3	0	0	0

<b>APCP</b> – Uso occasionale	77	252	0	0	0
<b>APD2</b> – Uso domestico	5111	28315	2.65	2.71	2.69
<b>APD4</b> – Uso industriale	109	223	0.09	0.09	0.09
<b>APH4</b> – Uso commerciale	634	2005	0.22	0.24	0.25
<b>TOTALE</b>	<b>6049</b>	<b>34346</b>	<b>3.34</b>	<b>3.35</b>	<b>3.24</b>



**Figura 2-7.** Distribuzione spaziale dei consumi di utenza

Dalla figura si evincono consumi piuttosto uniformi in quanto a volumi globali, con una preponderanza di utenze a basso consumo nella zona del centro storico e di Salsello, mentre le zone periferiche presentano puntualmente consumi più importanti (associati a condomini di medie/grandi dimensioni e complessi industriali).

## 2.3 INDICI PRESTAZIONALI DELLA RETE

Durante l'ultimo decennio la *Water Loss Specialist Group* dell'IWA (*International Water Association*), costituita da esperti del settore di molti paesi del mondo, sulla base di studi ed esperienze pratiche maturate a livello internazionale, ha standardizzato un approccio pratico al problema della gestione tecnica dell'acqua non fatturata (NRW, *Non-revenue Water*). La determinazione delle componenti che costituiscono la NRW è basata sull'analisi del *Bilancio Idrico* e l'utilizzo di *Performance Indicators*, rendendo il metodo applicabile a tutti gli acquedotti con un alto grado di successo. È certamente possibile affermare che la metodologia sviluppata dall'IWA ha già trovato riconoscimento ufficiale in molte nazioni ed è considerata ad oggi la best practice di riferimento per tutti i gestori ed i regolatori a livello internazionale.

L'esigenza di un linguaggio comune, che superasse la grande varietà di definizioni e format presenti nei diversi paesi, ha portato alla definizione di una terminologia univoca, necessaria quale primo passo fondamentale per una gestione pratica delle perdite idriche (IWA the Blue Pages "*Losses from Water Supply Systems*" October 2000, Hirner & Lambert, 2000; Alegre et al, 2000).

System Input Volume	Authorised Consumption	Billed Authorised Consumption	Billed Metered Consumption (including water exported)	Revenue Water
			Billed Unmetered Consumption	
		Unbilled Authorised Consumption	Unbilled Metered Consumption	Non- Revenue Water (NRW)
			Unbilled Unmetered Consumption	
	Water Losses	Apparent* Losses	Unauthorised Consumption	
			Metering Inaccuracies	
		Real* Losses	Leakage on Transmission and/or Distribution Mains	
			Leakage on Service Connections up to the measurement point	

**Figura 2-8.** Componenti del bilancio idrico proposto dall'IWA

A seguito della standardizzazione di terminologie e procedimenti, sono stati quindi identificati gli indicatori più appropriati per la valutazione delle reti di acquedotto, sia in merito alla quantificazione delle voci che compongono la NRW, sia per il confronto diretto (*Metric Benchmarking*) delle performance tra reti differenti (anche molto diverse tra loro).

Gli indicatori cui si è fatto riferimento sono in particolare l'ILI ed i macro-indicatori M1a ed M1b, di cui si riporta un'accurata descrizione nel seguito per comprenderne al meglio il significato.

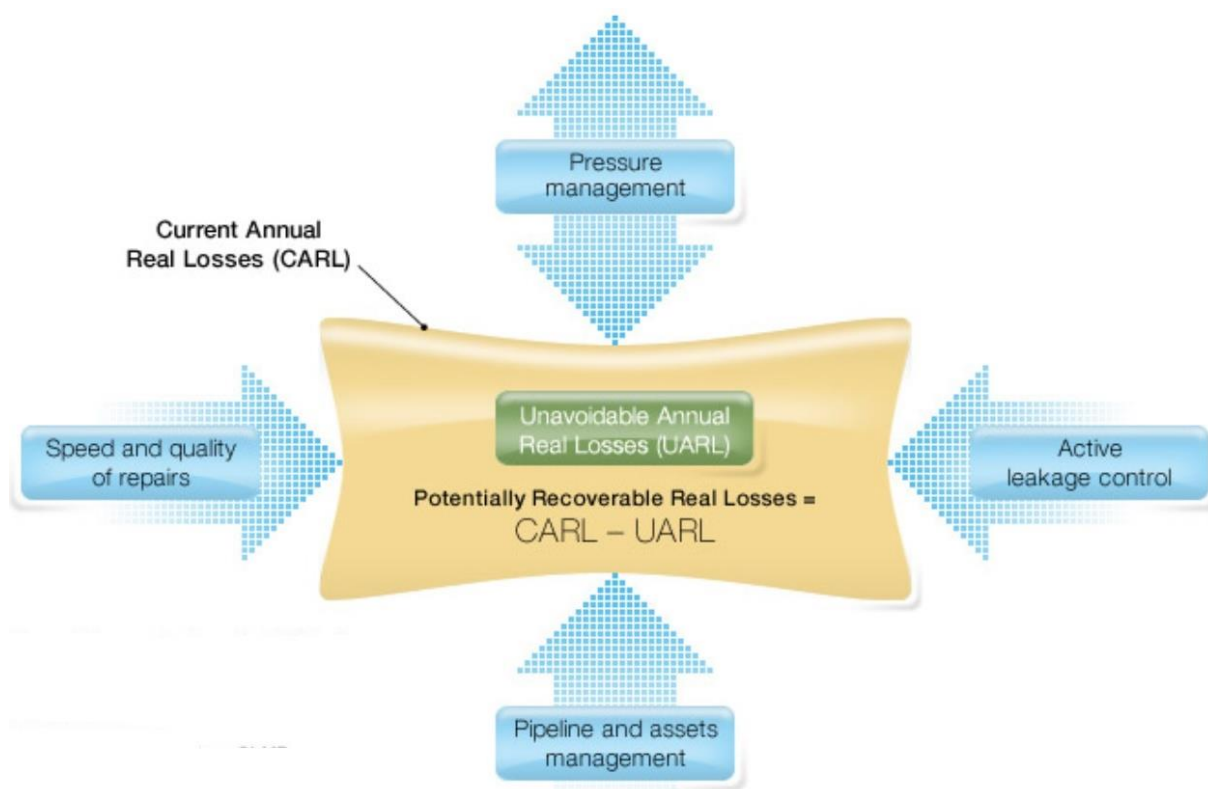
#### 🔹 INFRASTRUCTURE LEAKAGE INDEX (ILI)

L'Infrastructure Leakage Index (ILI) è stato sviluppato dalla *Water Loss Task Force* (1995-1999, successivamente *Water Loss Specialist Group*) con lo scopo specifico di creare un indicatore che permettesse il confronto della performance nella gestione delle perdite idriche reali, tra gestori con diverse caratteristiche, processo ora noto come *stima delle performance* o *metric benchmarking*.

Per la definizione dell'ILI si identifica preliminarmente il volume corrente delle perdite reali annue con l'acronimo C.A.R.L. (*Current Annual Real Losses*). Queste, a fronte dell'invecchiamento dei sistemi idrici, hanno la tendenza a crescere in modo naturale, tramite nuove perdite e rotture, alcune delle quali non vengono riportate ai gestori. Questa tendenza viene controllata e gestita mediante la combinazione di quattro attività fondamentali per la gestione delle perdite reali, precisamente identificate con: riabilitazione della rete e delle prese, gestione della pressione, qualità e rapidità dell'esecuzione delle riparazioni, controllo attivo della rete per la localizzazione delle perdite occulte.

Il numero di nuove perdite che si registrano ogni anno è influenzato principalmente dal regime delle pressioni e dalla gestione a lungo termine delle tubazioni. Queste, influenzano la frequenza delle nuove rotture e le portate fuoriuscenti dalle rotture di ogni tipo. La durata media delle perdite è poi strettamente correlata alla qualità e rapidità dell'esecuzione delle riparazioni, mentre la strategia di controllo attivo e continuo consente di ridurre il tempo che intercorre prima della identificazione delle perdite occulte. Il fatto che il volume di perdita reale annua di un acquedotto cresca, diminuisca o rimanga uguale, dipende dal modo e dall'intensità con la quale ognuna delle quattro attività suddette viene svolta dal gestore.





**Figura 2-9.** Schema concettuale delle attività fondamentali per una gestione efficace delle perdite

Per ognuna delle quattro attività descritte, c'è un livello economico di investimento che può essere stimato o calcolato in funzione del costo marginale assegnato alle perdite reali, in €/m<sup>3</sup>. In funzione delle diverse condizioni locali e delle tecniche usate, il costo marginale delle perdite reali può essere basso o elevato, influenzando profondamente le politiche di gestione economica. In ogni caso, come già anticipato nel capitolo introduttivo, le perdite reali non possono essere completamente eliminate. Il volume annuo più basso, raggiungibile tecnicamente per sistemi ben gestiti e ben mantenuti, è il *volume di perdita reale annuo inevitabile*, denominato a livello internazionale con l'acronimo U.A.R.L. (*Unavoidable Annual Real Losses*). I valori di U.A.R.L. possono essere calcolati specificatamente per ogni singolo sistema mediante un'equazione, basata su una metodologia sviluppata dalla *Water Loss Task Force* ed ampiamente collaudata a livello internazionale.

La formula è di seguito rappresentata:

$$UARL = (18 \cdot L_m + 0,8 \cdot N_c + 25 \cdot L_p) \cdot P_m$$

dove:

$L_m$  = Lunghezza totale della rete

$N_c$  = Numero totale di prese

$L_p$  = Lunghezza totale dei tratti di rete privati

$P_m$  = Pressione media di esercizio della rete

A valle della definizione dei parametri C.A.R.L. ed U.A.R.L., è ora possibile definire l'ILI come rapporto tra le due quantità, ovvero:

$$ILI = \frac{CARL}{UARL}$$

L'ILI rappresenta un utile indicatore delle performance di un sistema idrico, oltre che un efficace strumento diagnostico. Esso, infatti, misura quanto efficacemente le attività di gestione riportate nella Figura 2-9 (riparazioni, controllo attivo delle perdite, gestione della pressione, riabilitazione delle tubazioni) vengono gestite all'attuale condizione operativa.

Paesi in via di sviluppo	Paesi Sviluppati	BANDA	Valore calcolato di ILI di questo Sistema	Descrizione generale delle categorie di performance nella gestione delle perdite reali per Paesi Sviluppati e in via di sviluppo
ILI range	ILI range			
Meno di 4	Meno di 2	A		Ulteriori riduzioni delle perdite possono non essere economici a meno di carenza idrica; è necessaria un'analisi dettagliata per identificare miglioramenti cost-effective
4 to < 8	Tra 2 e 4	B		Potenziale per significativi miglioramenti; considerare la gestione della pressione, migliori modalità per il controllo attivo della pressione e migliore manutenzione della rete
8 to < 16	Tra 4 e 8	C		Scarsa gestione delle perdite; tollerabile solo se l'acqua è abbondante e poco costosa. Comunque analizzare il livello e la natura delle perdite e intensificare gli sforzi per la riduzione delle perdite
16 o più	8 o più	D		Uso molto inefficiente della risorsa; programmi di riduzione delle perdite sono imperativi e rappresentano una priorità assoluta

**Figura 2-10.** Allocazione dei valori ILI nel sistema di classificazione del World Bank Institute

Parallelamente a tale indice, il *World Bank Institute* ha introdotto dal 2005 una matrice obiettivo per le performance nella gestione delle perdite reali, adottando una classificazione in bande da A a D e differenziando il caso di paesi in via di sviluppo da paesi pienamente sviluppati. Le bande possono essere correlate ad un equivalente range di valori ILL, di più facile comprensione e determinazione. I limiti delle bande in termini di ILL, la descrizione generale di ogni banda, e le azioni raccomandate sono sinteticamente riportate nella tabella di Figura 2-10.

#### MACRO INDICATORE MI (PERDITE LINEARI)

L'ARERA (*Autorità di Regolazione per Energia, Reti e Ambiente*) è una delle authority Italiane più importanti, in quanto sorveglia e regola il settore strategico dell'energia, ma anche la gestione delle risorse idriche. In particolare, tra le varie competenze, promuove gli investimenti nelle infrastrutture con riferimento a adeguatezza, efficienza e sicurezza delle stesse, oltre a definire i livelli minimi di qualità dei servizi su aspetti tecnici, contrattuali e sugli standard di servizio.

A questo scopo, l'ARERA ha introdotto il macro-indicatore M1, a sua volta composto da due sotto-indicatori M1a ed M1b, relativi alla conservazione della risorsa idrica nel servizio di acquedotto. Essi descrivono rispettivamente le *perdite idriche lineari* e le *perdite idriche percentuali*, le cui espressioni sono:

$$M_{1a} = \frac{W_{L,TOT}}{365 \cdot L_p} \quad [\text{m}^3/\text{km}/\text{gg}]$$

dove

- $W_{L,TOT} = \sum W_{IN} - \sum W_{OUT}$  rappresenta il volume perso complessivamente, calcolato come differenza tra la somma dei volumi in ingresso nel sistema di acquedotto (dall'ambiente o importata da altri sistemi) e la somma dei volumi in uscita dal medesimo sistema (consumi autorizzati, fatturati o non fatturati, ed esportazioni verso altri sistemi);
- $L_p$  rappresenta lo sviluppo lineare totale delle condotte di adduzione e distribuzione, escluse le derivazioni d'utenza.

$$M_{1b} = \frac{W_{L,TOT}}{\sum W_{IN}} \quad [\%]$$

dove

- $W_{L,TOT}$  rappresenta la quantità sopra definita;
- $\sum W_{IN}$  rappresenta la somma dei volumi in ingresso nel sistema di acquedotto (dall'ambiente o importata da altri sistemi).

Definiti parallelamente gli indicatori M1a ed M1b per una determinata rete, si procede quindi alla definizione della classe di appartenenza della stessa, deducibile dal seguente prospetto.

		Perdite idriche lineari (mc/km/gg)				
		M1a <15	15 ≤ M1a <25	25 ≤ M1a <40	40 ≤ M1a <60	M1a ≥60
Perdite idriche percentuali	M1b <25%	A	B	C	D	E
	25% ≤ M1b <35%					
	35% ≤ M1b <45%					
	45% ≤ M1b <55%					
	M1b ≥55%					

**Figura 2-11.** Classi di appartenenza in funzione del macro-indicatore M1

Per ciascuna classe di appartenenza poi, sono stabiliti particolari obiettivi di miglioramento, riassunti nella Figura 2-12 di seguito.

ID	Indicatore	Categoria tariffaria	ID Classe	Obiettivi
M1	M1a - Perdite idriche lineari [mc/km/gg] M1b – Perdite idriche percentuali [%]	RES	A	Mantenimento
			B	-2% di M1a annuo
			C	-4% di M1a annuo
			D	-5% di M1a annuo
			E	-6% di M1a annuo

**Figura 2-12.** Obiettivi di miglioramento

Alla luce della particolareggiata descrizione degli indicatori utilizzati, si riportano in forma tabellare sintetica i dati che hanno permesso di definire lo stato di efficienza della rete, per gli anni 2016 e 2017, a valle della quale si è eseguito un confronto per stimare lo stato evolutivo dell'infrastruttura.



INDICI PRESTAZIONALI RETE		Bisceglie 2016	
<b>DATI DI INPUT</b>		<b>IWA OUTPUT</b>	
Periodo rif.	366 [gg]	<b>Caratteristiche della rete</b>	
data inizio riferimento	01/01/2016	Densità di prese	53.17 [n <sup>2</sup> /Km]
data fine riferimento	01/01/2017	<b>Dati idraulici della rete</b>	
<b>Caratteristiche della rete</b>		Volume Ingresso in Distribuzione [VIS]	4981.48 [MI]
Lunghezza condotte pubbliche	113.76 [Km]	<b>Dati sui consumi dell'acqua</b>	
Lunghezza condotte private	18.15 [Km]	Acqua non Fatturata	1737.02 [MI]
Utenze totali	6049.00 [ ]	Consumi autorizzati e non fatturati	24.91 [MI]
Utenze industriali	109.00 [ ]	Consumi non autorizzati e non fatturati	9.96 [MI]
<b>Dati idraulici della rete</b>		Sottoregistrazione Contatori	162.22 [MI]
Pressione media	29.07 [m]	Perdite apparenti	172.19 [MI]
Volume Ingresso In Rete	4981.48 [MI]	Perdite reali giornaliere	4207.45 [m3/gg]
Volume Consegnato ad altri Sistemi	0.00 [MI]	Perdite reali su Km rete gg	36.99 [m3/( Km gg)]
<b>Dati sui consumi dell'acqua</b>		Perdite reali	30.91 [%]
Consumi annui fatturati nel distr. ricalibrati al giorno	102.60 [l/s]	<b>Indici IWA</b>	
Consumi autorizzati fatturati misurati	3244.46 [MI]	<b>UARL</b>	<b>2.5 [l/s]</b>
Consumi autorizzati fatturati non misurati	0.00 [MI]	<b>ILI</b>	<b>19.7 [ ]</b>
Consumi autorizzati non fatturati	0.50 [% VIS]	<b>M1a</b>	<b>41.7 [mc/gg/km]</b>
Consumi non autorizzati non fatturati	0.20 [% VIS]	<b>M1b</b>	<b>34.9 [%]</b>
Errore di sottoregistrazione dei contatori	5.00 [% VIS]		

Paesi in via di sviluppo	Paesi sviluppati	Classe	ILI calcolato	Descrizione generale della performance relativamente allo stato delle perdite reali del sistema
<b>ILI range</b>	<b>ILI range</b>			
ILI < 4	ILI < 2	A		Ulteriori riduzioni del livello di perdita potrebbero essere anti economiche; successivi miglioramenti della rete dovranno essere supportati da un'analisi costi benefici.
ILI < 8	2 < ILI < 4	B		Possibilità di migliorare la rete; a tal fine prendere in considerazione la gestione della pressione, pratiche di controllo attivo e una migliore manutenzione della rete.
8 < ILI < 16	4 < ILI < 8	C		Scarsa gestione delle perdite; tollerabile solo se la risorsa è sovrabbondante e a basso costo. Analizzare il livello e la natura delle perdite e intensificare gli sforzi per la loro riduzione.
ILI > 16	ILI > 8	D	19.7	Uso inefficiente della risorsa; necessità attivare un programma per la riduzione delle perdite.

	Perdite idriche non lineari				
	M1a<15	15<=M1a<25	25<=M1a<40	40<=M1a<60	M1a>=60
M1b<25%				D	
25%<=M1b<35%					
35%<=M1b<45%					
45%<=M1b<55%					
M1b>=55%					

Volume Ingresso in Distribuzione [VIS] 4981.48 [MI]	Consumo autorizzato 3269.37 [MI]	Consumo autorizzato fatturato 3244.46 [MI]	Consumi autorizzati fatturati misurati 3244.46 [MI]	Acqua fatturata 3244.46 [MI]	
			Consumi autorizzati fatturati non misurati 0 [MI]		
		Consumi autorizzati e non fatturati 24.91 [MI]	Consumo misurato non fatturato		
	Perdite idriche 1712.11 [MI]		Consumi non autorizzati e non fatturati 9.96 [MI]	Acqua non Fatturata 1737.02 [MI]	
		Perdite apparenti 172.19 [MI]	Consumo non misurato non fatturato		
			Sottoregistrazione Contatori 162.22 [MI]		
Perdite reali 1539.93 [MI]		Perdite nelle condotte Perdite e sfiori ai serbatoi Perdite sulle prese			
<b>VERIFICA APPLICABILITÀ FORMULE IWA</b>					
(Nc+20L)>3000	OK	ID Indicatore		ID classe	Obiettivi
pm>25m	OK	M1	M1a-Perdite idriche lineari [mc/km/gg] M1b-Perdite idriche [%]	A	Mantenimento
Nt/Km rete>20	OK			B	-2% di M1a annuo
				C	-4% di M1a annuo
				D	-5% di M1a annuo
				E	-6% di M1a annuo

INDICI PRESTAZIONALI RETE		Bisceglie 2017	
<b>DATI DI INPUT</b>		<b>IWA OUTPUT</b>	
Periodo rif.	365 [gg]	<b>Caratteristiche della rete</b>	
data inizio riferimento	01/01/2017	Densità di prese	51.71 [n°/Km]
data fine riferimento	01/01/2018	<b>Dati idraulici della rete</b>	
<b>Caratteristiche della rete</b>		Volume Ingresso in Distribuzione [VIS]	5500.46 [MI]
Lunghezza condotte pubbliche	113.76 [Km]	<b>Dati sui consumi dell'acqua</b>	
Lunghezza condotte private	17.65 [Km]	Acqua non Fatturata	2094.93 [MI]
Utenze totali	5882.00 [ ]	Consumi autorizzati e non fatturati	27.50 [MI]
Utenze industriali	108.00 [ ]	Consumi non autorizzati e non fatturati	11.00 [MI]
<b>Dati idraulici della rete</b>		Sottoregistrazione Contatori	170.28 [MI]
Pressione media	29.07 [m]	Perdite apparenti	181.28 [MI]
Volumi Ingresso In Rete	5500.46 [MI]	Perdite reali giornaliere	5167.53 [m3/gg]
Volume Consegnato ad altri Sistemi	0.00 [MI]	Perdite reali su Km rete gg	45.42 [m3/( Km gg)]
<b>Dati sui consumi dell'acqua</b>		Perdite reali	34.29 [%]
Consumi annui fatturati nel distr. ricalibrati al giorno	107.69 [l/s]	<b>Indici IWA</b>	
Consumi autorizzati fatturati misurati	3405.53 [MI]	<b>UARL</b>	<b>2.4 [l/s]</b>
Consumi autorizzati fatturati non misurati	0.00 [MI]	<b>ILI</b>	<b>24.7 [ ]</b>
Consumi autorizzati non fatturati	0.50 [% VIS]	<b>M1a</b>	<b>50.5 [mc/gg/km]</b>
Consumi non autorizzati non fatturati	0.20 [% VIS]	<b>M1b</b>	<b>38.1 [%]</b>
Errore di sottoregistrazione dei contatori	5.00 [% VIS]		

Paesi in via di sviluppo	Paesi sviluppati	Classe	ILI calcolato	Descrizione generale della performance relativamente allo stato delle perdite reali del sistema
<b>ILI range</b>	<b>ILI range</b>			
ILI < 4	ILI < 2	A		Ulteriori riduzioni del livello di perdita potrebbero essere anti economiche; successivi miglioramenti della rete dovranno essere supportati da un'analisi costi benefici.
ILI < 8	2 < ILI < 4	B		Possibilità di migliorare la rete; a tal fine prendere in considerazione la gestione della pressione, pratiche di controllo attivo e una migliore manutenzione della rete.
8 < ILI < 16	4 < ILI < 8	C		Scarsa gestione delle perdite; tollerabile solo se la risorsa è sovrabbondante e a basso costo. Analizzare il livello e la natura delle perdite e intensificare gli sforzi per la loro riduzione.
ILI > 16	ILI > 8	D	24.7	Uso inefficiente della risorsa; necessità attivare un programma per la riduzione delle perdite.

	Perdite idriche non lineari			
	M1a<15	15<=M1a<25	25<=M1a<40	40<=M1a<60
M1b<25%				
25%<=M1b<35%				
35%<=M1b<45%				D
45%<=M1b<55%				
M1b>=55%				

Volume Ingresso in Distribuzione [VIS] 5500.46 [MI]	Consumo autorizzato 3433.03 [MI]	Consumo autorizzato fatturato 3405.53 [MI]	Consumi autorizzati fatturati misurati 3405.53 [MI]	Acqua fatturata 3405.53 [MI]		
			Consumi autorizzati fatturati non misurati 0 [MI]			
	Perdite idriche 2067.42 [MI]	Consumi autorizzati e non fatturati 27.5 [MI]		Consumo misurato non fatturato	Acqua non Fatturata 2094.93 [MI]	
				Consumo non misurato non fatturato		
		Perdite reali 1886.15 [MI]	Perdite apparenti 181.28 [MI]	Consumi non autorizzati e non fatturati 11 [MI]		
				Sottoregistrazione Contatori 170.28 [MI]		
			Perdite nelle condotte			
			Perdite e sfiori ai serbatoi			
			Perdite sulle prese			

VERIFICA APPLICABILITÀ FORMULE IWA		ID	Indicatore	ID classe	Obiettivi
(Nc+20L)>3000	OK	M1	M1a-Perdite idriche lineari [mc/km/gg] M1b-Perdite idriche [%]	A	Mantenimento
pm>25m	OK			B	-2% di M1a annuo
Nt/Km rete>20	OK			C	-4% di M1a annuo
				D	-5% di M1a annuo
				E	-6% di M1a annuo

### 3. IMPATTO DEI CAMBIAMENTI CLIMATICI SUL CONSUMO IDRICO

---

Tra gli obiettivi preposti, si vuole verificare la resilienza associata all'acquedotto oggetto di studio. Questa prerogativa è legata principalmente alla variazione dei consumi idrici i quali, come noto, negli ultimi decenni sono stati caratterizzati da un continuo incremento. La spiegazione di tale fenomeno è legata a diversi aspetti. Si possono ovviamente menzionare cause sociali, legate all'evoluzione degli stili di vita, alle esigenze legate ad ogni singolo utente, oppure alla crescita demografica. Tuttavia, un ruolo fondamentale è sicuramente associato ad aspetti di tipo ambientale e climatico, in particolare modo alla crescita delle temperature medie e alla loro marcata variazione periodica.

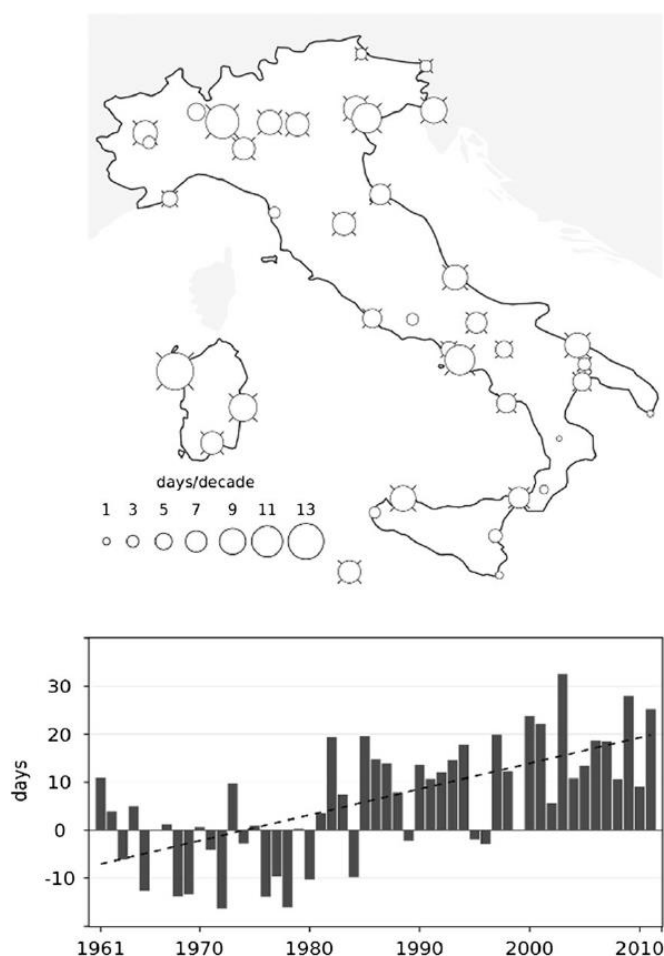
Numerosi studi e articoli di letteratura tecnica permettono di quantificare, in riferimento a diverse regioni Italiane, l'effetto che le variazioni climatiche comporterebbero sui consumi idrici, con particolare focus sugli aspetti legati alla stagionalità. Si indaga pertanto, in primo luogo, sugli andamenti delle temperature, per poi determinare le variazioni di consumo idrico ad esse associate.

È senz'altro di grande interesse analizzare i risultati presentati nell'articolo "*Recent changes of temperature extremes over Italy: an index-based analysis*" (G. Fioravanti, E. Piervitali, F. Desiato), che indaga sull'incremento dei giorni estivi, delle ondate di calore e dei giorni caldi, nel periodo 1961-2011, allo scopo di determinarne i trend di crescita. I termini appena riportati descrivono le seguenti grandezze:

- 🔵 *Giorno estivo*: giorno per cui si registra una temperatura massima superiore a 25°C;
- 🔵 *Giorno caldo*: giorno per cui si registra una temperatura massima superiore al 90th percentile dei dati analizzati;
- 🔵 *Ondata di calore*: evento per cui si registrano almeno sei giorni consecutivi con temperatura massima superiore al 90th percentile dei dati analizzati, ovvero sei giorni caldi consecutivi;

Gli andamenti temporali sono facilmente interpretabili dai grafici di seguito. In particolare, è possibile notare come, nonostante per i decenni compresi tra il 1960 ed il 1980 siano state registrate delle diminuzioni, tra il 2000 ed il 2011 l'aumento delle temperature è decisamente più concentrato

e consistente. Ciò risulta dimostrato sia dal numero di giorni estivi annui che dal numero di ondate di calore, i cui andamenti sono riportati in Figura 3-1 e Figura 3-2.



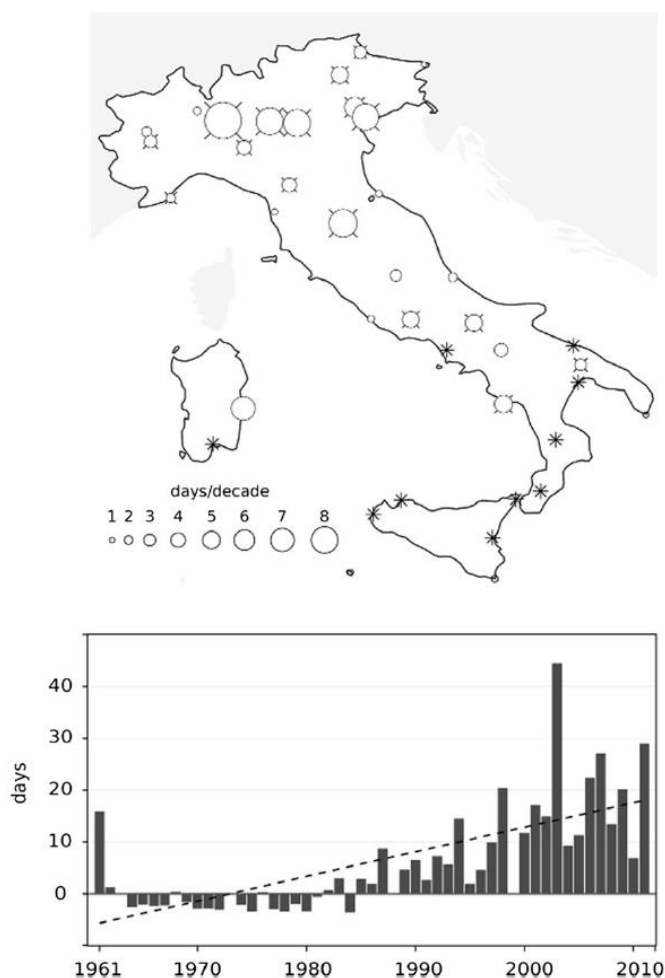
**Figura 3-1.** Andamento temporale del numero di giorni estivi ( $T_{MAX} > 25^{\circ}C$ )

I risultati riportati sono di particolare interesse, in quanto tra le stazioni di misura considerate è inclusa quella di *Bari-Palese-Macchie*, molto prossima all'ubicazione dell'acquedotto in esame.

Ad ulteriore supporto dei parametri prima elencati (giorni estivi, giorni caldi, ondate di calore) si riportano anche le tendenze di crescita relative a:

- ☉ Minimo valore delle temperature minime giornaliere;
- ☉ Massimo valore delle temperature massime giornaliere.

Per tutti gli indici considerati si assiste ad un andamento crescente dei dati nel tempo, con una linearità che può essere estesa con certa sicurezza a previsioni future, vista la numerosità dei dati analizzati.

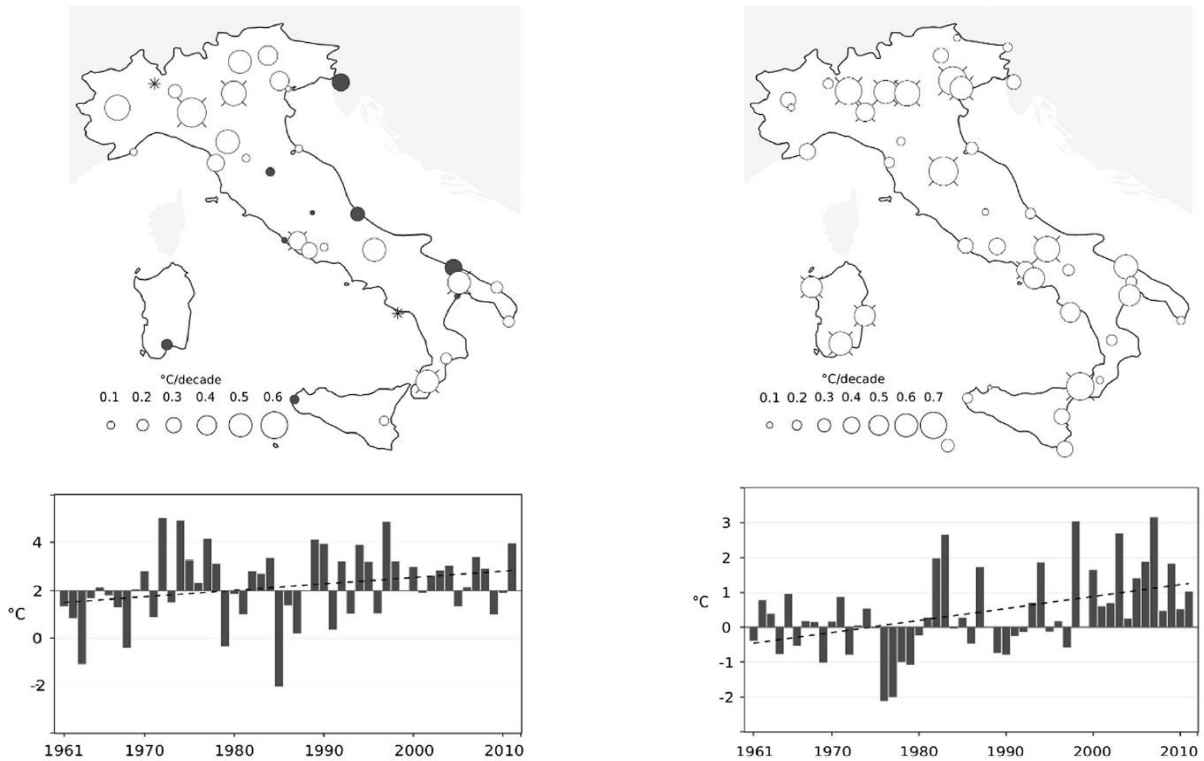


**Figura 3-2.** Andamento temporale del numero delle ondate di calore

In ogni caso, lo sviluppo futuro delle temperature non è necessariamente riconducibile ai soli andamenti dei dati passati. A supporto di ciò, infatti, l'*Intergovernmental Panel on Climate Change* (meglio noto con l'acronimo di *IPCC*), prevede diversi possibili *scenari climatici*, basati su dei probabili percorsi di concentrazione rappresentativi (*RCP, Representative Concentration Pathways*). Con tale nomenclatura si intende un andamento temporale della concentrazione dei gas serra, comunemente facendo riferimento all'indicatore CO<sub>2</sub>-equivalente.

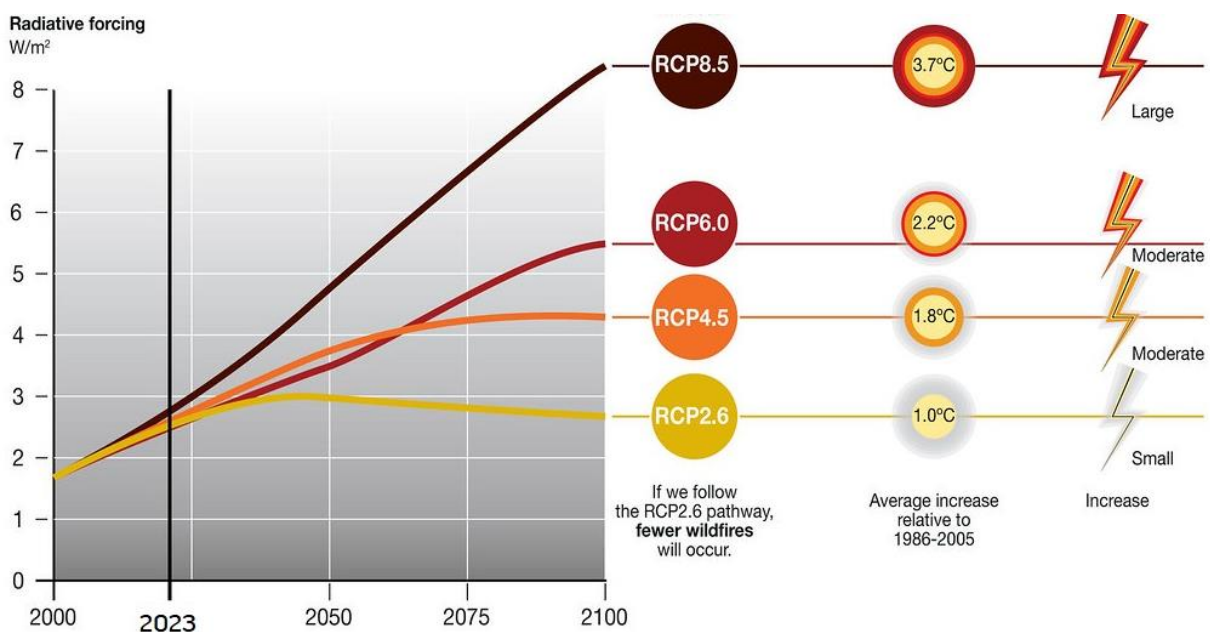
I possibili scenari dipendono in misura principale dallo sviluppo dell'attività antropica, quindi dalle emissioni di anidride carbonica, metano, biossido di zolfo ed altre sostanze di particolare rilievo, producendo effetti molto differenti a seconda dello scenario considerato. Una rappresentazione semplificativa, ma comunque efficace, di tali scenari è mostrata in Figura 3-4.



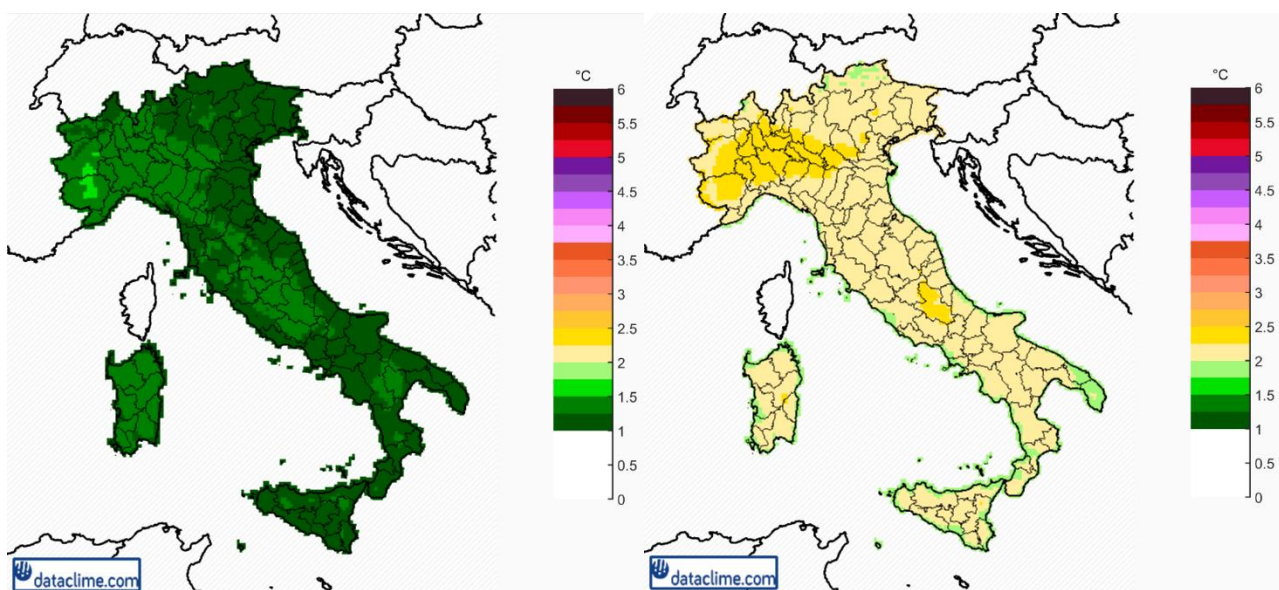


**Figura 3-3.** Andamento temporale del minimo valore delle temperature minime giornaliere (a sinistra);  
Andamento temporale del massimo valore delle temperature massime giornaliere (a destra).

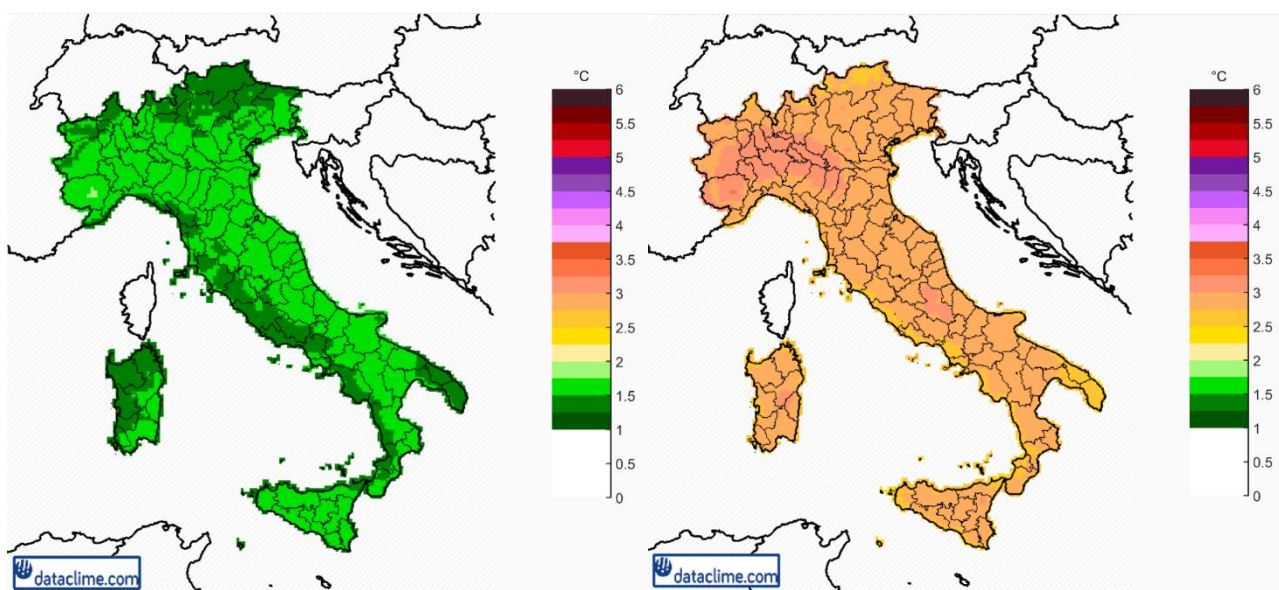
Analizzando uno scenario intermedio (*RCP4.5*) e lo scenario più catastrofico (*RCP8.5*), oltre all'incremento delle temperature medie generalizzato sul territorio italiano, si può osservare una più pronunciata stagionalità delle temperature, con un forte incremento dei massimi estivi (Figura 3-7).



**Figura 3-4.** Rappresentazione schematica dei diversi RCPs identificati dal IPCC

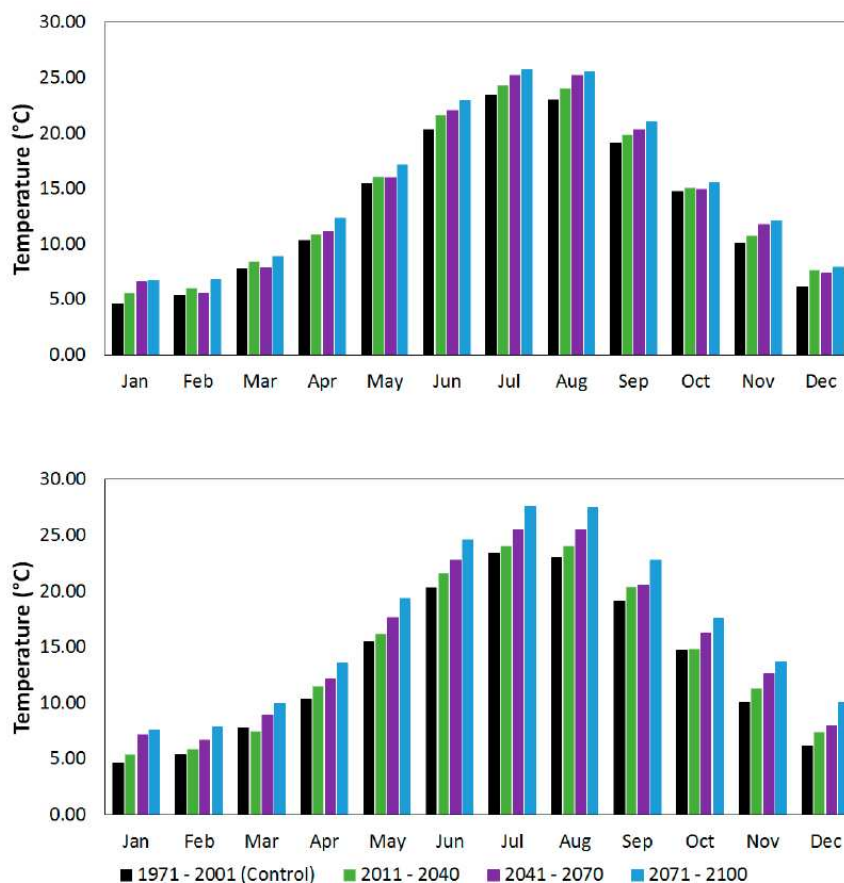


**Figura 3-5.** Scenario climatico RCP4.5 per il periodo 2021-2040 (sinistra) e 2041-2070 (destra)



**Figura 3-6.** Scenario climatico RCP8.5 per il periodo 2021-2040 (sinistra) e 2041-2070 (destra)

I dati di Figura 3-7, seppur riferiti ad una differente località rispetto a Bisceglie, devono servire come supporto qualitativo per la dimostrazione di un altro importante aspetto: l'aumento della domanda idrica.

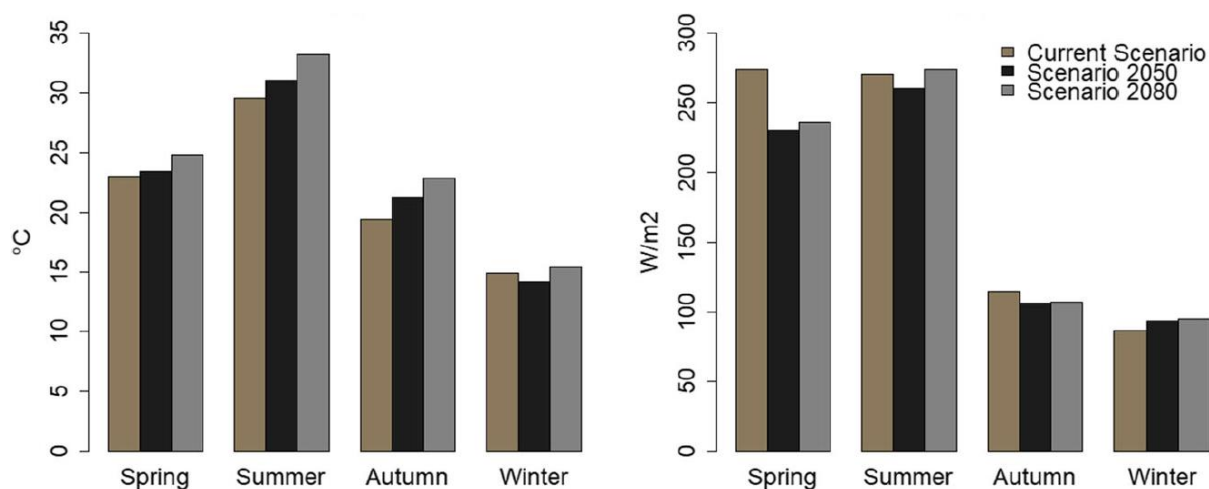


**Figura 3-7.** Previsione delle temperature (Sicilia, EN, lago Pozzillo) :RCP4.5 (sopra) e RCP8.5 (sotto)

Attraverso il paper “Assessing the impact of climate change on future water demand using weather data”, per la città di Napoli è stato proposto uno studio con lo scopo di stabilire una correlazione tra scenari climatici e domanda idrica. Anche in questo caso, si è dapprima ricercato un modello di previsione delle temperature che, seppur basato su una modellazione differente rispetto a quella menzionata in precedenza, ha fornito dei risultati del tutto paragonabili.

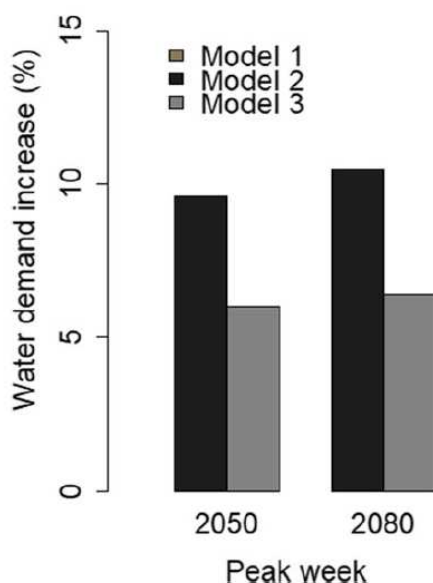
Le temperature sono caratterizzate da un incremento non trascurabile, con effetti più evidenti per il periodo estivo. La diretta conseguenza è un aumento della domanda idrica da parte delle utenze, con picchi di aumento superiori al 10% nelle settimane estive caratterizzate dalle maggiori temperature (Figura 3-9). In riferimento alla Figura 3-9, si specifica che le etichette *Model 2* e *Model 3* si riferiscono rispettivamente all'effetto dell'aumento delle temperature e all'effetto dell'aumento di radiazione solare.





**Figura 3-8.** *Previsione delle temperature e della radiazione solare (Campania, NA)*

Quanto finora esposto, non può ovviamente essere direttamente associato alla zona interessata dal caso studio. I risultati infatti provengono da studi basati su modellazioni climatiche di aree geografiche diverse, talvolta molto distanti tra loro. Tuttavia, l'utilità di tali studi risiede nelle considerazioni di carattere qualitativo che essi permettono di dedurre.



**Figura 3-9.** *Previsione dell'aumento dei consumi idrici per la settimana estiva di picco*

È infatti ampiamente dimostrato che, a prescindere dallo scenario che effettivamente si realizzerà in futuro, il territorio italiano sarà comunque sottoposto ad un generalizzato aumento delle temperature. L'aumento sarà maggiormente sentito nei mesi caldi dell'anno, quindi nella stagione estiva, dove già allo stato attuale si registrano i consumi maggiori per la quasi totalità delle reti di

acquedotto. L'aumento delle temperature si tradurrà, nei prossimi decenni, in un conseguente aumento di domanda idrica pari al 10-15%, richiedendo alle reti di distribuzione una certa flessibilità di funzionamento e la garanzia di un livello di servizio ottimale a lungo termine.

## 4. DEFINIZIONE DEL MODELLO IDRAULICO

---

La modellazione idraulica della rete allo stato di fatto è stata eseguita tramite il software *InfoWorks WS Pro*, prodotto e distribuito da HR Wallingford Ltd (UK), dotato di un forte grado di specializzazione nella progettazione e simulazione di reti idriche in pressione. Successivamente però, è stato scelto di eseguire un trasferimento del modello in ambiente *Epanet v2.2*, software open source della *Environmental Protection Agency* (USA), di più facile utilizzo e reperibilità, ma ugualmente accreditato per le tipologie di analisi da eseguire e per gli obiettivi preposti dalla presente tesi. Il funzionamento del software si basa sulla risoluzione di sistemi di equazioni, dipendenti strettamente dal tipo di analisi condotta. Come noto da letteratura tecnica, infatti, esistono due principali tipologie di approccio alla modellazione di reti di distribuzione:

- 🔹 DEMAND DRIVEN ANALYSIS (DDA): è il tipo di modellazione classica per reti di distribuzione. Si impone il valore di portata erogato ai nodi, posto pari a quello richiesto, mentre rimangono incognite la pressione ai nodi e la portata in transito nelle condotte. È un approccio semplice, ma molto efficace e aderente alla realtà in tutti quei casi dove è garantito il rispetto del carico minimo ai nodi. Tuttavia, esiste una controindicazione relativa a questo approccio, riguardante la valutazione delle portate di perdita, assunte come costanti e non dipendenti dalla variazione del regime di pressione in esercizio. La risoluzione di un problema così posto avviene grazie alle equazioni del moto, di conservazione dell'energia e di conservazione della massa, nell'ordine di seguito esposte:

$$\Delta h_{Lij} = r \cdot q_{ij} \cdot |q_{ij}|^{n-1} + m \cdot q_{ij} \cdot |q_{ij}|$$

$$h_i - h_j = h_{Lij}(q_{ij})$$

$$\sum_j q_{ij} - D_i = 0$$

Tutte le equazioni sono ovviamente soggette alla condizione  $q_j = q_{rj}$  ed i loro parametri sono così descritti:

$q_j$  = portata assegnata al nodo  $j$

$q_{rj}$  = portata richiesta al nodo  $j$

$q_{ij}$  = portata fluente dal nodo  $i$  al nodo  $j$

$\Delta h_{Lij}$  = perdita di carico tra il nodo  $i$  ed il nodo  $j$

$r$  = coefficiente di perdita distribuita

$m$  = coefficiente di perdita concentrata

$D_i$  = domanda idrica al nodo  $i$

- 🔵 PRESSURE DRIVE ANALYSIS (PDA): nei casi in cui si verificano deficit o valori di pressione negativi ai nodi, si deve ricorrere necessariamente ad una modellazione PDA. Questa, infatti, utilizza ulteriori equazioni per cui la portata erogata ai nodi non è nota a priori, ma dipendente dal carico idraulico che in essi si verifica. Così facendo si può procedere alla risoluzione del sistema di equazioni che regolano il modello, il quale presenta un'incognita aggiuntiva rispetto al caso precedente. Se la pressione al nodo è inferiore ad una certa soglia, la portata erogata sarà necessariamente inferiore a quella richiesta, generando quindi una condizione operativa ben diversa da quella che si delineerebbe con una modellazione tradizionale. Esempi di utilizzo di un approccio PDA riguardano la dismissione di tronchi di rete e/o di un impianto di sollevamento o, ancora, quei casi in cui a valle di una modellazione DDA si registrano nodi soggetti a pressioni negative. Un approccio in cui la portata è strettamente legata al carico idraulico agente, ha forti implicazioni anche nella valutazione delle perdite. Infatti, queste non sono più costanti, ma presentano una dipendenza dal regime pressorio, risultando di fatto maggiormente rappresentative di quanto accade nella realtà. Il sistema di equazioni risolvibili è analogo al precedente, con la sola differenza che l'ipotesi  $q_j = q_{rj}$  viene sostituita dalla più realistica

$$q_j = \alpha_j \cdot q_{rj}$$

$$\alpha_j = \begin{cases} 0 & \text{per } H < H_{min.j} \\ 0 < \alpha_j < 1 & \text{per } H_{min.j} < H < H_{rj} \\ 1 & \text{per } H > H_{rj} \end{cases}$$

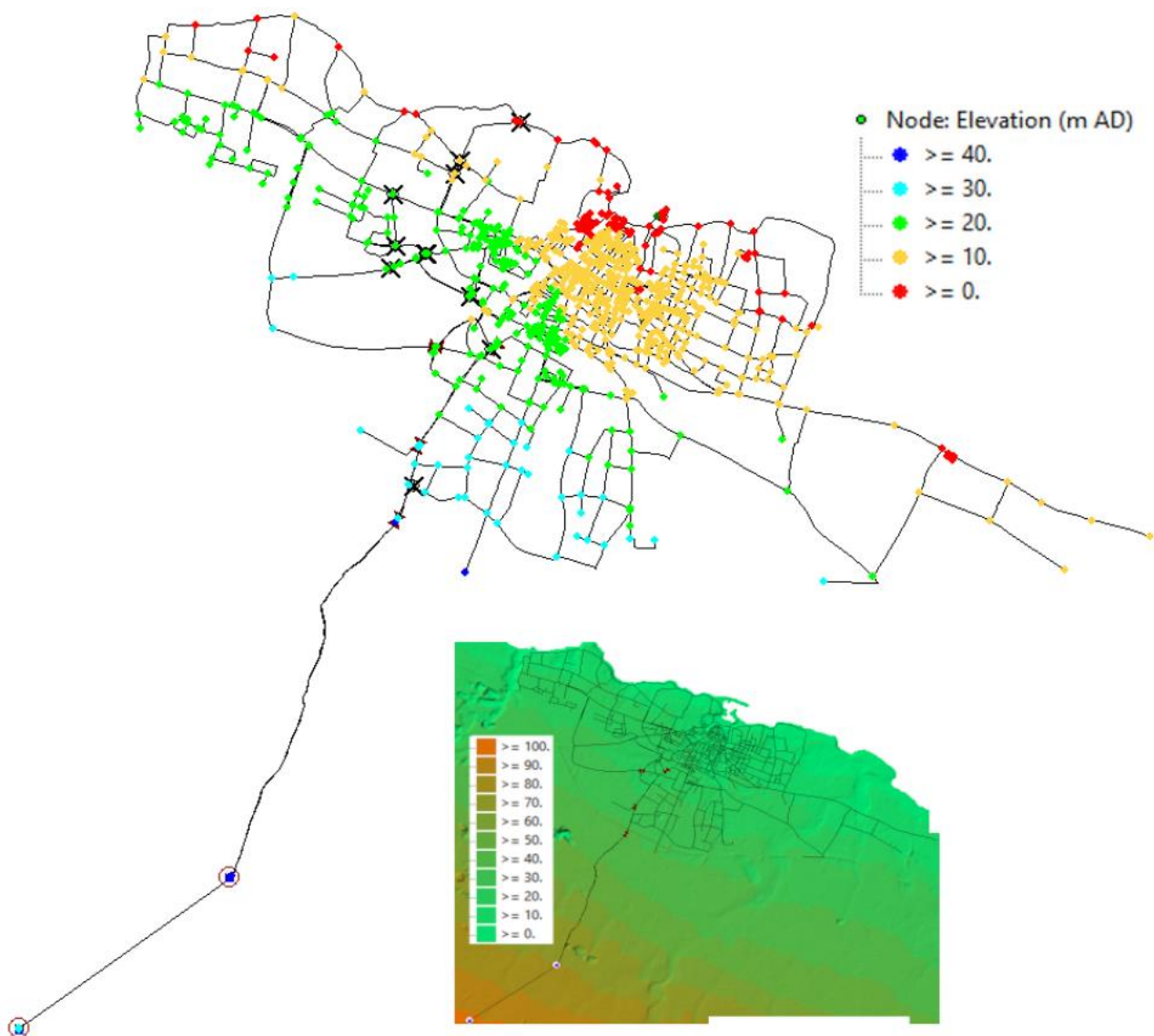
$H_{min.j}$  = carico al di sotto del quale si ha portata nulla per il nodo  $j$

Nel seguito di questo capitolo verranno descritte le metodologie seguite per la realizzazione del modello numerico, che riproduce le principali caratteristiche idrauliche e geometriche della rete. Il modello consiste in una rappresentazione semplificata dell'acquedotto e ne riproduce i principali elementi: tubazioni, nodi di giunzione, valvole, idranti e serbatoi. A tale rappresentazione si attribuiscono poi i consumi delle utenze, le perdite, le scabrezze delle tubazioni, nonché eventuali controlli (ad esempio la gestione del funzionamento delle valvole, presenza di tubazioni chiuse, ecc.). A valle della risoluzione del sistema di equazioni, il software di modellazione è in grado di restituire molteplici risultati, tra cui la portata e la velocità in ogni condotta, la pressione ai nodi, il consumo energetico dei gruppi di pompaggio, le concentrazioni di inquinanti in rete, ecc. Nel presente lavoro di tesi verranno prese in considerazione solamente alcune di esse, esposte di volta in volta man mano che verranno riportati i risultati delle analisi condotte.

Si specifica infine che per la rete in esame è stato utilizzato un approccio DDA in quanto, da una prima analisi dello stato di fatto, non sono stati rilevati particolari deficit di pressione tali da giustificare una modifica dell'impostazione progettuale. Inoltre, come si vedrà nel seguito, si ha un'ottima rispondenza del modello rispetto alle misure reali, specialmente se rapportata alle semplificazioni cui è soggetta la modellazione di una rete così complessa.

#### 4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA RETE

Le caratteristiche geometriche considerate per la costruzione del modello derivano dai dati geospaziali del S.I.T. (*Sistema Informativo Territoriale*) della regione Puglia, in particolare dal database geo-topografico in formato shapefile, relativo agli elementi notevoli della rete (serbatoi, condotte, valvole, pozzetti, ecc.). Le quote dei nodi sono state ricavate determinando prima le quote del terreno tramite sovrapposizione geospaziale della rete con il DTM, disponibile anch'esso sul geoportale del SIT della regione Puglia. Successivamente poi, tali quote sono state corrette considerando una profondità convenzionale pari ad 1 metro.



**Figura 4-1.** Caratteristiche altimetriche del modello idraulico ed estratto del DTM

## 4.2 DETERMINAZIONE DELLA DOMANDA E DELLA PORTATA DI PERDITA

La determinazione della domanda da assegnare a ciascun nodo è stata condotta definendo il pattern dei consumi, istante per istante, sommandolo alla portata di perdita. Questi, sono determinati a partire dalle portate in ingresso alla rete misurate durante il giorno di calibrazione.

La portata di perdita è stata stimata pari alla differenza tra il valore medio della portata in ingresso alla rete ed il valore globale di consumo fatturato all'utenza nel corso dell'ultimo anno. Benché l'applicazione di questo procedimento comporti alcune importanti semplificazioni (si confrontano portate registrate in tempi recenti e consumi fatturati in anni precedenti, si ipotizza la costanza nei consumi durante tutto l'anno, ecc.), a fronte della scelta di un giorno di calibrazione fortemente rappresentativo delle portate medie annuali, della sostanziale costanza nella tipologia e nei consumi globali dell'utenza, si ritiene che il modello così costruito possa risultare adeguatamente rappresentativo del reale comportamento della rete.

**Tabella 4-1.** Definizione delle portate erogate durante il giorno rappresentativo

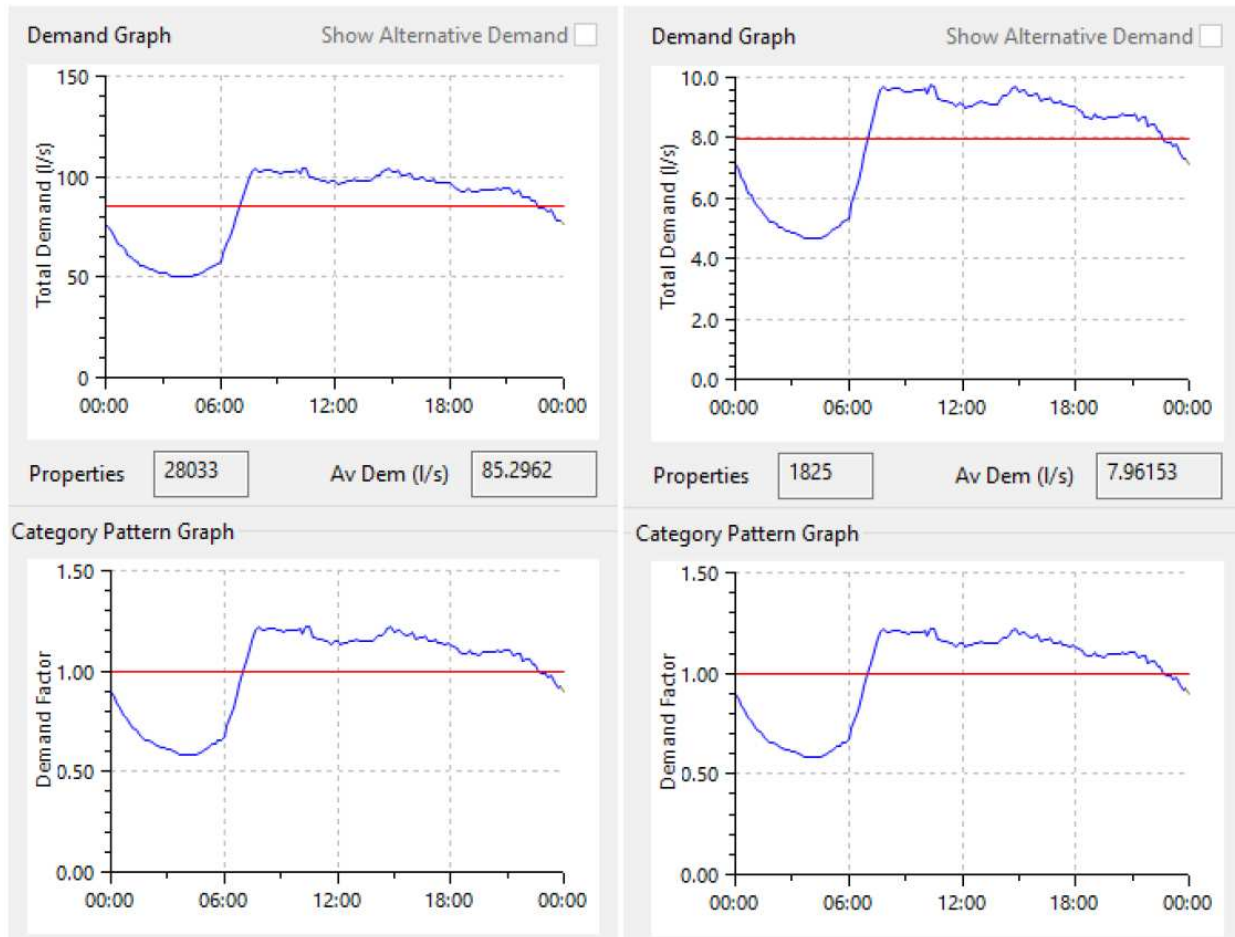
<b>19/04/2018</b>	SERBATOIO NUOVO [l/s]	SERBATOIO VECCHIO [l/s]	TOTALE RETE [l/s]
PORTATA MAX	138,52	43,52	180,36
PORTATA MIN	128,49	-14,55	114,21
PORTATA MEDIA	133,79	23,74	157,53
<b>CONSUMO ANNO 2016</b>	<b>102,60 l/s</b>		
<b>PORTATA DI PERDITA</b>	<b>54,93 l/s</b>		

La portata di perdita è quindi considerata costante nel tempo, in accordo con una modellazione DDA, ignorando totalmente la dipendenza dal regime delle pressioni. Nonostante la consapevolezza delle approssimazioni così introdotte, si reputa consono procedere in tal modo per i seguenti motivi:

- Una modellazione di tipo PDA in una rete con perdite estremamente diffuse come quella in esame, provocherebbe un aggravio computazionale non indifferente. La maggiore precisione

dei dati forniti dalla simulazione, infatti, non giustificerebbe comunque la più alta difficoltà di modellazione;

- ☑ Dalla fase di calibrazione, affrontata successivamente, emerge che la risposta del modello così concepito è già sufficientemente aderente alle misure reali di cui si dispone.

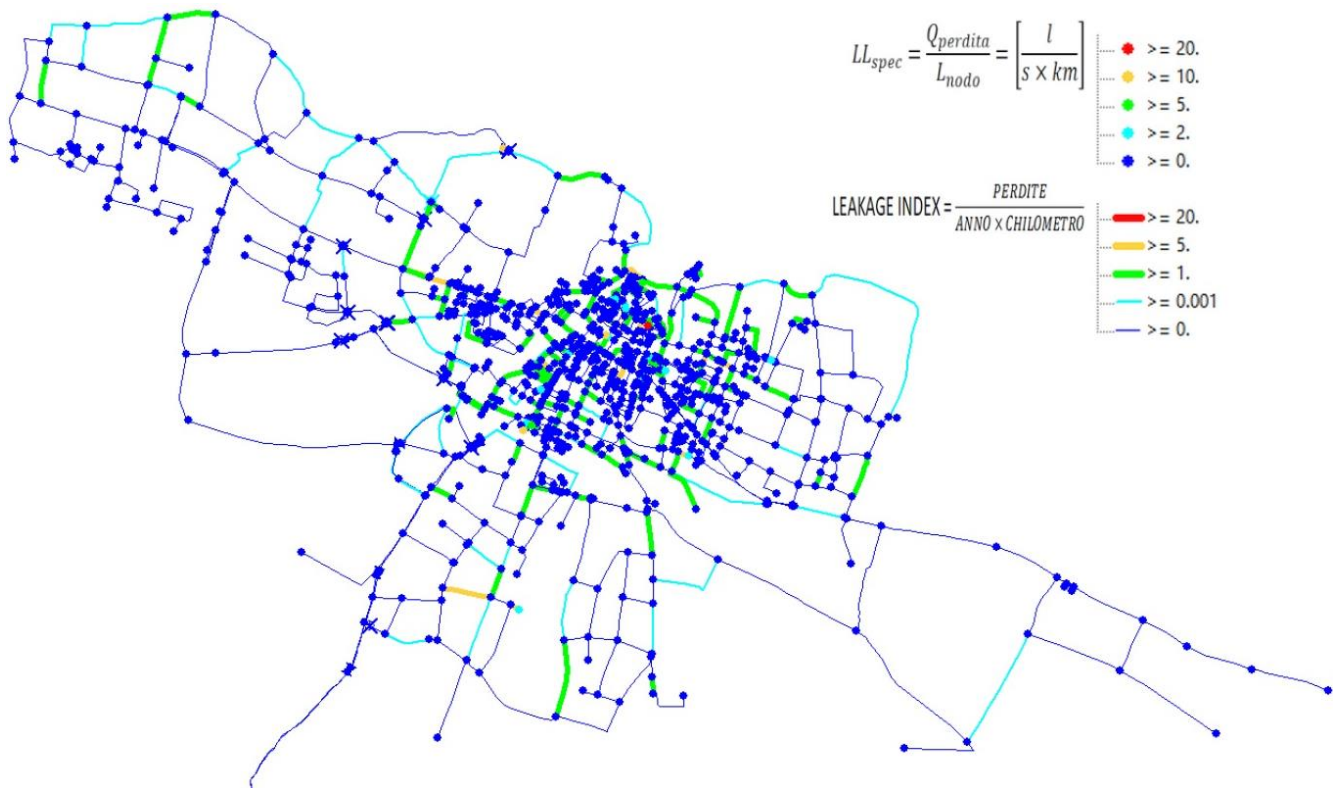


**Figura 4-2.** In alto: pattern di consumo per utenze domestiche e commerciali; In basso: pattern di consumo assegnati a tutte le categorie di utenza

Una volta definiti i pattern di consumo per le diverse utenze, si è proceduto ad attribuire ad ogni nodo le relative domande afferenti. Più in particolare, considerando l'esistenza di consumi distribuiti lungo le condotte, si è proceduto a semplificare la modellazione assegnando ad ogni nodo un elenco di utenze, secondo il criterio della minor distanza e dividendo la domanda tra due nodi nel caso di ugual distanza.



La portata di perdita è stata invece attribuita con un duplice criterio, della *perdita specifica* e del *leakage index*. Nel dettaglio, il criterio della *perdita specifica* prevede di assegnare una quota di perdita in maniera proporzionale alle semi-lunghezze dei rami afferenti al singolo nodo, normalizzando rispetto alla lunghezza totale della rete (l/s/km). Con il *leakage index* invece si assegna una seconda aliquota in base al numero delle perdite storiche occorse nella specifica tubazione, normalizzate rispetto alla sua lunghezza ed al numero totale di perdite storiche della rete (perdite/anno/km). Una rappresentazione grafica della distribuzione spaziale delle perdite considerate viene fornita tramite la Figura 4-3.



**Figura 4-3.** Distribuzione spaziale delle perdite, assegnate con i criteri della “perdita specifica” e del “leakage index”



## 5. CALIBRAZIONE DEL MODELLO IDRAULICO

---

La calibrazione è la procedura che consente di determinare i valori dei principali parametri che caratterizzano il funzionamento del modello idraulico, al fine di riprodurre in maniera più aderente possibile il comportamento reale della rete. Si fa quindi riferimento ad un insieme di grandezze misurate per le quali, una volta verificata la buona aderenza, si potrà utilizzare il modello idraulico come strumento di previsione e simulazione.

I parametri da determinare durante il processo di calibrazione sono:

- Scabrezza delle condotte
- Grado di apertura delle valvole parzializzate

Tali parametri sono stati variati cercando di minimizzare lo scarto tra valori misurati e calcolati dal software nei punti di controllo, corrispondenti ai misuratori di portata e di pressione considerati o installati appositamente durante la campagna di misure.

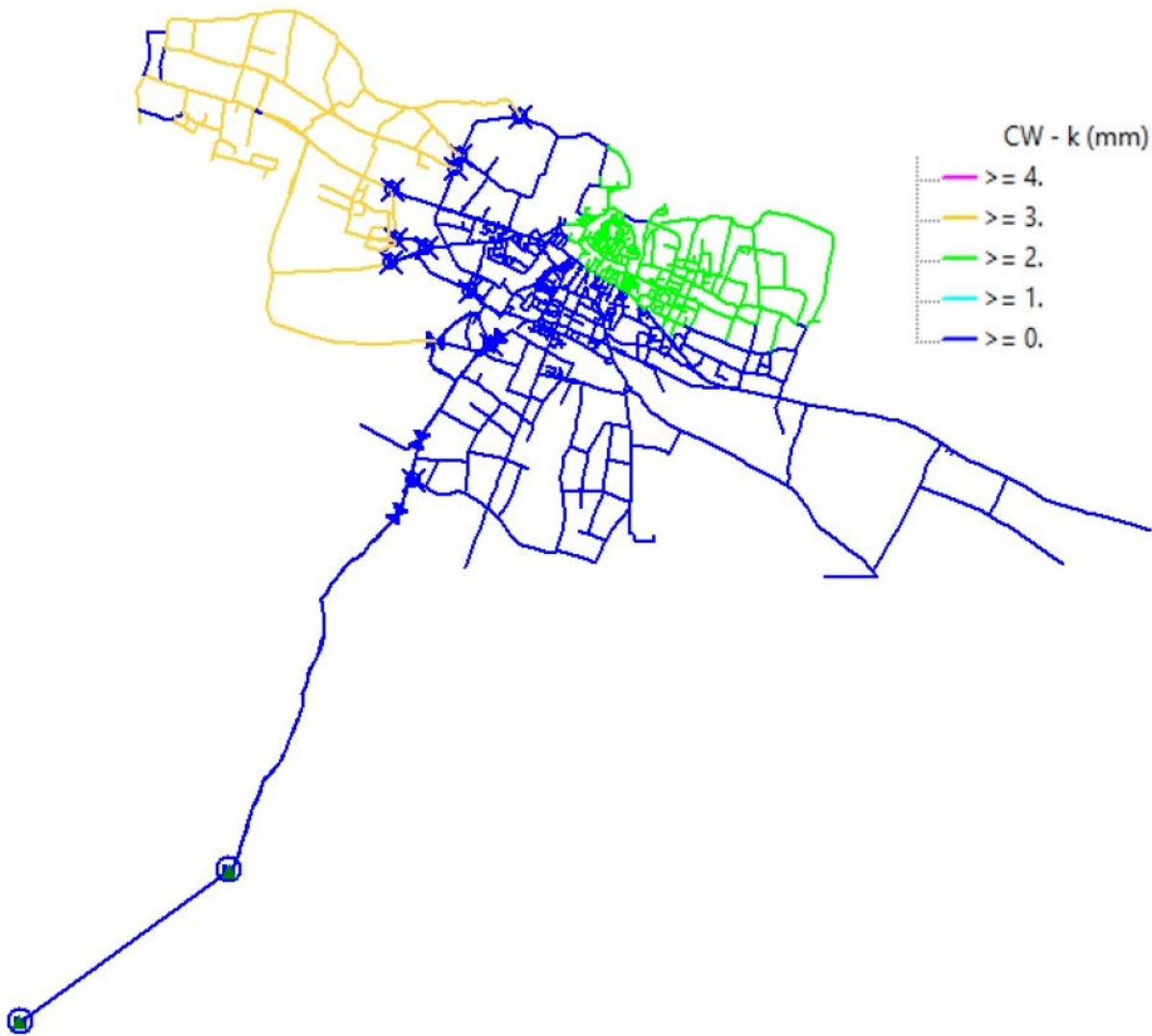
### 5.1 SCABREZZA DELLE CONDOTTE

In questo studio, per la determinazione dell'indice di resistenza al moto, è stata considerata la formula di *Colebrook-White*, formula pratica utilizzabile nei casi di moto turbolento (ipotesi ampiamente verificata all'interno di condotte di adduzione e distribuzione).

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \log \left[ \frac{\varepsilon/d}{3,71} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} \right]$$

Dalla conoscenza della scabrezza relativa ( $\varepsilon/d$ ) e del numero di Reynolds ( $Re$ ), è possibile ricavare l'indice di resistenza al moto ( $\lambda$ ) tramite un processo iterativo.

Nel caso specifico, al modello è stato assegnato un valore di primo tentativo per la scabrezza assoluta pari ad  $1mm$ , per tutte le condotte. Successivamente, i valori sono stati ottimizzati sulla base della conoscenza delle perdite storiche, dell'età di posa delle singole condotte (quando disponibili), nonché del confronto tra i dati misurati e gli output forniti dal software. L'ottimizzazione del processo ha portato quindi alla definizione dei seguenti valori di scabrezza assoluta.



**Figura 5-1.** Valori di scabrezza assegnati alle diverse aree della rete

**Tabella 5-1.** Valori di scabrezza e relativo numero di condotte

SCABREZZA	N° CONDOTTE
0,1	195
0,3	31
0,5	292
0,8	320
2,0	339
3,0	114
<b>TOTALE CONDOTTE</b>	<b>1291</b>

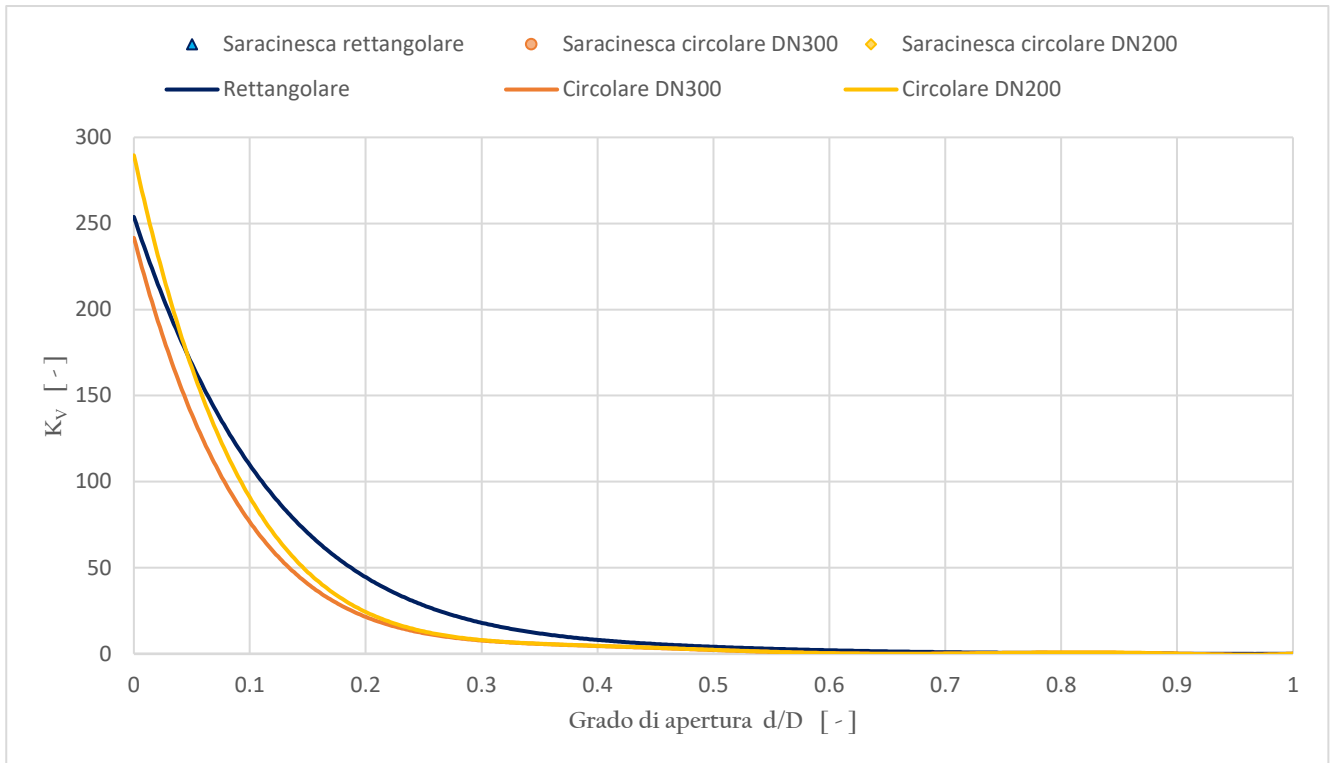
## 5.2 GRADO DI APERTURA DELLE VALVOLE PARZIALIZZATE

Come già descritto al §2, nei pressi delle ODU (*Origine Distribuzione Urbana*) sono installate delle valvole a saracinesca (TCV), con lo scopo di equilibrare le pressioni in rete laddove confluiscono le condotte provenienti dai due diversi serbatoi. Le valvole TCV sono caratterizzate da un certo grado di apertura che, a seconda della portata fluente, produce un certo valore di perdita di carico. Si ricorda che le perdite concentrate associate ad elementi quali valvole, sono definite applicando un coefficiente di perdita  $K_V$  al carico cinetico, come espresso di seguito:

$$\Delta H = K_V \frac{v^2}{2g}$$

Nonostante il grado di apertura delle valvole sia noto, si è proceduto comunque ad eseguire una calibrazione di tale parametro (nonché del relativo coefficiente di perdita). Questo perché non conoscendo la specifica tipologia di valvole presenti, non si conoscono le reali curve di correlazione tra perdita di carico e grado di apertura, pertanto, non si conosce il valore di  $K_V$  da inserire in *Epanet*. Allo scopo di calibrare il modello con il minimo grado di errore, sono state prese in considerazione delle curve da letteratura tecnica, scelte coerentemente con i diametri delle saracinesche presenti in rete e rappresentate dal grafico in Figura 5-2.

Nell'analisi di tali curve, si è scelto di inserire anche l'andamento relativo ad una saracinesca piana con corpo rettangolare. Ciò è stato fatto allo scopo di disporre di ulteriori dati che potessero confermare, anche solo qualitativamente, gli andamenti relativi alle saracinesche circolari, ovvero quelle di reale interesse.



**Figura 5-2.** Curve di correlazione tra il grado di apertura ed il coefficiente  $K_V$

La calibrazione del setting delle valvole è stata quindi eseguita iterativamente, variando il parametro  $K_V$  e valutando, di volta in volta, lo scostamento tra le curve misurate e quelle computate. Si è partiti dal valore corrispondente al grado di apertura noto, variandolo fino alla ricerca del setting ottimale. Nella tabella di seguito si riassumono i coefficienti  $K_V$  associati alle diverse valvole, riportando sia i valori associati ai gradi di apertura reali che quelli ricavati in fase di ottimizzazione.

**Tabella 5-2.** Coefficienti  $K_V$  e gradi di apertura associati alle valvole a saracinesca

ID VALVOLA	DN	d/D	$K_{V,CALCOLATO}$	$K_{V,OTTIMIZZATO}$
<b>TCV-1</b>	300	0,05	139,10	<b>135</b>
<b>TCV-2</b>	200	0,001	287,30	<b>300</b>
<b>TCV-3</b>	200	0,10	90,86	<b>95</b>

In riferimento alla Figura 2-1 del §2, si ricorda che la valvola *TCV-1* è situata in corrispondenza della *ODU-A*, mentre le valvole *TCV-2* e *TCV-3* corrispondono rispettivamente ai punti *ODU-B* ed *ODU-C*.

### 5.3 RISULTATI DELLA CALIBRAZIONE

Si riportano, nei grafici di seguito, i risultati della fase di calibrazione, confrontando le curve misurate con le curve computate dal software. In generale, è possibile affermare che i dati di pressione sono riprodotti con un ottimo grado di precisione, ad esclusione del nodo N0925 (che per tale motivo, come specificato anche nel seguito, non verrà considerato come rappresentativo per le prossime analisi). Per quanto concerne i dati di portata, si registra una perfetta corrispondenza per le misure relative al serbatoio nuovo, mentre i dati relativi al serbatoio vecchio sono caratterizzati da una maggiore dispersione. In ogni caso, la presente tesi è mirata all'esecuzione di analisi il cui parametro di maggiore interesse è la pressione nodale la quale, come già detto, risulta ben rappresentata. Lo scostamento tra le curve, oltre ad essere valutato in maniera qualitativa tramite l'osservazione dei grafici, è stato determinato tramite l'utilizzo dell'indicatore MAPE (*Mean Absolute Percentage Error, Errore medio assoluto percentuale*). Esso rappresenta una delle metriche di performance più utilizzate per misurare l'accuratezza di un modello di previsione, in relazione ai dati reali disponibili. Si definisce quindi il MAPE come segue:

$$MAPE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{|X_i - Y_i|}{X_i} \quad [\%]$$

dove

$X_i$  = valore misurato all'istante temporale  $i$

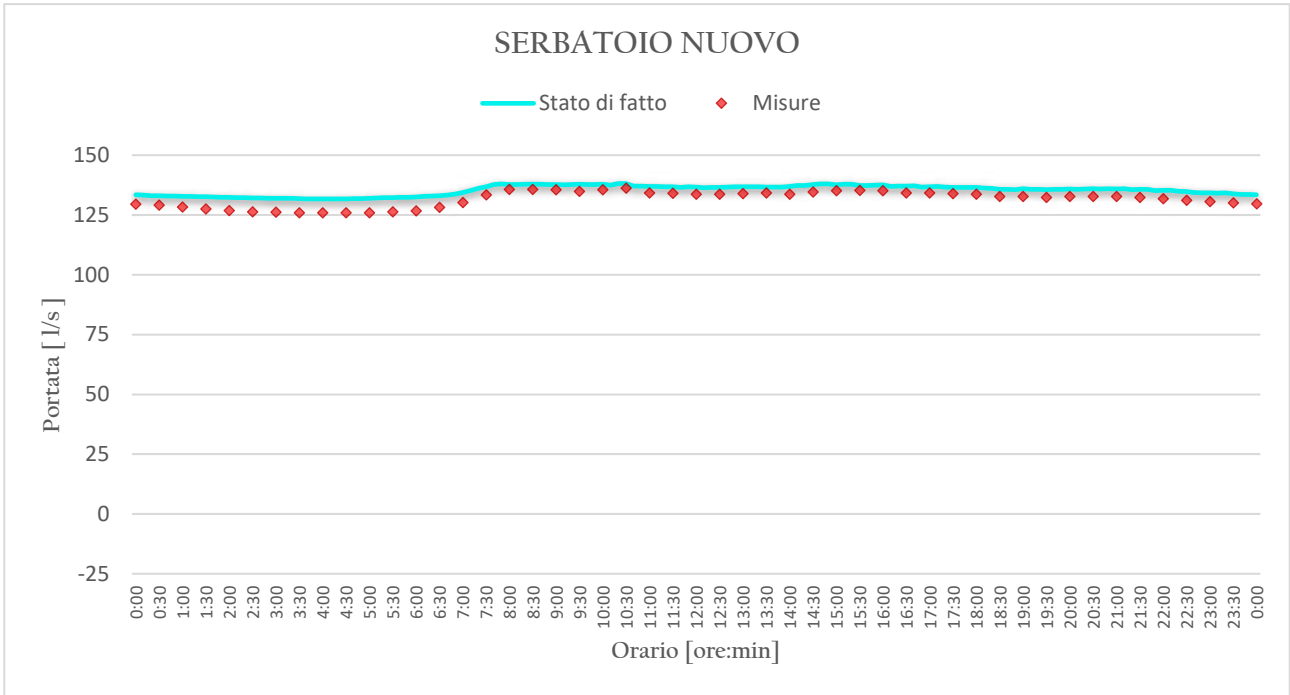
$Y_i$  = valore computato all'istante temporale  $i$

mentre l'accuratezza è definita come:

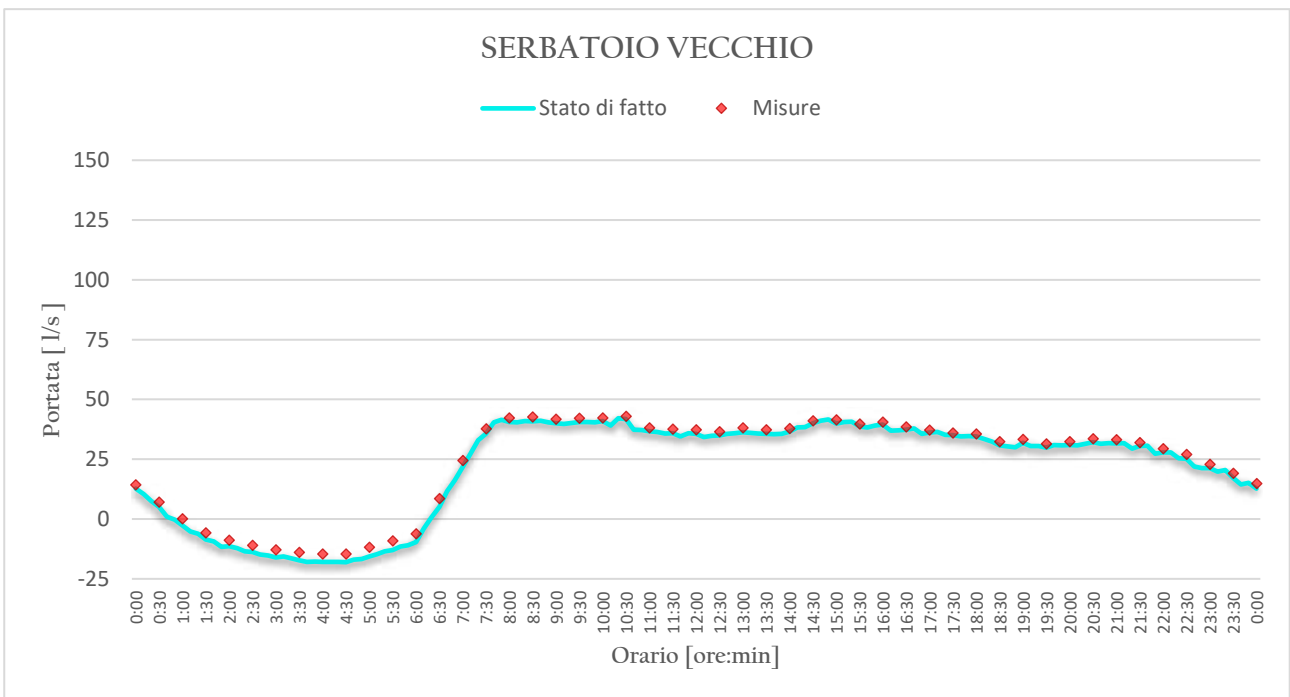
$$Accuracy = 100\% - MAPE \quad [\%]$$

Tanto più è basso il valore MAPE, tanto più l'accuratezza del modello di previsione sarà alta. Tuttavia, è bene precisare che questo indicatore risente particolarmente dei cosiddetti *outliers*, ovvero quei valori che si discostano sensibilmente dall'andamento medio. Per questo motivo, si è scelto di non includere il nodo N0925 nel calcolo in quanto, con il suo ampio scostamento dai valori misurati, porterebbe alla determinazione di un MAPE non rappresentativo dell'accuratezza globale

del modello. Inoltre, il nodo in questione risulta particolarmente problematico anche allo stato di fatto, registrando pressioni non compatibili con il livello minimo di servizio previsto dal gestore. Per tale nodo, quindi, sarà necessario agire localmente. L'accuratezza del modello nei confronti della portata è rappresentata dai grafici di Figura 5-3 e Figura 5-4.



**Figura 5-3.** Confronto tra curve misurate e computate dal software (portata serbatoio nuovo)

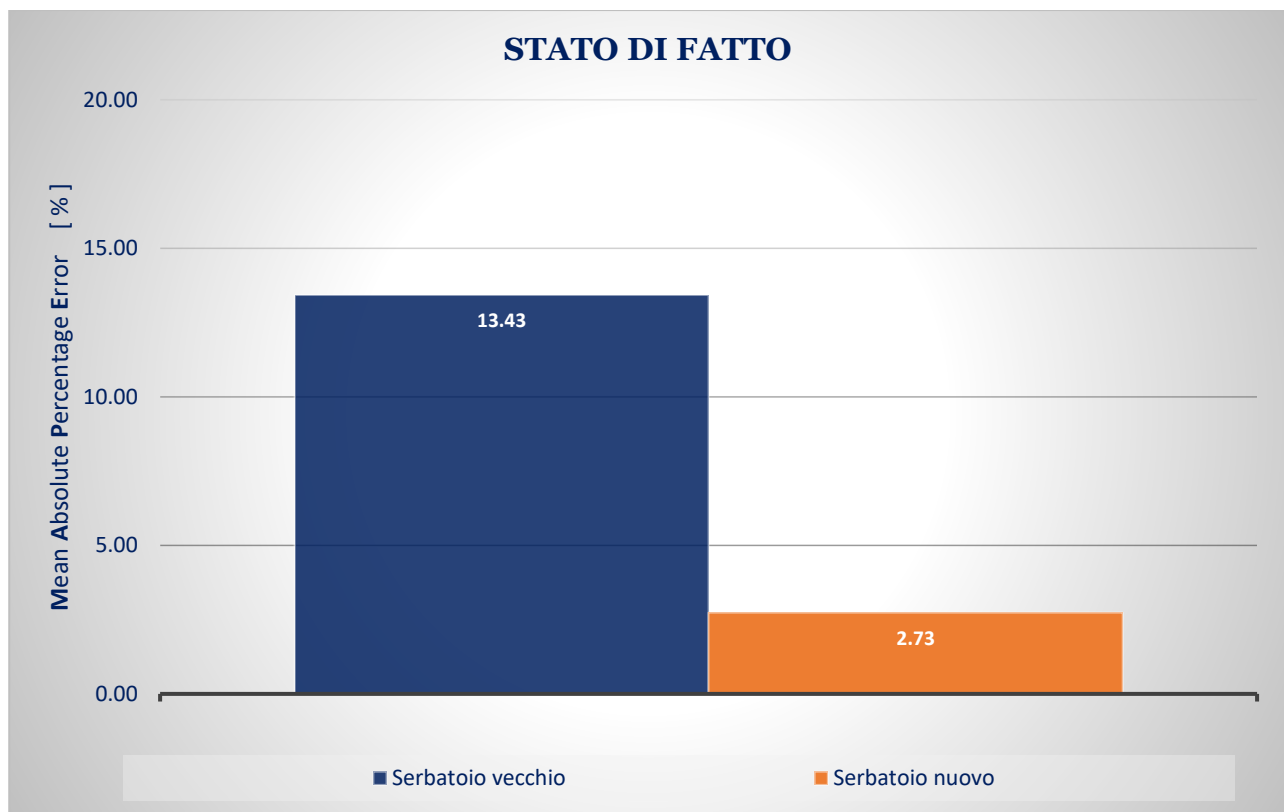


**Figura 5-4.** Confronto tra curve misurate e computate dal software (portata serbatoio vecchio)

Il calcolo dell'accuratezza viene riportato in forma sintetica, per facilità di lettura, anche nella tabella seguente.

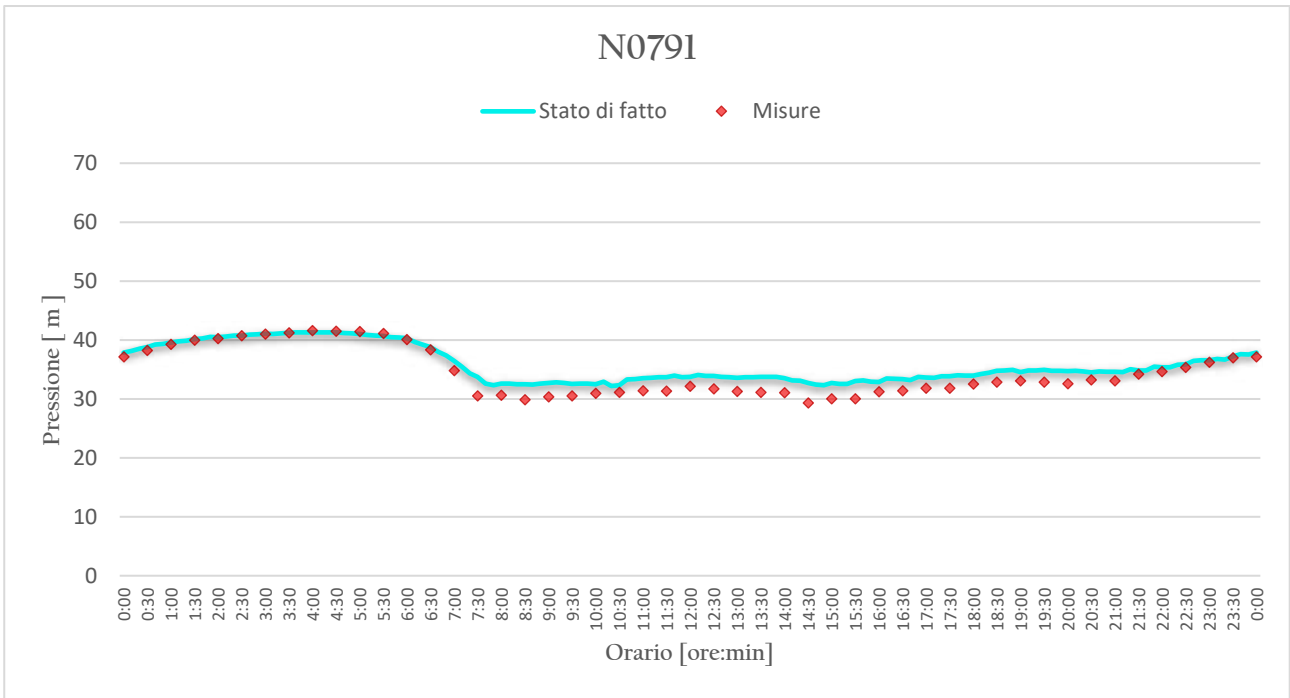
**Tabella 5-3.** Valori di MAPE per le curve di portata

CONDOTTA	DN [mm]	APE [%]	MAPE [%]	Accuracy [%]
<b>SERBATOIO VECCHIO</b>	350	13,43	<b>8,11</b>	<b>91,89</b>
<b>SERBATOIO NUOVO</b>	500	2,73		

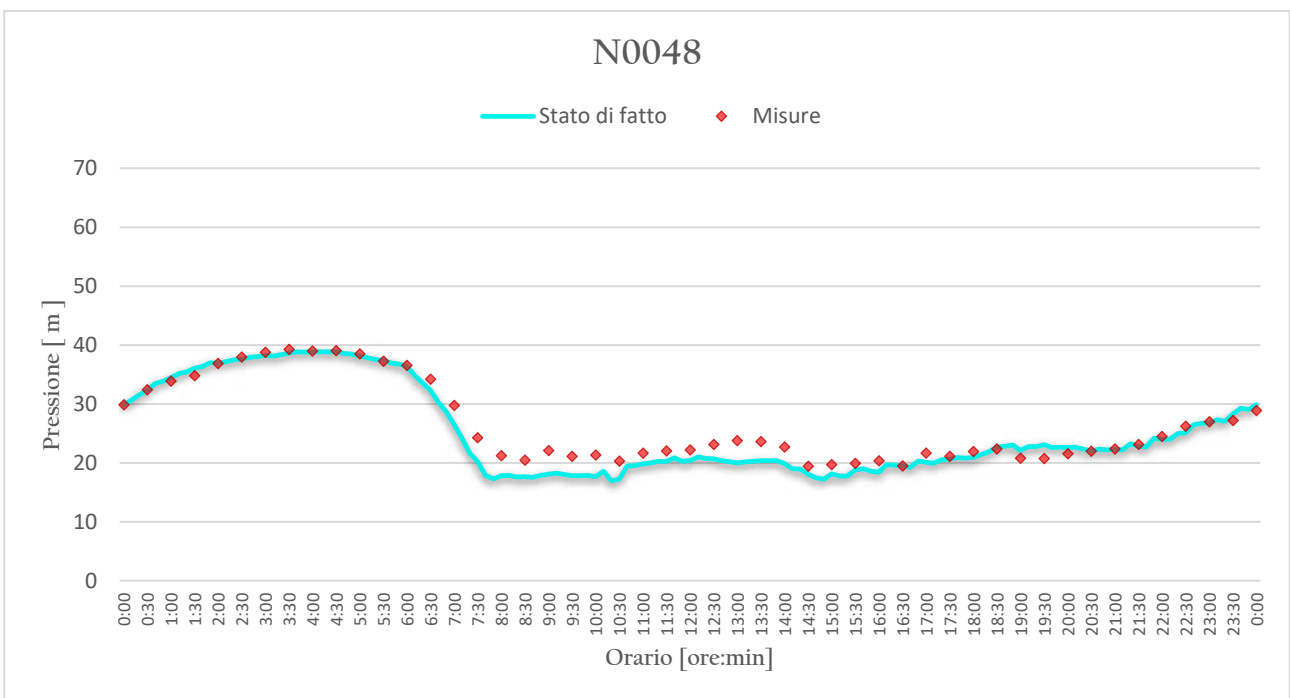


**Figura 5-5.** Valori di MAPE per le curve di portata (stato di fatto)

Allo stesso modo, nelle figure seguenti sono riportati i grafici con gli andamenti temporali delle pressioni per i nodi di interesse.

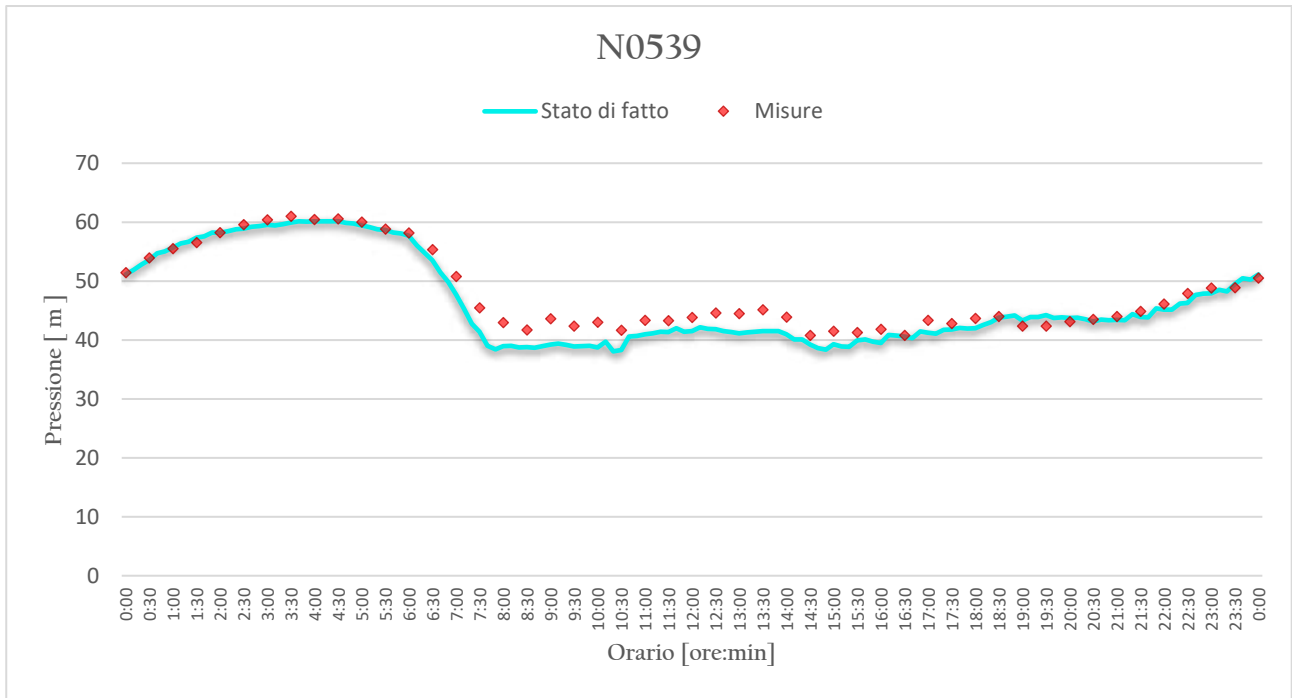


**Figura 5-6.** Confronto tra curve misurate e computate dal software (pressione nodo N0791)

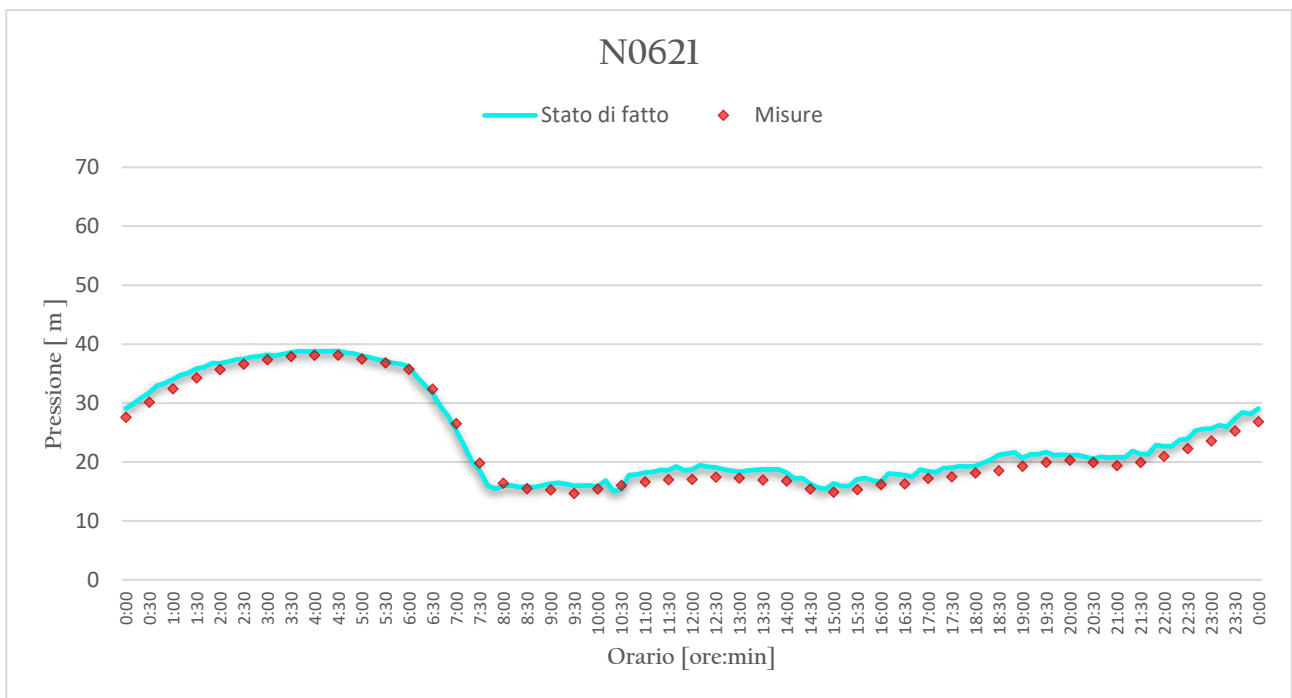


**Figura 5-7.** Confronto tra curve misurate e computate dal software (pressione nodo N0048)

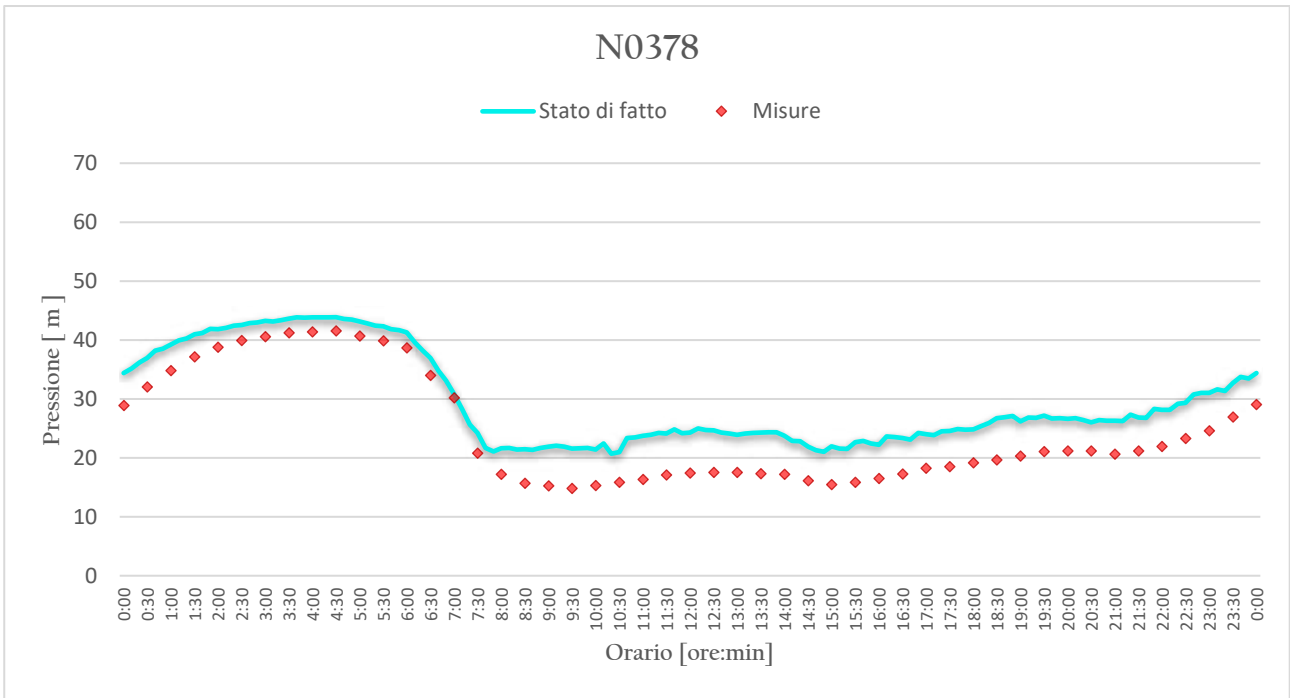




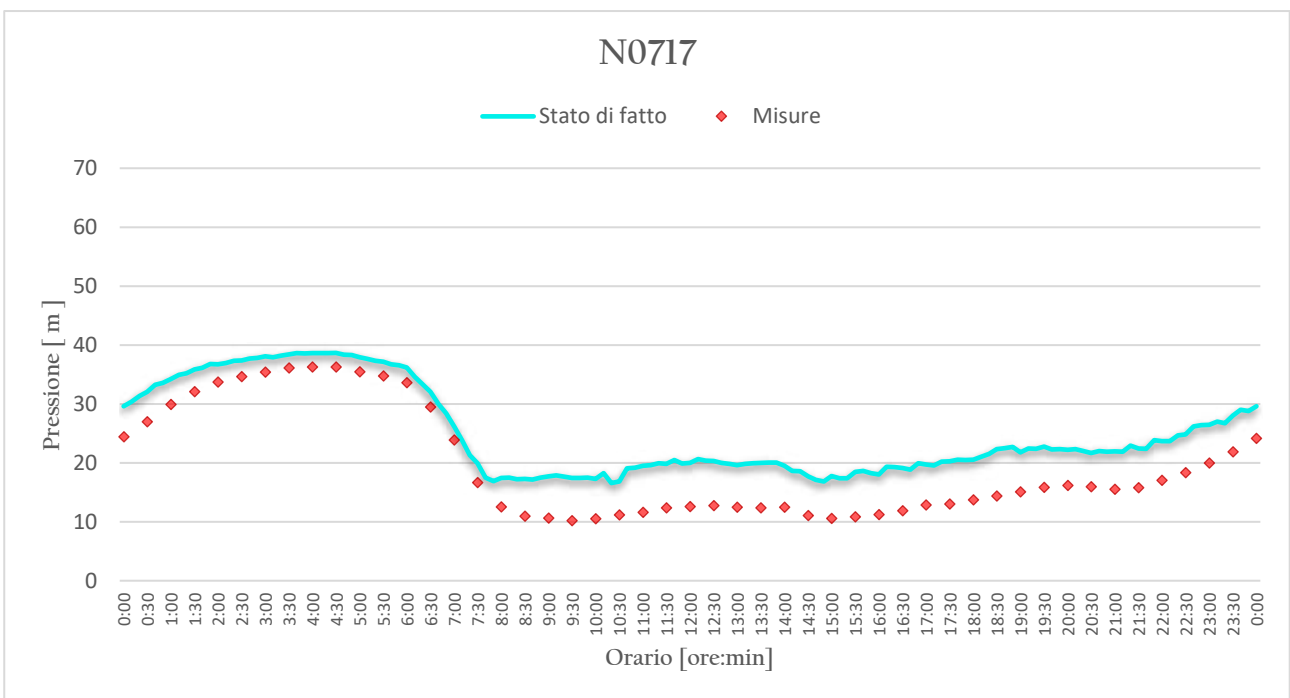
**Figura 5-8.** Confronto tra curve misurate e compute dal software (pressione nodo N0539)



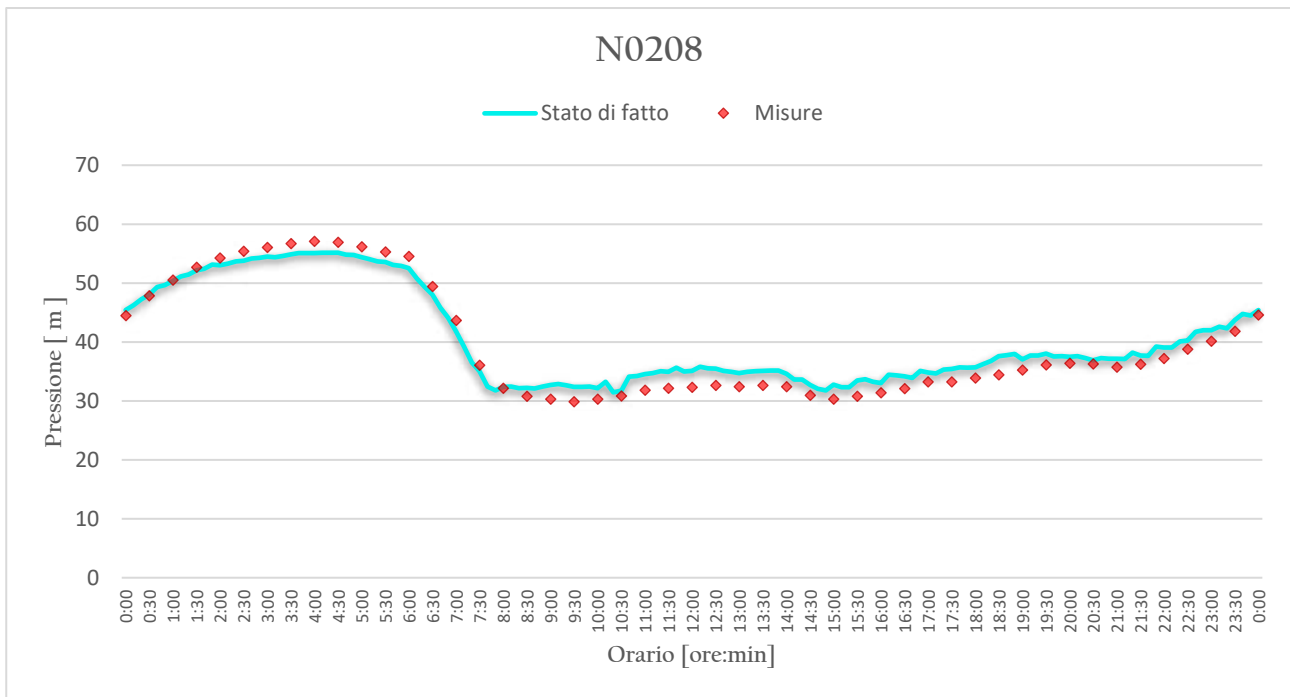
**Figura 5-9.** Confronto tra curve misurate e compute dal software (pressione nodo N0621)



**Figura 5-10.** Confronto tra curve misurate e computate dal software (pressione nodo N0378)



**Figura 5-11.** Confronto tra curve misurate e computate dal software (pressione nodo N0717)

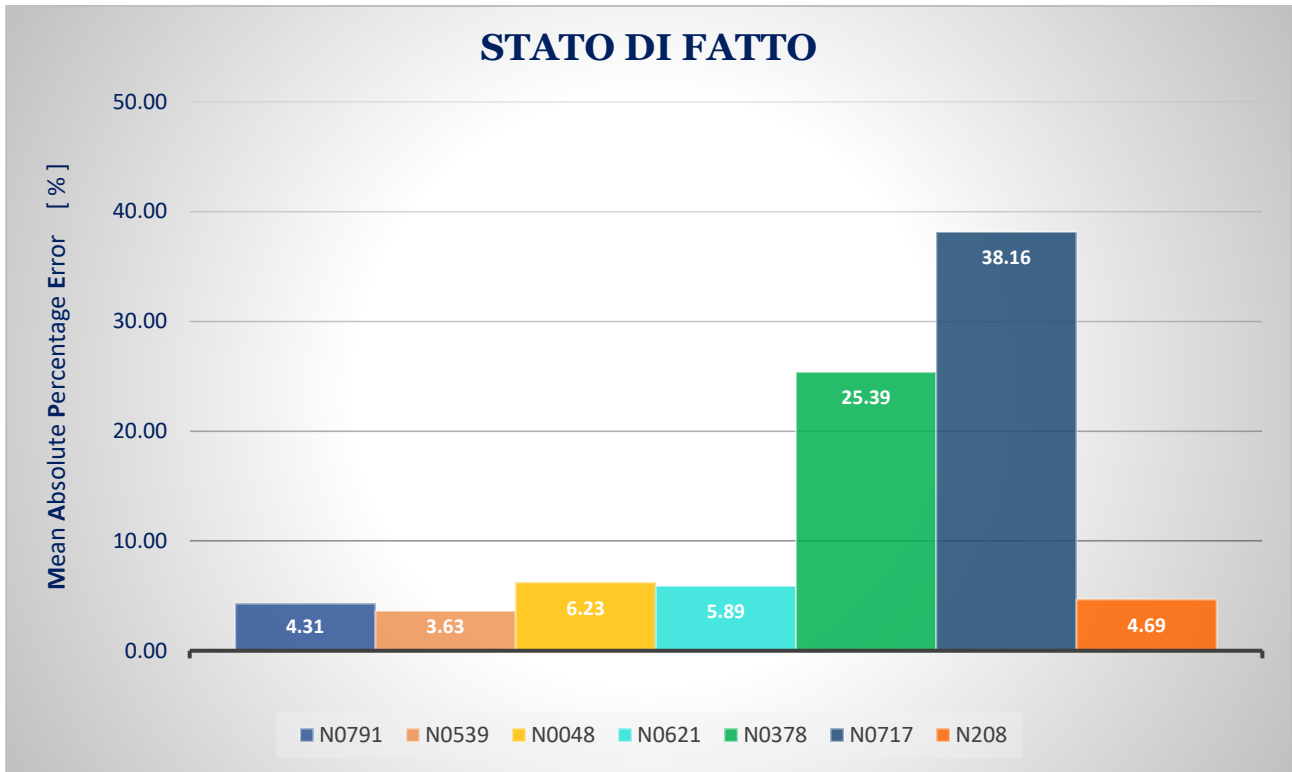


**Figura 5-12.** Confronto tra curve misurate e computate dal software (pressione nodo N0208)

Il calcolo sintetico del MAPE e della relativa accuratezza viene di seguito riportato.

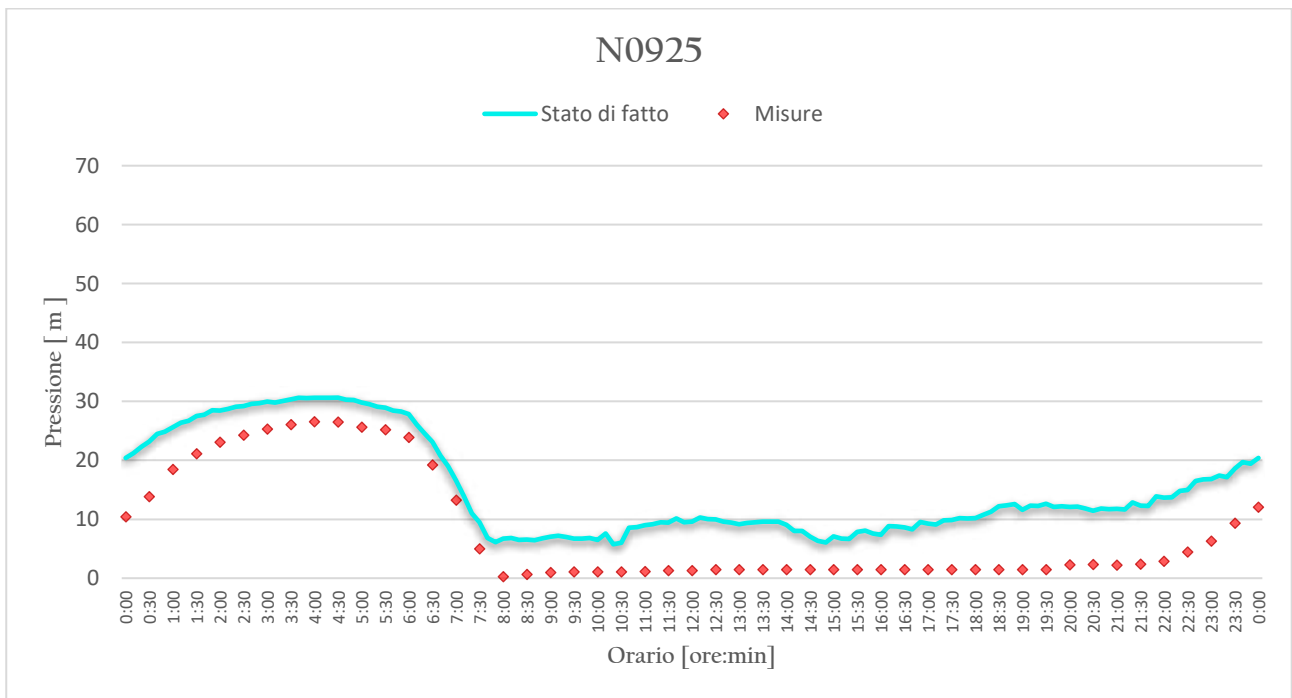
**Tabella 5-4.** Valori di MAPE per le curve di pressione

ID NODO	APE [%]	MAPE [%]	Accuracy [%]
<b>N0791</b>	4,31		
<b>N0539</b>	3,63		
<b>N0048</b>	6,23		
<b>N0621</b>	5,89	<b>12,62</b>	<b>87,38</b>
<b>N0378</b>	25,39		
<b>N0717</b>	38,16		
<b>N0208</b>	4,69		



**Figura 5-13.** Valori di MAPE per le curve di pressione (stato di fatto)

Per il nodo N0925 si riporta, esclusivamente a titolo informativo, il grafico che descrive l'andamento temporale delle pressioni, senza tuttavia riportare il calcolo del MAPE ad esso associato in quanto privo di significato statistico.



**Figura 5-14.** Confronto tra curve misurate e computate dal software (pressione nodo N0925)

Al fine di avere una visione globale dei risultati statistici della calibrazione, si procede ad esporre i grafici di correlazione ed i relativi coefficienti di determinazione ( $R^2$ ), così definiti:

$$R^2 = 1 - \frac{RSS}{TSS}$$

dove

$$RSS = \text{devianza residua} = \sum_{i=1}^N (X_i - Y_i)^2$$

$$TSS = \text{devianza totale} = \sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2$$

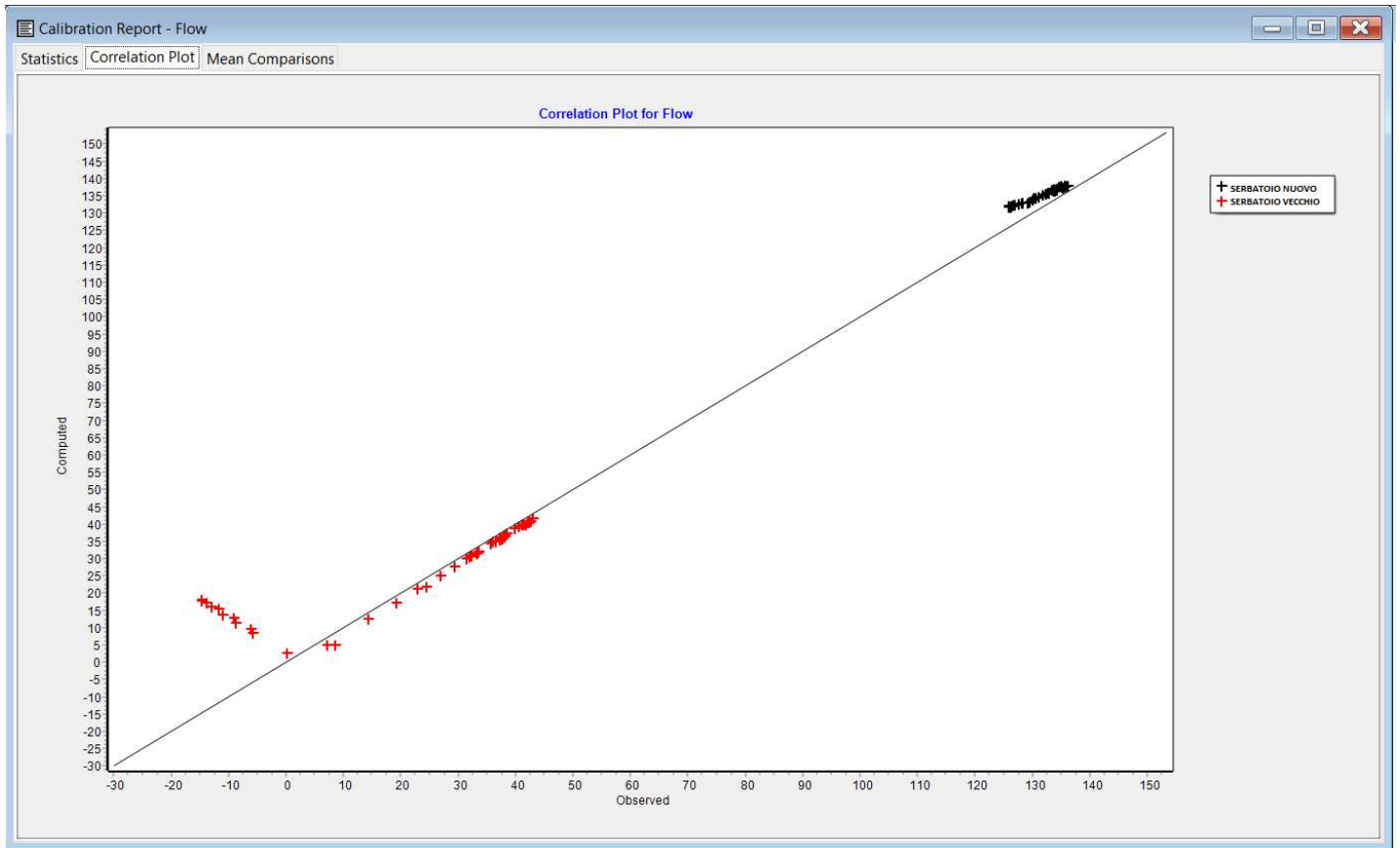
$X_i$  = valore misurato all'istante temporale  $i$

$Y_i$  = valore computato all'istante temporale  $i$

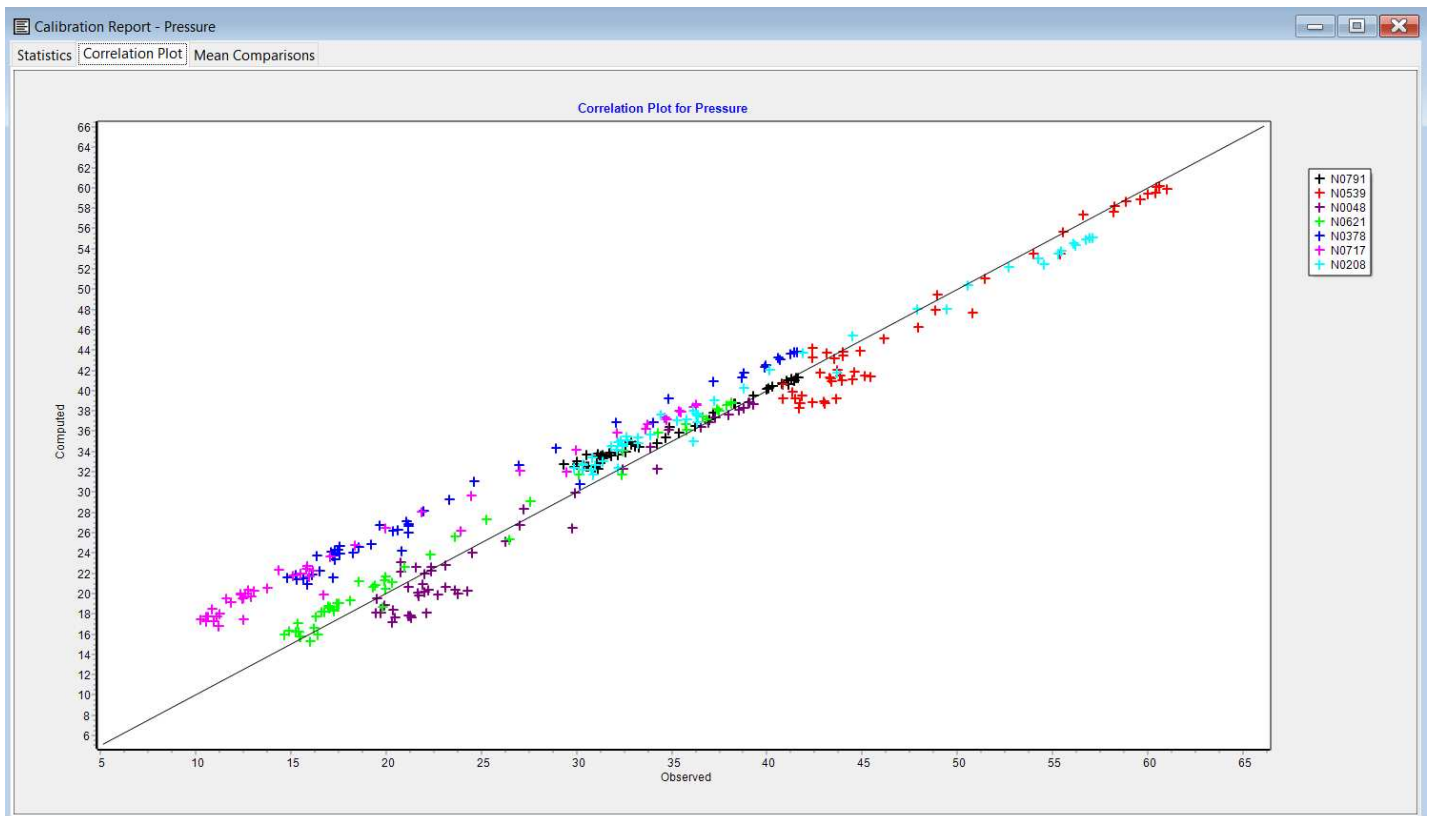
$\bar{X}$  = media dei valori misurati

Gli assi del grafico di correlazione riportano i valori misurati (ascisse) ed i valori computati (ordinate), oltre che la retta passante per l'origine con inclinazione di 45°. Tanto più i punti rappresentati si trovano a ridosso di tale retta, tanto più il modello è rappresentativo del comportamento reale della rete. Questo perché i valori misurati e computati saranno molto simili, se non uguali, tra loro.

Come già verificato in seguito all'esposizione dei grafici precedenti, l'adattamento dei dati computati ai dati reali è molto stretto, confermando che il modello realizzato risulta essere fortemente rappresentativo dello stato reale della rete di distribuzione. Come logica conseguenza, quindi, si possono considerare largamente affidabili tutte le analisi che verranno riportate nel seguito del presente lavoro di tesi.



**Figura 5-15.** Grafico di correlazione per i dati di portata

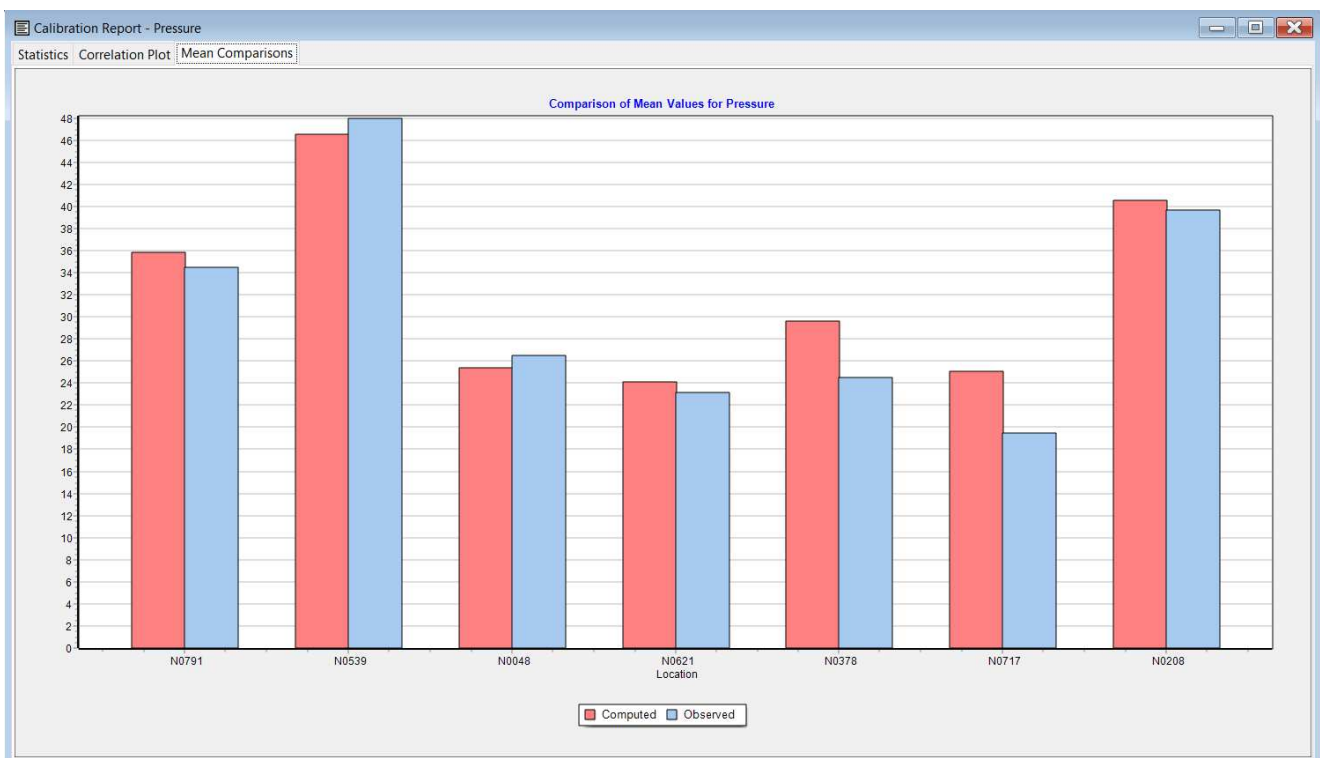


**Figura 5-16.** Grafico di correlazione per i dati di pressione





**Figura 5-17.** Correlazione tra i valori medi misurati e computati (portata)



**Figura 5-18.** Correlazione tra i valori medi misurati e computati (pressione)

## 6. ULTERIORI VALUTAZIONI SULL’AFFIDABILITÀ DEL MODELLO

---

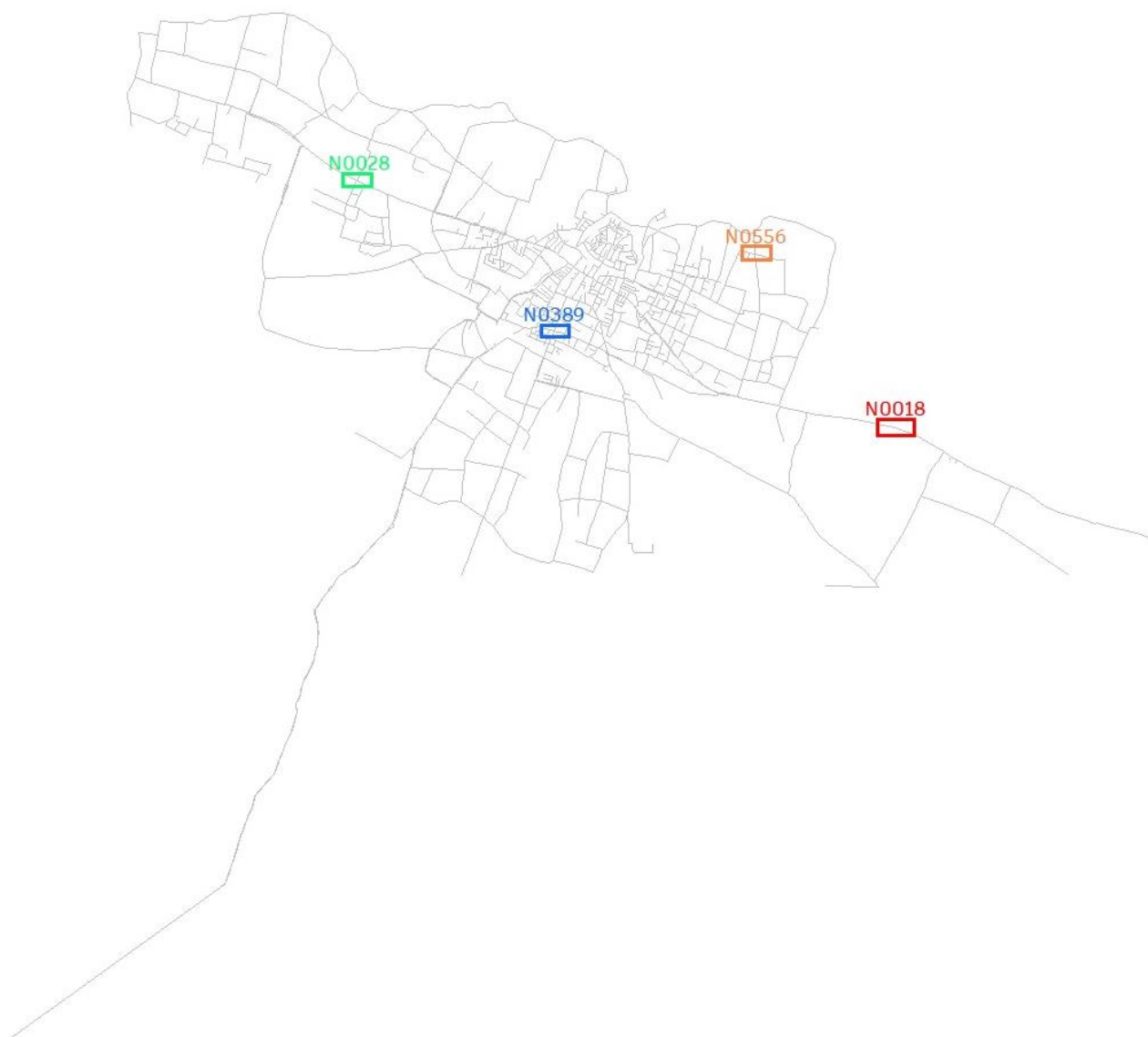
Allo scopo di fornire ulteriore conferma sul corretto funzionamento del modello definito, si vogliono mettere in relazione gli andamenti temporali di pressione e portate . In questo modo si verifica la coerenza tra i dati forniti dal software, scongiurando pertanto la presenza di anomalie per le seguenti fasi di analisi. I nodi utilizzati per tale confronto sono differenti da quelli utilizzati in fase di calibrazione, la cui scelta è stata guidata dal perseguimento di un duplice obiettivo. Innanzitutto, considerati i nodi già verificati in fase di calibrazione, si è voluto indagare su porzioni diverse della rete, alla ricerca di eventuali situazioni anomale e/o singolarità. Inoltre, i nodi scelti sono caratterizzati da combinazioni di consumi afferenti appartenenti a diverse categorie, pertanto, la verifica si estende anche ad un corretto inserimento degli input relativi ai pattern di consumo.

I nodi scelti, inquadrati nella Figura 6-1, sono i seguenti:

**Tabella 6-1.** *ID nodi e relativi consumi afferenti*

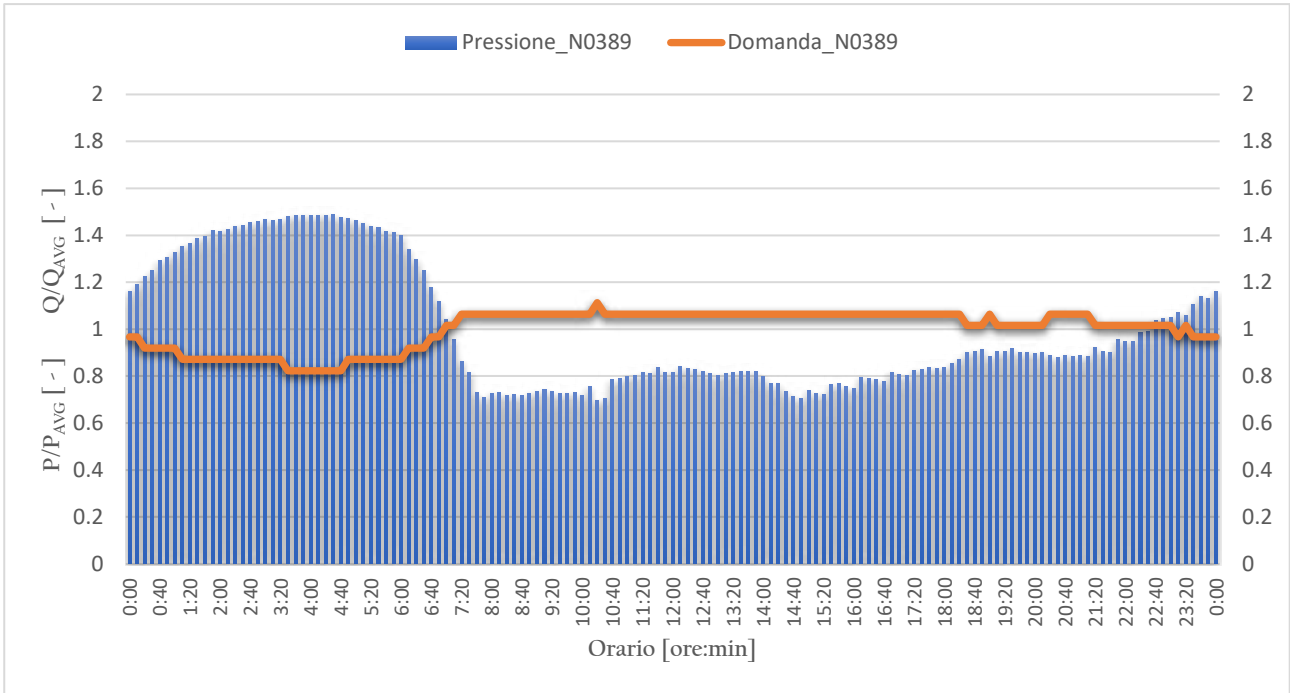
NODO	CONSUMI AFFERENTI
<b>N0389</b>	<b>APD2</b>
<b>N0556</b>	<b>AP03</b>
	<b>APCP</b>
	<b>APD2</b>
<b>N0028</b>	<b>APCP</b>
	<b>APD2</b>
<b>N0018</b>	<b>APD2</b>
	<b>APD4</b>

Dai grafici delle figure successive è possibile notare innanzitutto una perfetta coerenza negli andamenti relativi di portata e pressione. Nelle ore della giornata caratterizzate da richieste elevate delle utenze, si riscontra una forte riduzione dei carichi in rete, dovuto all'aumento delle velocità nelle condotte e al relativo aumento di perdite di carico. Al contrario, nei momenti di minor richiesta, le portate richieste sono minime, pertanto anche le velocità dell'acqua nelle condotte e le relative perdite.

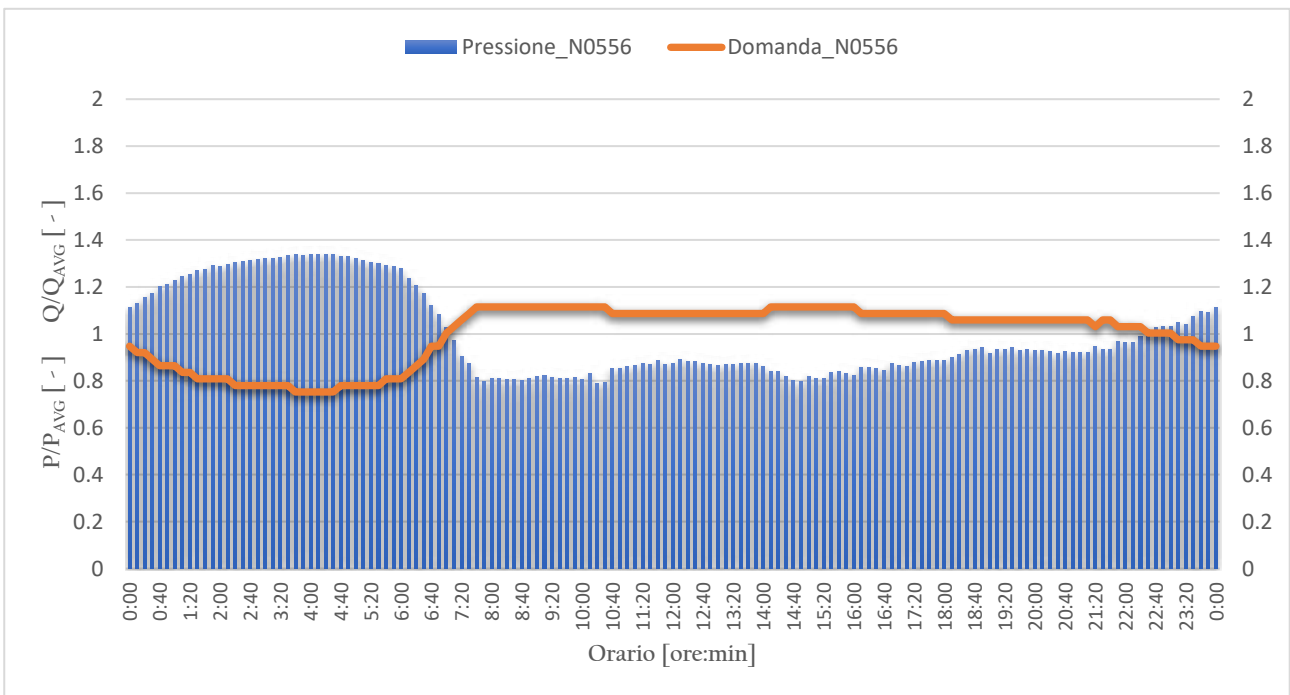


**Figura 6-1.** Nodi selezionati per la verifica del modello

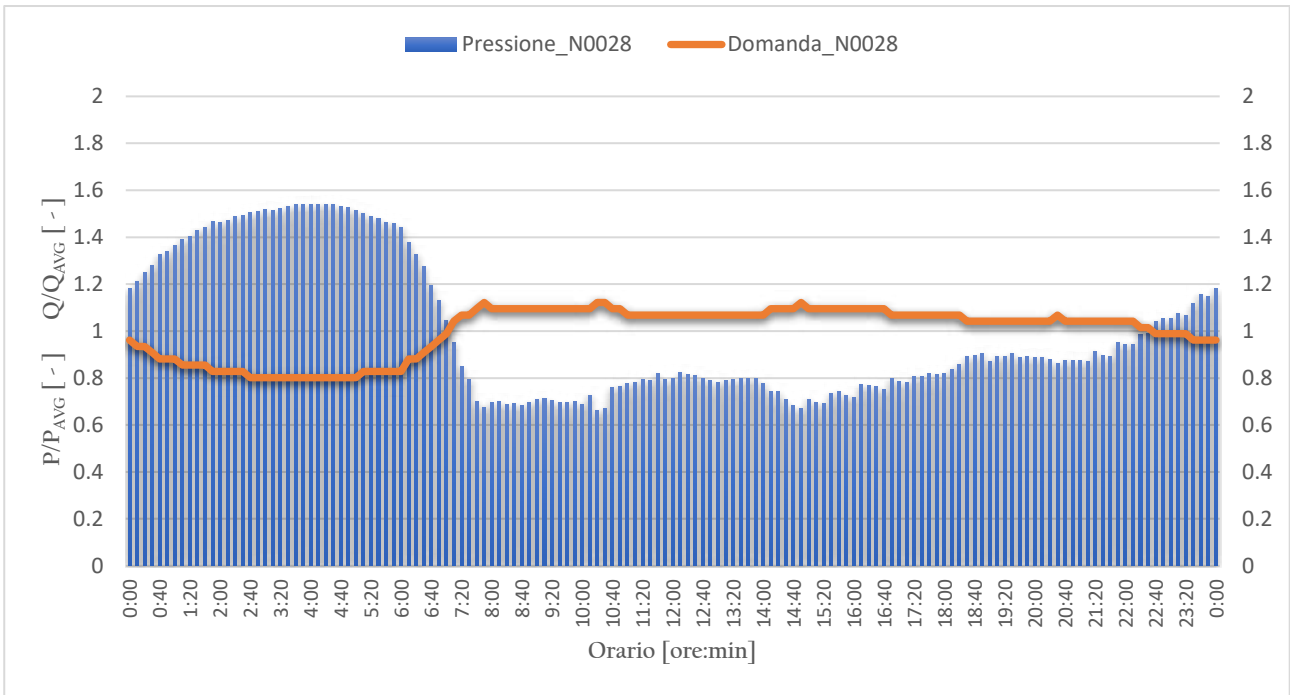
Per le portate valgono ovviamente considerazioni del tutto opposte. In ogni caso, l'aspetto di maggior interesse riguarda l'aderenza tra i due andamenti. Come atteso, si riscontrano picchi di pressione nei momenti di minor consumo (quindi di minor portata), mentre questa risulta minima in corrispondenza della massima richiesta da parte delle utenze (maggior portata).



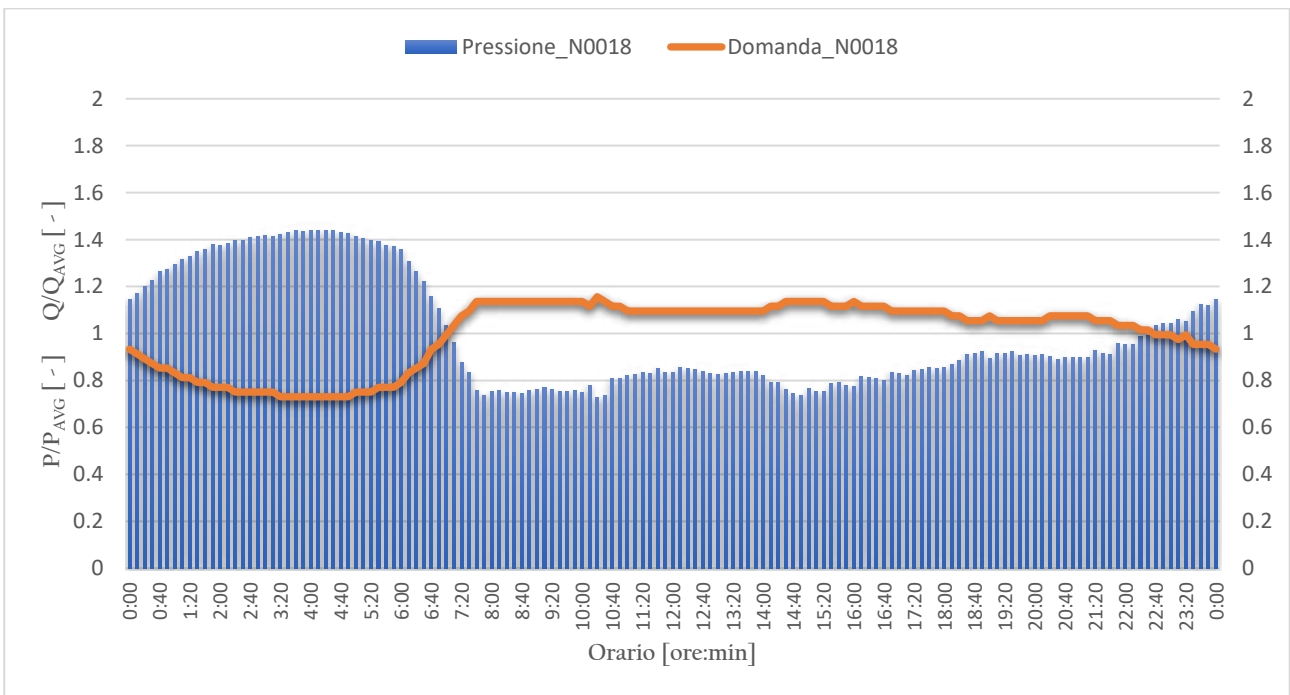
**Figura 6-2.** Confronto tra gli andamenti temporali di pressione e portata (nodo N0389)



**Figura 6-3.** Confronto tra gli andamenti temporali di pressione e portata (nodo N0556)



**Figura 6-4.** Confronto tra gli andamenti temporali di pressione e portata (nodo N0028)



**Figura 6-5.** Confronto tra gli andamenti temporali di pressione e portata (nodo N0018)

## 7. ANALISI DI SENSITIVITÀ

---

Come già noto dall'abstract e dagli obiettivi preposti per la presente tesi, si riportano ora le analisi di sensitività del modello idraulico. Le analisi sono state condotte sia per lo stato attuale che per lo stato di progetto variando due diversi parametri: la scabrezza ed il grado di apertura delle saracinesche parzializzate (importante principalmente nella modellazione dello stato di fatto). Un'analisi di sensitività allo stato di fatto consente di determinare l'incidenza che ogni parametro ha in fase di modellazione idraulica, così da comprendere quali di essi necessitino di una accurata definizione e quali possono essere inseriti con un grado di incertezza maggiore. L'obiettivo è quello di giungere a considerazioni che, oltre ad essere valide per il caso studio in esame, possano essere estese anche a reti con caratteristiche plano-altimetriche e regimi pressori simili, oltre che domande tra loro confrontabili.

### 7.1 ANALISI DI SENSITIVITÀ ALLO STATO DI FATTO

In fase di calibrazione sono stati scelti, a valle di un processo iterativo, valori di scabrezza e gradi parzializzazione delle valvole, in modo tale che il software fornisse degli output più aderenti possibile alle misurazioni effettuate. In questa sede si vuole invece indagare quanto una variazione dei parametri oggetto di calibrazione possano determinare variazioni negli output, sempre in relazione ai valori misurati. Si vuole quindi stabilire l'importanza assoluta dei diversi parametri, ma anche fornire un confronto relativo tra loro. In particolar modo, la sensitività è stata valutata nei confronti di variazioni della scabrezza assoluta e del grado di apertura delle TCV. Si è infatti già introdotto al fatto che la scabrezza è un parametro governato da forte indeterminazione, in quanto non direttamente misurabile e dipendente da una moltitudine di fattori. Parallelamente, quando sono presenti valvole TCV parzializzate, non sempre risultano noti i gradi di apertura, così come non sempre si è a conoscenza delle esatte curve caratteristiche per il calcolo del coefficiente di perdita.

In aggiunta a quanto appena riportato si specifica che analizzare il comportamento della rete al variare della scabrezza coincide di fatto con un'analisi di invecchiamento, fondamentale per valutare le performance della rete a lungo termine e definire le soluzioni ottimali di intervento.



### 7.1.1 SENSITIVITÀ NEI CONFRONTI DELLA SCABREZZA

La rete di Bisceglie, ampiamente descritta al §2, è formata da sole condotte in ghisa sferoidale. Nonostante la possibilità di utilizzo di una più ampia gamma di materiali (tra cui quelli plastici) le condotte in ghisa rappresentano ancora la miglior soluzione per i gestori di acquedotti. I motivi sono molteplici e tra i più importanti si possono certamente menzionare la facilità di posa in opera, la maggiore resistenza ai carichi statici e dinamici, la durabilità e in ogni caso un basso valore di scabrezza interna, tale da non fornire eccessive perdite di carico ai fluidi in movimento. Non è raro, comunque, che in tubazioni di ghisa, specialmente se sprovviste di rivestimento interno o in mancanza di manutenzione ordinaria, si possano formare incrostazioni e ruggine, producendo così una condizione ben più gravosa per il moto dell'acqua.

A tal proposito la letteratura tecnica fornisce i valori più probabili e più comunemente utilizzati per condotte in ghisa nelle diverse condizioni operative, dalla posa in opera al caso di forte degrado.

**Tabella 7-1.** Valore dei coefficienti di scabrezza (V. Milano – “Acquedotti”, Hoepli)

TUBAZIONI IN GHISA	$\epsilon$ [mm]	$k_s$ [m <sup>1/3</sup> /s]
<b>NUOVE</b>		
GREZZE	0,2 – 0,4	90 - 85
RIVESTITE CON BITUME	0,1 – 0,2	90
<b>IN SERVIZIO</b>		
LIEVI INCROSTAZIONI	0,4 – 1,0	85 – 75
PARZIALMENTE ARRUGGINITE	1 - 2	75 - 70
FORTI INCROSTAZIONI	3 - 5	65
<b>CON RIVESTIMENTI NON DEGRADABILI NEL TEMPO</b>	0,05 – 0,15	120 - 100
	SCABREZZA ASSOLUTA	STRICKLER

Anche la *Tabella 3.2* fornita dal manuale *Epanet v2.2* fornisce valori analoghi, ad ulteriore conferma della validità dei dati considerati.

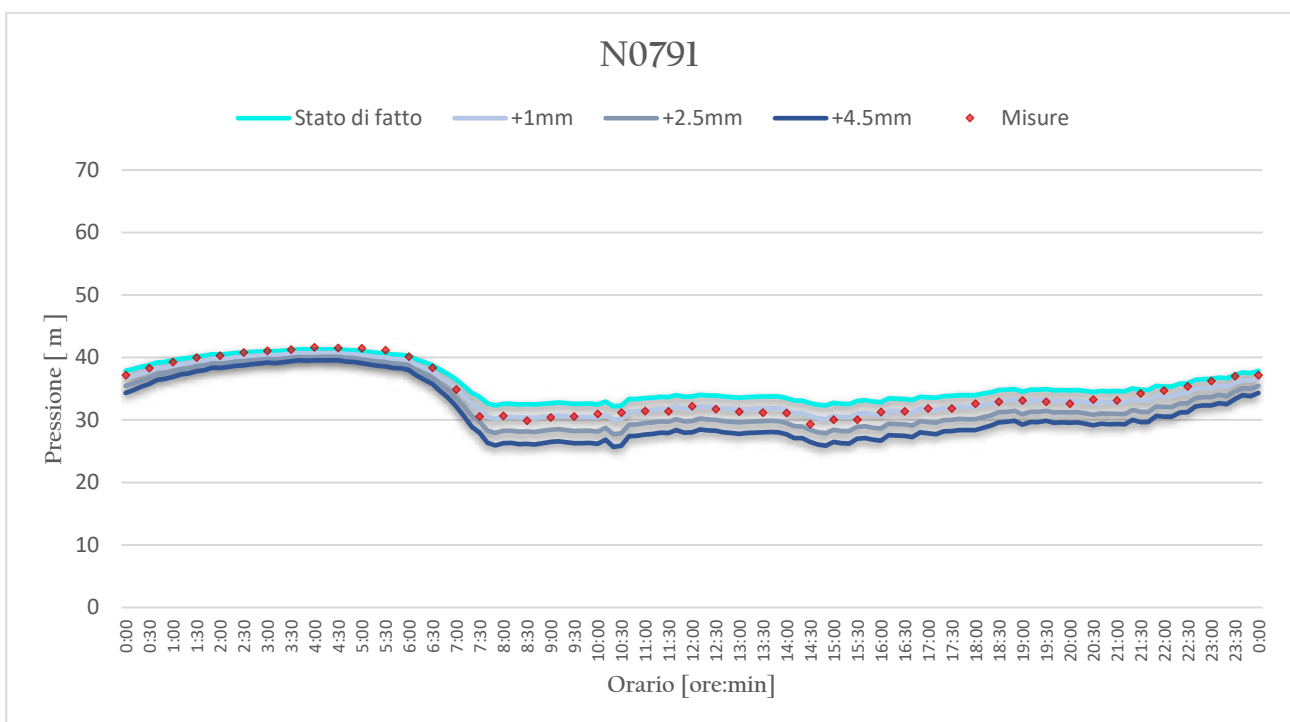
I valori riportati in Tabella 7-1, suggeriscono che generalmente i valori di scabrezza assoluta per condotte in ghisa sferoidale siano compresi circa tra  $0,2\text{mm}$  e  $5\text{mm}$ , definendo quindi il range di variazione massima per tale parametro nelle analisi di sensitività. In particolare, si è scelto di non superare un incremento di scabrezza di  $4,5\text{mm}$ , evitando quindi di utilizzare valori fisicamente non ammissibili. Bisogna infatti considerare che, nonostante alcuni tratti di rete siano caratterizzati da valori molto bassi, a fronte di manutenzioni straordinarie avvenute nell'ultima decade, la maggior parte della rete verte in una condizione di forte degrado. Dalla Figura 5-1 si evince infatti che allo stato di fatto sono presenti tubazioni cui viene assegnata una scabrezza iniziale di  $2\text{mm}$  e  $3\text{mm}$ . Sommandovi l'incremento massimo di  $4,5\text{mm}$ , si fa riferimento ad un valore già fuori range, ma comunque considerato accettabile, considerando la scabrezza come parametro *globale*. Per le altre condotte non si registrano invece particolari problematiche legate a tali aspetti.

A livello operativo, l'analisi è stata condotta aumentando di volta in volta la scabrezza di tutte le tubazioni di una stessa quantità e, successivamente, analizzando i dati forniti dal software, operando un confronto con le curve di calibrazione (che rappresentano il reale comportamento della rete). Per ogni curva, sia relativamente alla pressione che alle portate, sono stati analizzati gli andamenti qualitativi delle curve e sono stati definiti gli errori assoluti attraverso la determinazione del MAPE. I dati di maggiore interesse rimangono comunque quelli associati alle pressioni, essendo il focus incentrato sulle strategie di abbattimento delle perdite associate al regime pressorio.

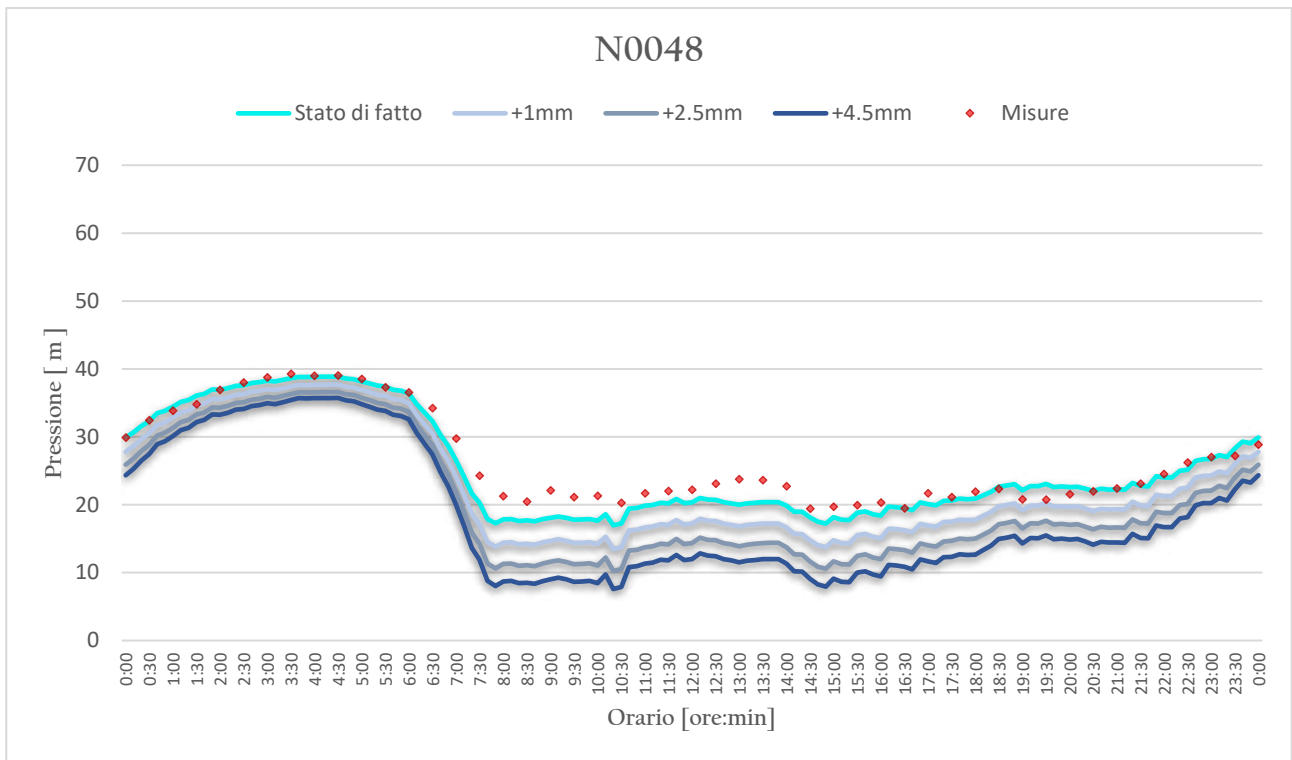
**Tabella 7-2.** *Variazione della scabrezza assoluta*

STEP	$\Delta\epsilon$ [mm]
1	+0,5
2	+1,0
3	+2,0
4	+2,5
5	+3,0
6	+4,0
7	+4,5

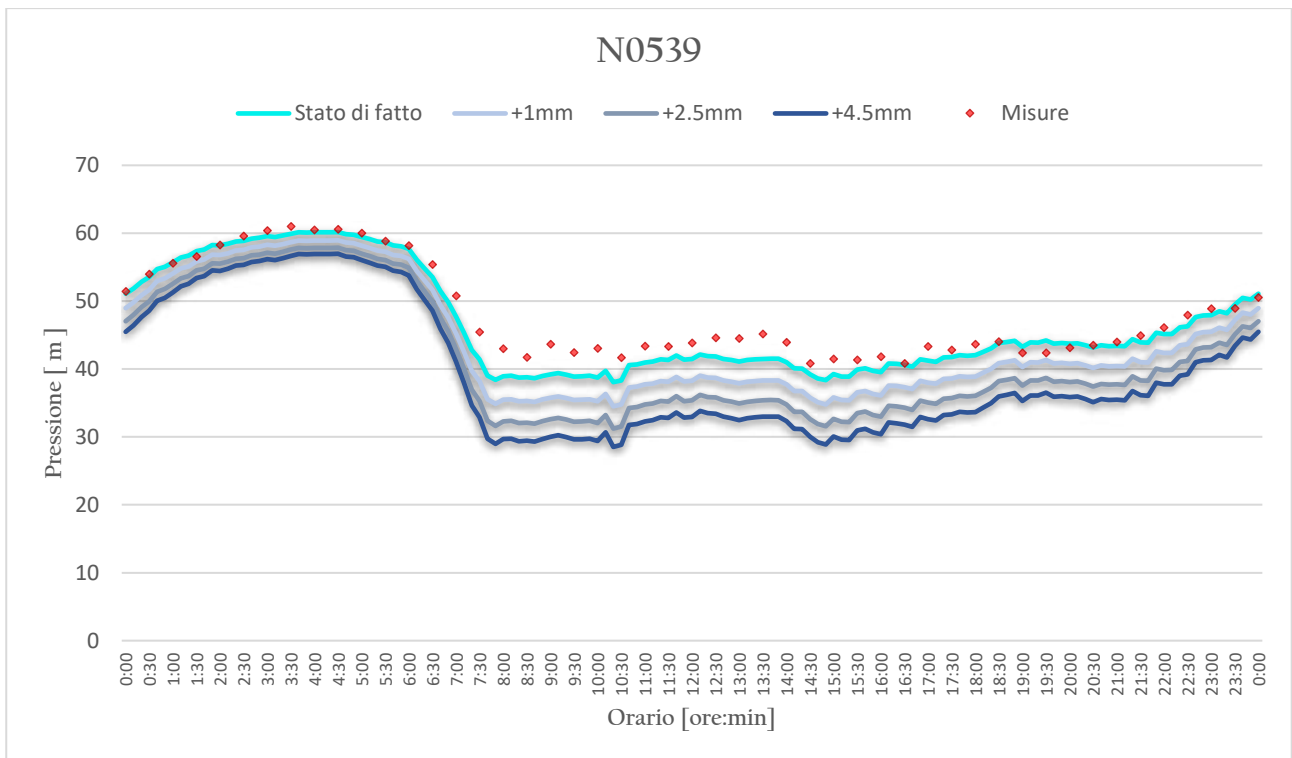
Di seguito sono riportati gli andamenti temporali delle pressioni al variare della scabrezza. Nonostante siano stati considerati sette step di calcolo, nei grafici ne sono riportati solamente quattro, consentendo una più agevole lettura dei risultati. Per una visione più dettagliata si rimanda all'Appendice 3. In ogni caso, i grafici rappresentati definiscono un fuso entro cui sono comprese tutte le curve relative ai sette step di variazione presi in esame. Infine, si specifica nuovamente che i dati relativi al nodo N0925 sono riportati solamente in forma illustrativa, per fornire ulteriori evidenze delle anomalie che lo caratterizzano, rinforzando la scelta di non includerlo come nodo funzionale alla redazione delle analisi in esame.



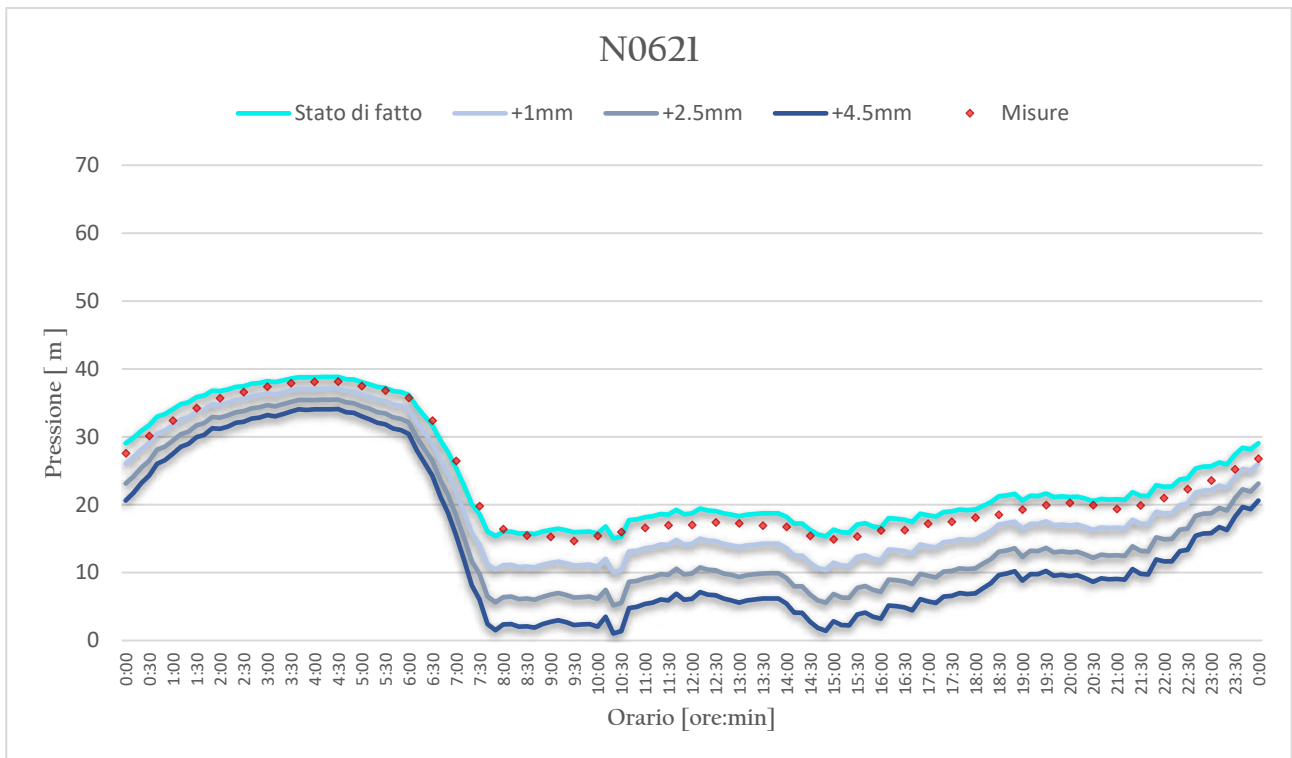
**Figura 7-1.** Confronto tra curve misurate e computate dal software (pressione nodo N0791)



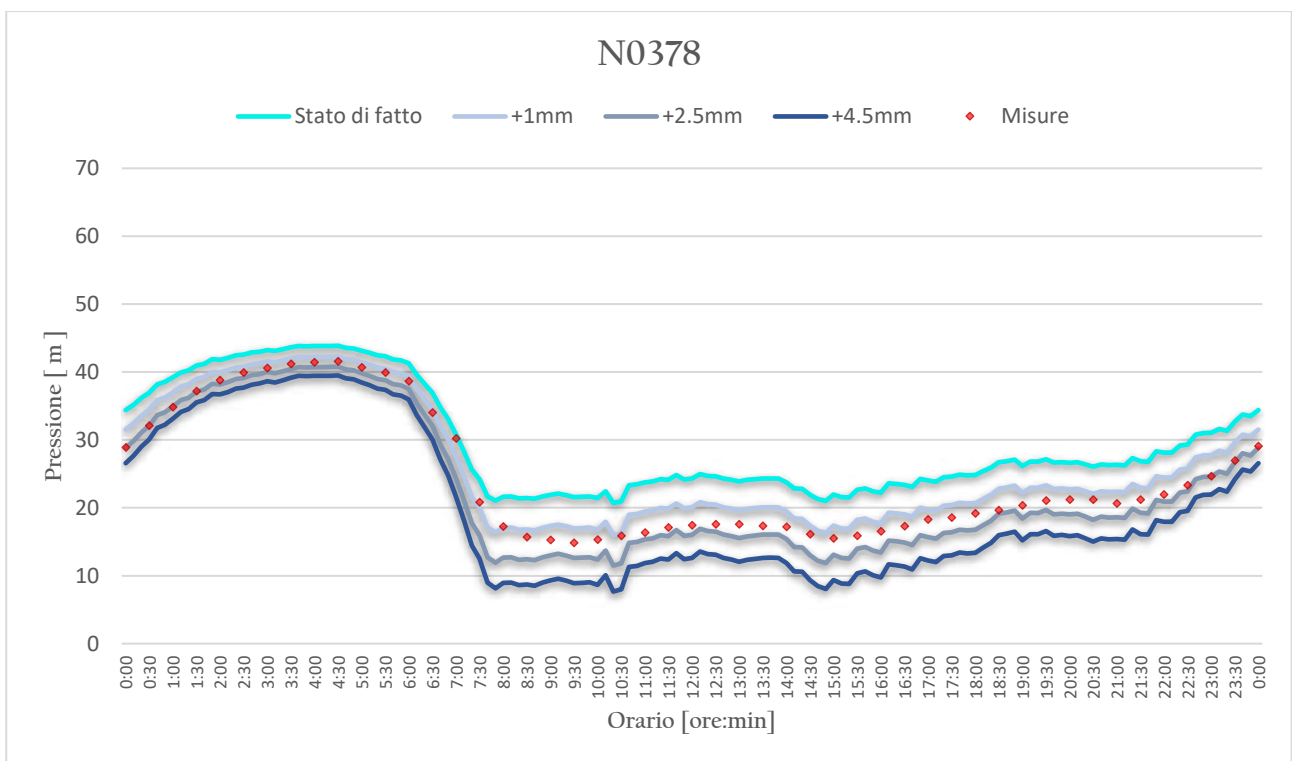
**Figura 7-2.** Confronto tra curve misurate e computate dal software (pressione nodo N0048)



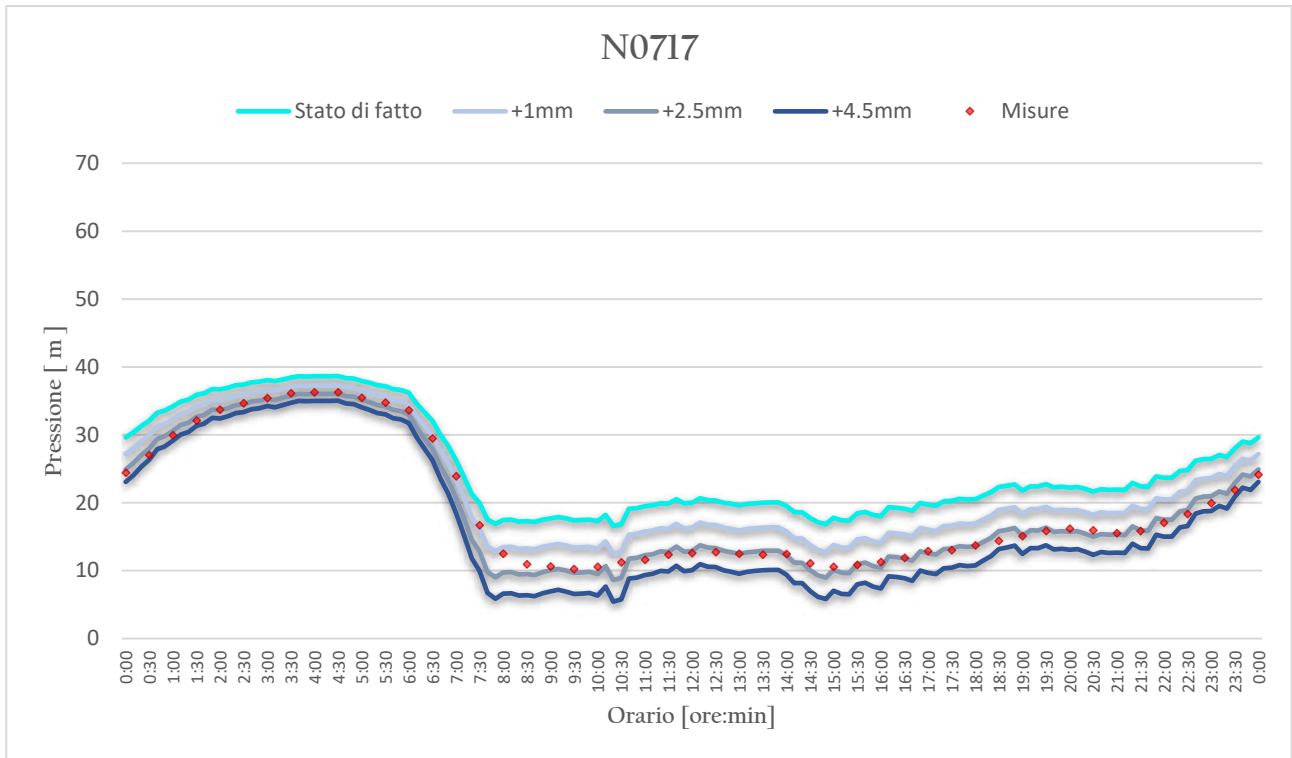
**Figura 7-3.** Confronto tra curve misurate e computate dal software (pressione nodo N0539)



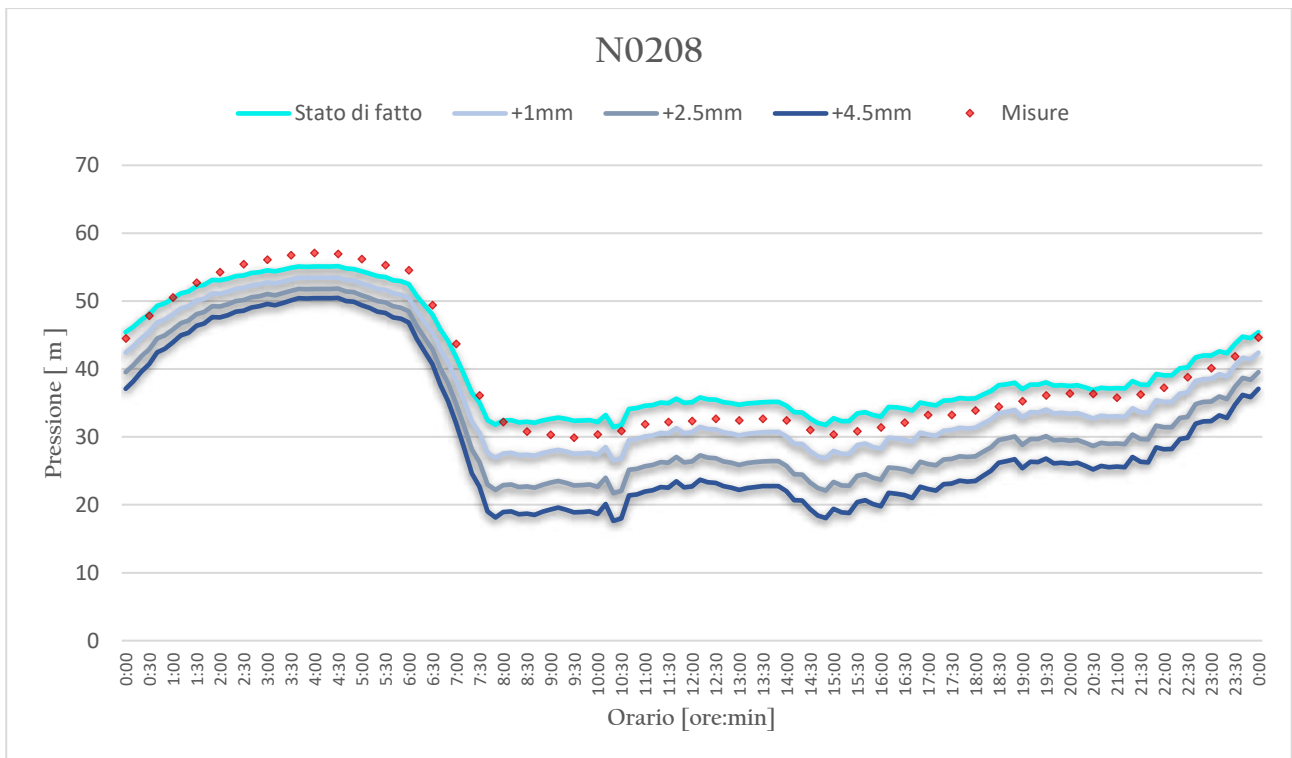
**Figura 7-4.** Confronto tra curve misurate e computate dal software (pressione nodo N0621)



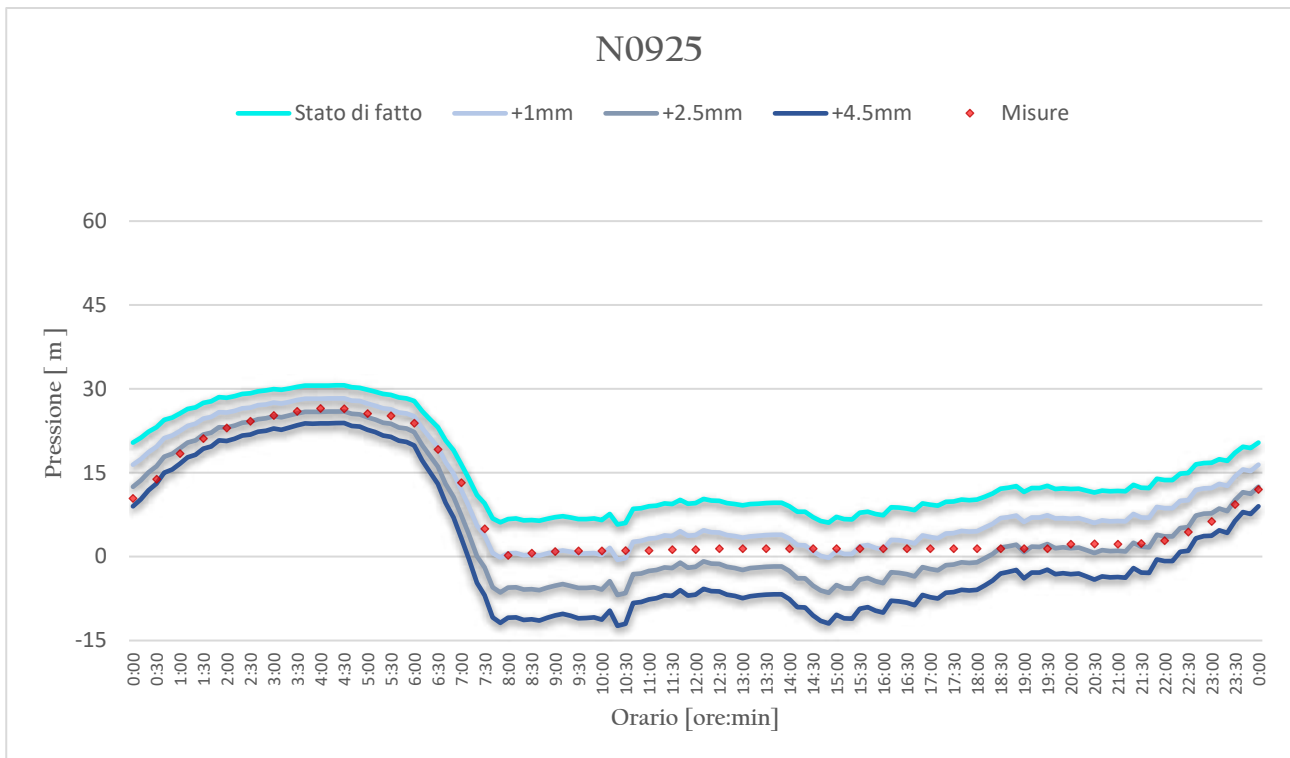
**Figura 7-5.** Confronto tra curve misurate e computate dal software (pressione nodo N0378)



**Figura 7-6.** Confronto tra curve misurate e computate dal software (pressione nodo N0717)



**Figura 7-7.** Confronto tra curve misurate e computate dal software (pressione nodo N0208)



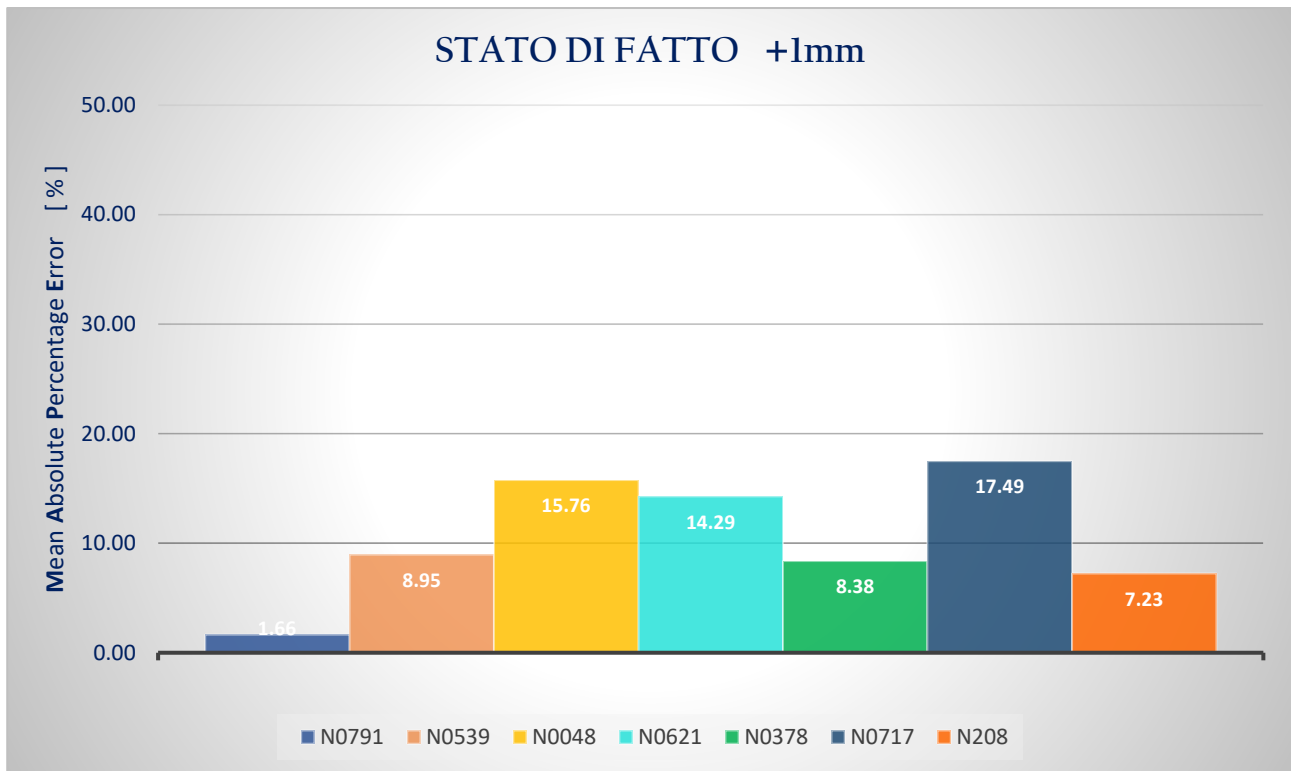
**Figura 7-8.** Confronto tra curve misurate e computate dal software (pressione nodo N0925)

Un esame visivo dei grafici esposti permette di affermare che una differenza di scabrezza non ha le stesse conseguenze su tutti i nodi considerati. Per alcuni di essi, l'influenza è molto limitata, producendo una differenza di carico inferiore ai 10m, mentre per altri nodi si assiste ad una vera e propria insufficienza funzionale (con diminuzioni massime di pressione abbondantemente superiori a 10m).

**Tabella 7-3.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+1mm)

ID NODO	APE [%]	MAPE [%]	Accuracy [%]
<b>N0791</b>	1,66		
<b>N0539</b>	8,95		
<b>N0048</b>	15,76		
<b>N0621</b>	14,29	<b>10,54</b>	<b>89,45</b>
<b>N0378</b>	8,38		
<b>N0717</b>	17,49		
<b>N0208</b>	7,23		





**Figura 7-9.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+1mm)

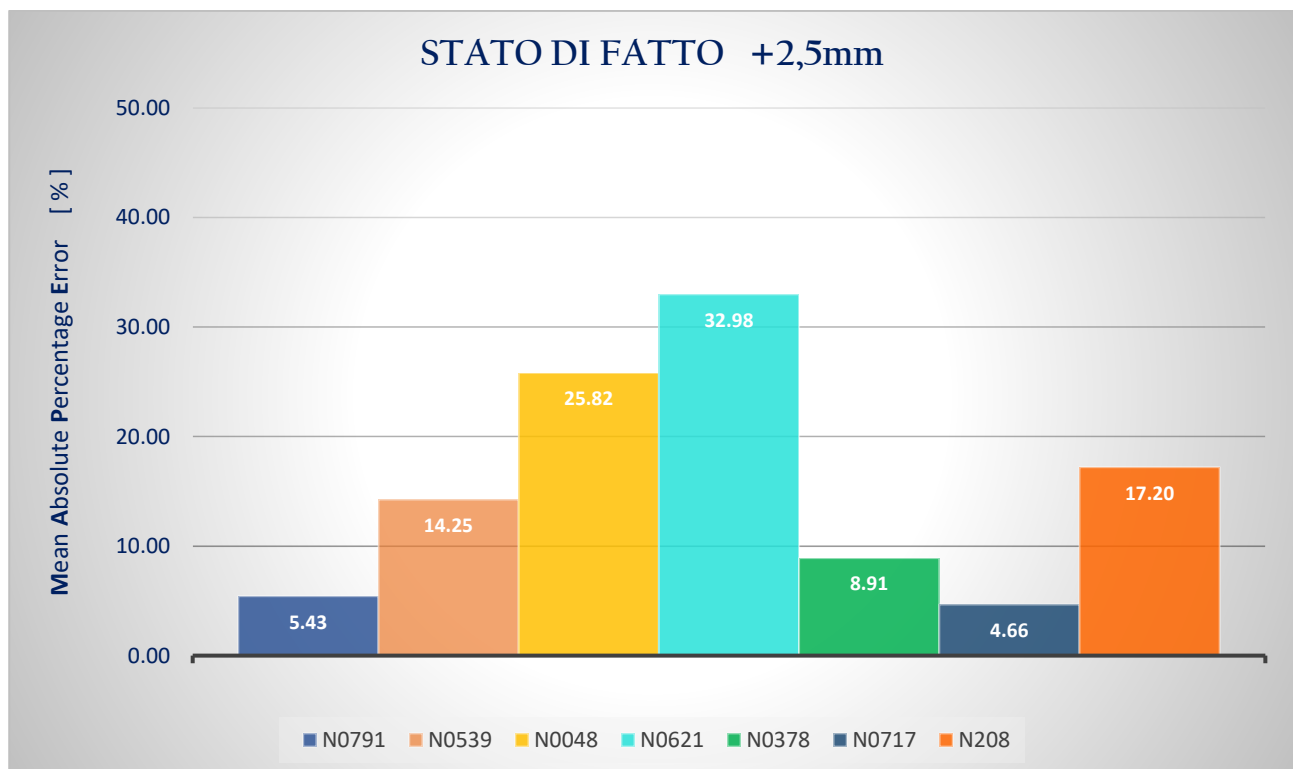
I valori di MAPE riportati in Tabella 7-3 e Figura 7-9, potrebbero portare alla formulazione di conclusioni errate, in merito all'accuratezza del modello rispetto alle curve misurate. Si nota infatti che rispetto al modello idraulico che rappresenta lo stato di fatto, definito in fase di calibrazione, il valore dell'errore percentuale risulta essere numericamente più basso. Bisogna però tenere ben a mente i seguenti aspetti:

- 🔹 Assunto un valore di soglia tramite il quale poter differenziare un errore “grande” da un errore “piccolo”, pari ad esempio al 10% – 15%, per il modello allo stato di fatto solamente due nodi risultano avere un errore maggiore. Viceversa, a seguito di un incremento generalizzato di scabrezza pari a 1mm, i nodi che superano tale soglia sono tre. Il modello sembrerebbe quindi essere più aderente allo stato reale, ma ciò risulta solamente dal calcolo numerico dell'errore percentuale medio, favorito dai valori molto bassi per il nodo N0791. Di conseguenza, si preferisce considerare come riferimento un modello che sia globalmente caratterizzato da errori contenuti, minimizzando il numero di nodi con errori molto elevati.
- 🔹 Assumere un valore di scabrezza maggiorato di 1mm rispetto a quanto definito in fase di calibrazione significa assumere valori con scarso significato fisico, pertanto privi di interesse.

Aumentando  $\varepsilon$  di un valore massimo pari a 4,5mm si otterrebbero, infatti, condotte con una scabrezza ben oltre il limite massimo fornito da letteratura tecnica (rif. Tabella 7-1).

**Tabella 7-4.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+2,5mm)

ID NODO	APE [%]	MAPE [%]	Accuracy [%]
<b>N0791</b>	5,43		
<b>N0539</b>	14,25		
<b>N0048</b>	25,82		
<b>N0621</b>	32,98	<b>15,61</b>	<b>84,39</b>
<b>N0378</b>	8,91		
<b>N0717</b>	4,66		
<b>N0208</b>	17,20		

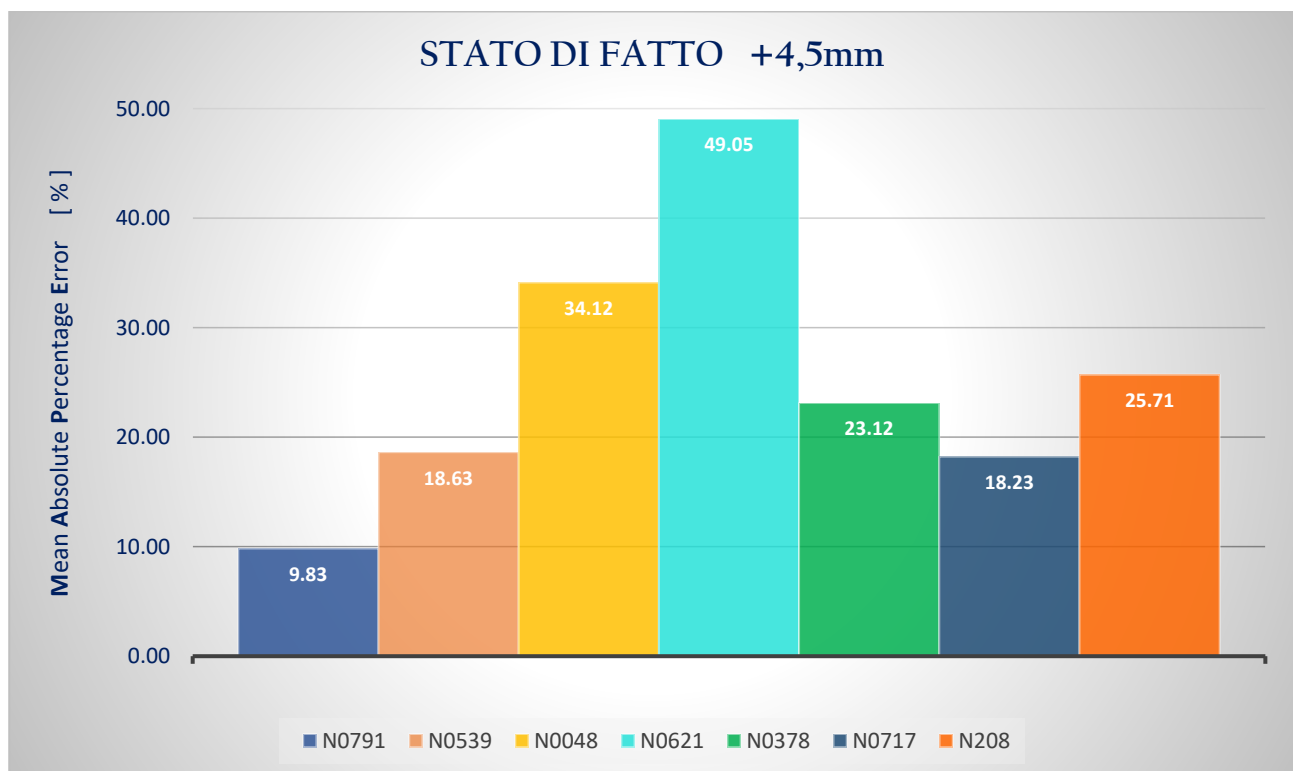


**Figura 7-10.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+2,5mm)

Negli altri due casi rappresentati non si necessita di puntualizzazioni e considerazioni particolari, infatti, come è possibile evincere dalla Tabella 7-4 e dalla Tabella 7-5, gli errori percentuali subiscono un incremento coerentemente con quanto atteso.

**Tabella 7-5.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+4,5mm)

ID NODO	APE [%]	MAPE [%]	Accuracy [%]
<b>N0791</b>	9,83		
<b>N0539</b>	18,63		
<b>N0048</b>	34,12		
<b>N0621</b>	49,05	<b>25,53</b>	<b>74,47</b>
<b>N0378</b>	23,12		
<b>N0717</b>	18,23		
<b>N0208</b>	25,71		

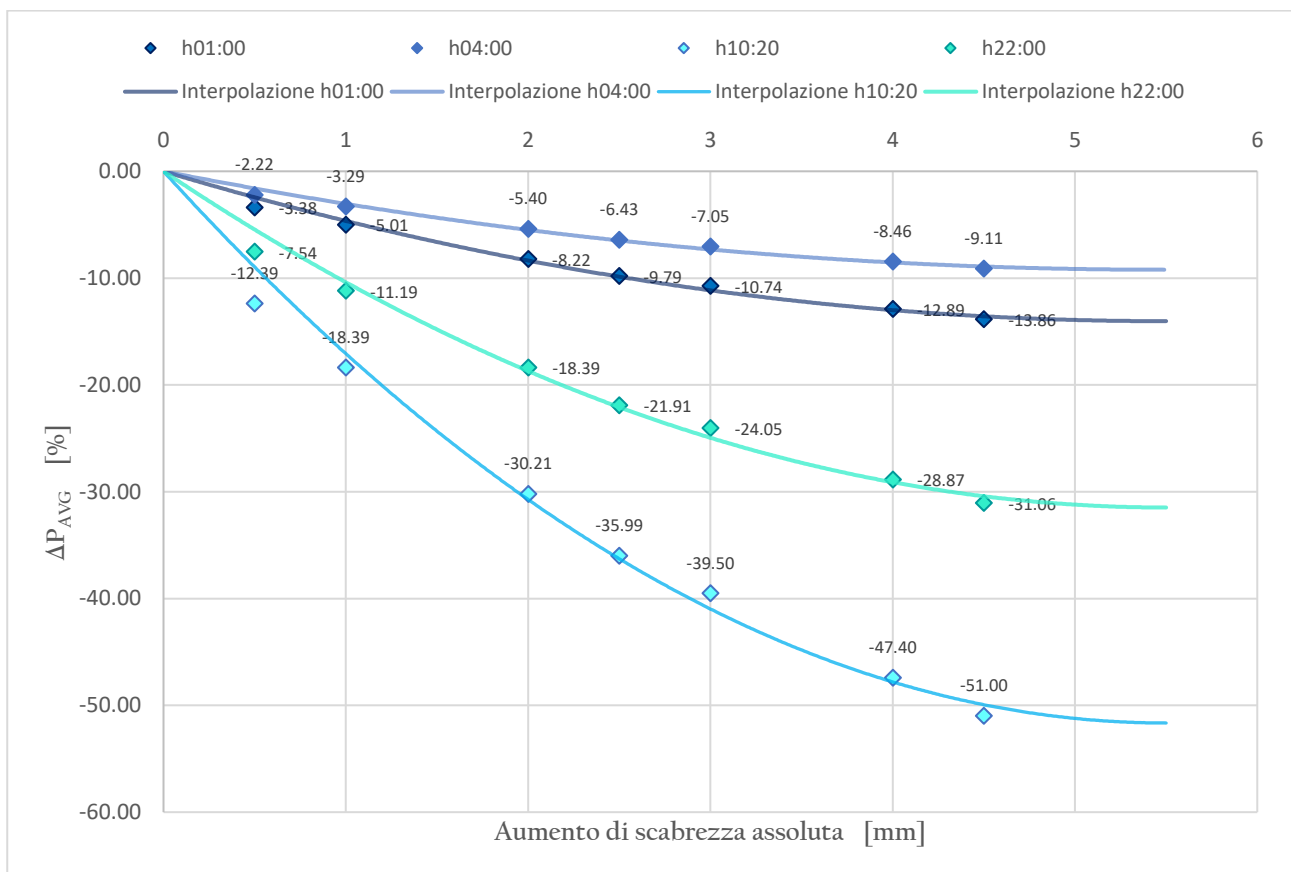


**Figura 7-11.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+4,5mm)

Al fine di avere una visione globale di come la scabrezza influisce sul comportamento della rete, sono stati calcolati per ogni diversa configurazione i valori medi spaziali delle pressioni nodali, riferite ad un particolare consumo idrico. Sono stati quindi selezionati quattro diversi orari, relativi ai consumi caratteristici: richiesta massima, richiesta minima, due richieste intermedie al fine di verificare gli andamenti determinati per i valori estremi. Gli orari, scelti sulla base dei pattern di consumo inseriti, sono i seguenti:

- 🕒 Orario di massimo consumo: h10:20 –  $P_{media} = 25,17m$
- 🕒 Orario di minimo consumo: h04:00 –  $P_{media} = 47,48m$
- 🕒 Orari intermedi selezionati: h01:00 –  $P_{media} = 43,01m$  ; h22:00 –  $P_{media} = 32,35m$

Dal grafico di Figura 7-12 è possibile osservare come ci sia una forte variazione in relazione al consumo idrico, coerentemente con quanto atteso.



**Figura 7-12.** Andamento delle pressioni medie al variare della scabrezza, per una fissata domanda idrica

È infatti noto che in corrispondenza della domanda massima, il carico idraulico totale sia minimo mentre viceversa, per domande minime, i carichi in rete aumentano sensibilmente. L'effetto causato dall'aumento di scabrezza è quindi maggiormente sentito nelle ore di massimo consumo, dove la diminuzione di pressione media ai nodi raggiunge un massimo del 51,00%. Nelle ore di consumo minimo, invece, l'aumento di scabrezza è compensato da una grande riserva di carico idraulico residuo, pertanto, si ha un'incidenza massima minore del 10% (pari al 9,11%).

A questo punto è possibile avanzare alcune considerazioni grazie a quanto visto finora. Una rete fortemente magliata come quella in esame, nonostante la ridondanza idraulica, presenta una forte dipendenza dalla domanda idrica, risultando poco flessibile a variazioni delle portate richieste. Tale condizione potrebbe verificarsi a seguito di incrementi di popolazione, variazioni nel numero di insediamenti industriali ed attività commerciali o, semplicemente, qualora dovesse instaurarsi una più definita stagionalità delle portate (rif. al §3). Parallelamente, l'invecchiamento della rete comporterebbe un crollo generalizzato delle performance operative, generando un livello di servizio incompatibile non solo con gli standard del gestore, ma con le consuetudini di letteratura tecnica.

È possibile spiegare il perché di tali conseguenze semplicemente analizzando l'equazione di *Darcy-Weisbach* che descrive le perdite di carico distribuite.

$$\Delta H = \frac{\lambda}{8} \cdot \frac{v_m^2}{g \cdot R_H} \cdot L$$

Essendo la sezione delle condotte fissata, un aumento di portata si traduce in un aumento delle velocità che a sua volta produce un forte aumento di perdita distribuita. Inoltre, la ridondanza della rete di distribuzione fa sì che l'acqua non segua percorsi preferenziali, ma sia soggetta a lunghe distanze prima di giungere alle utenze. Come si evince dalla formula sopra riportata, aumentare la lunghezza percorsa dall'acqua significa provocare un ulteriore aumento di perdita. Aggiungendo a tutto ciò anche l'effetto della scabrezza (invecchiamento), tutti e tre i termini che regolano l'equazione contribuiscono alla diminuzione di carico e quindi alla pressione disponibile.

### 7.1.2 SENSITIVITÀ NEI CONFRONTI DEL SET-POINT ASSOCIATO ALLE TCV

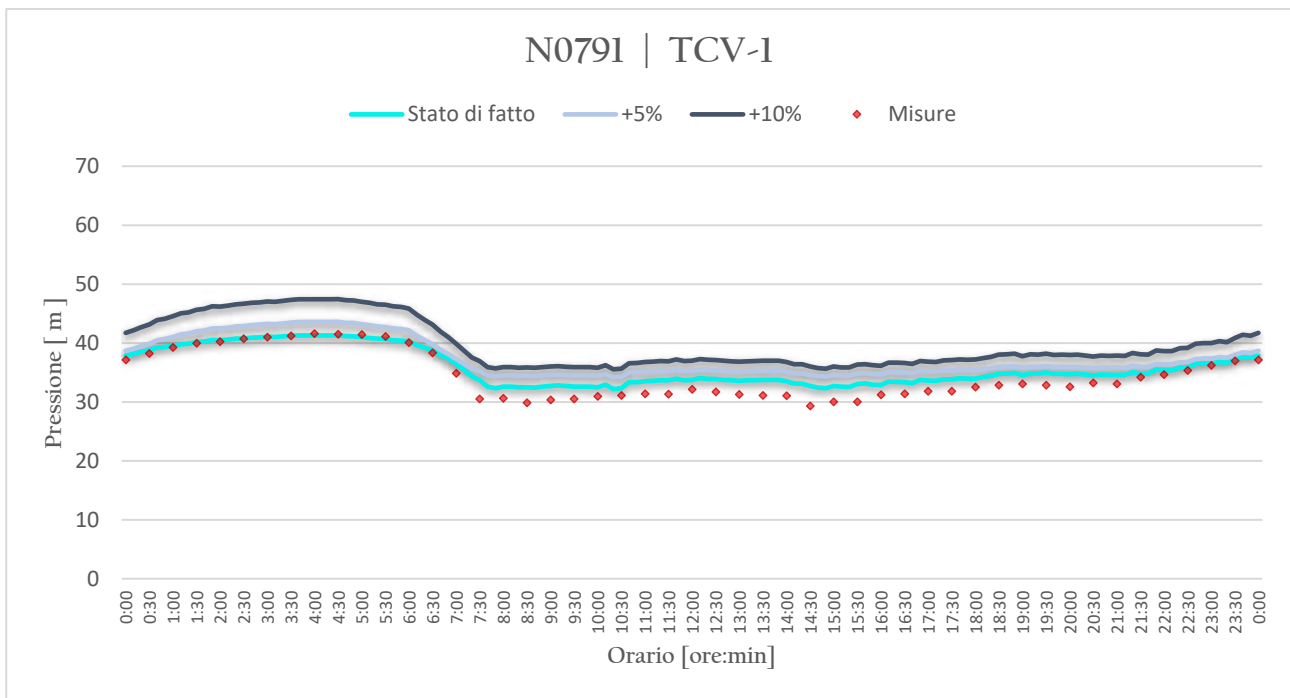
Analogamente a quanto fatto nel §7.1.1, si analizzano le variazioni degli output forniti dal software di modellazione al variare del grado di apertura associato alle TCV presenti in rete. Per i dettagli sulla tipologia delle valvole, sul posizionamento in rete e sul grado di apertura selezionato in fase di calibrazione si rimanda al §2.1 e §5.2. L'analisi di sensitività è stata ripetuta variando di volta in volta il setting di una sola valvola, valutando l'effetto che ognuna di esse provoca nel modello, secondo lo schema di Tabella 7-6. Si specifica che per la TCV-1 e la TCV-2 è stato possibile prendere in considerazione solamente un aumento del grado di apertura, mentre per la TCV-3 che risulta maggiormente aperta è stata considerata anche una riduzione di tale grandezza.

Per quanto concerne la scelta delle percentuali di variazione, sono state guidate dalle curve del grafico di Figura 5-2. Per una variazione del 5% - 10% si producono coefficienti di perdita molto differenti, specialmente per bassi gradi di apertura. Si è supposto quindi che variare in tal modo i gradi di apertura sia rappresentativo per pesare adeguatamente la sensitività ad essi associata.

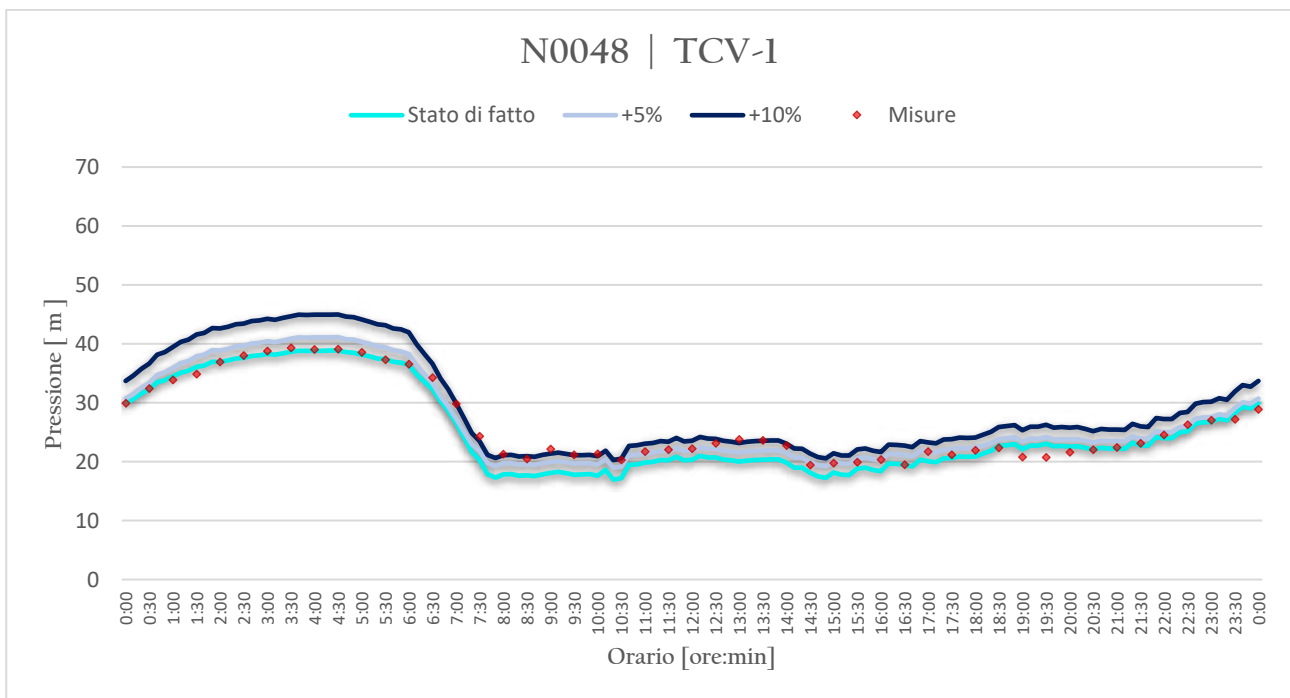
**Tabella 7-6.** ID valvole e relative variazioni del grado di apertura

ID VALVOLA	$\Delta \left( \frac{d}{D} \right)$
<b>TCV-1</b>	+5%
	+10%
<b>TCV-2</b>	+5%
	+10%
<b>TCV-3</b>	-5%
	+5%
	+10%

Le variazioni del grado di apertura della TCV-1 hanno prodotto i seguenti risultati.

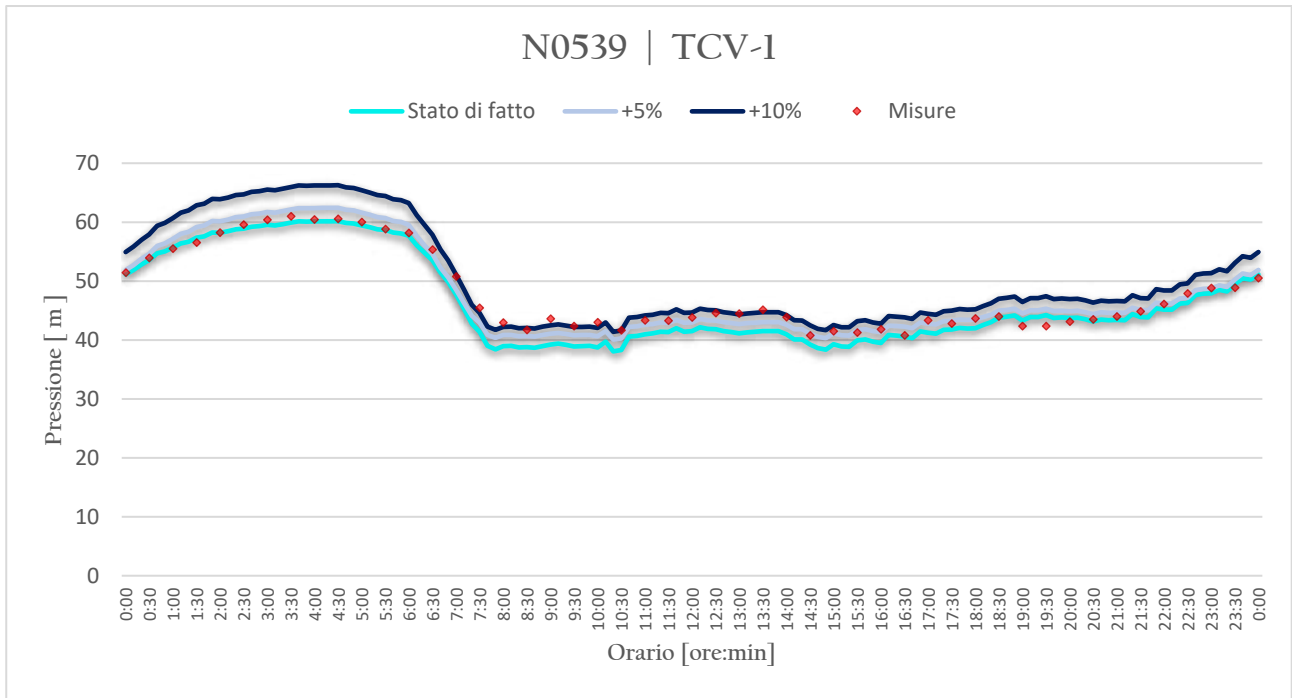


**Figura 7-12.** Andamento delle pressioni al variare del grado di apertura della TCV-1 (nodo N0791)

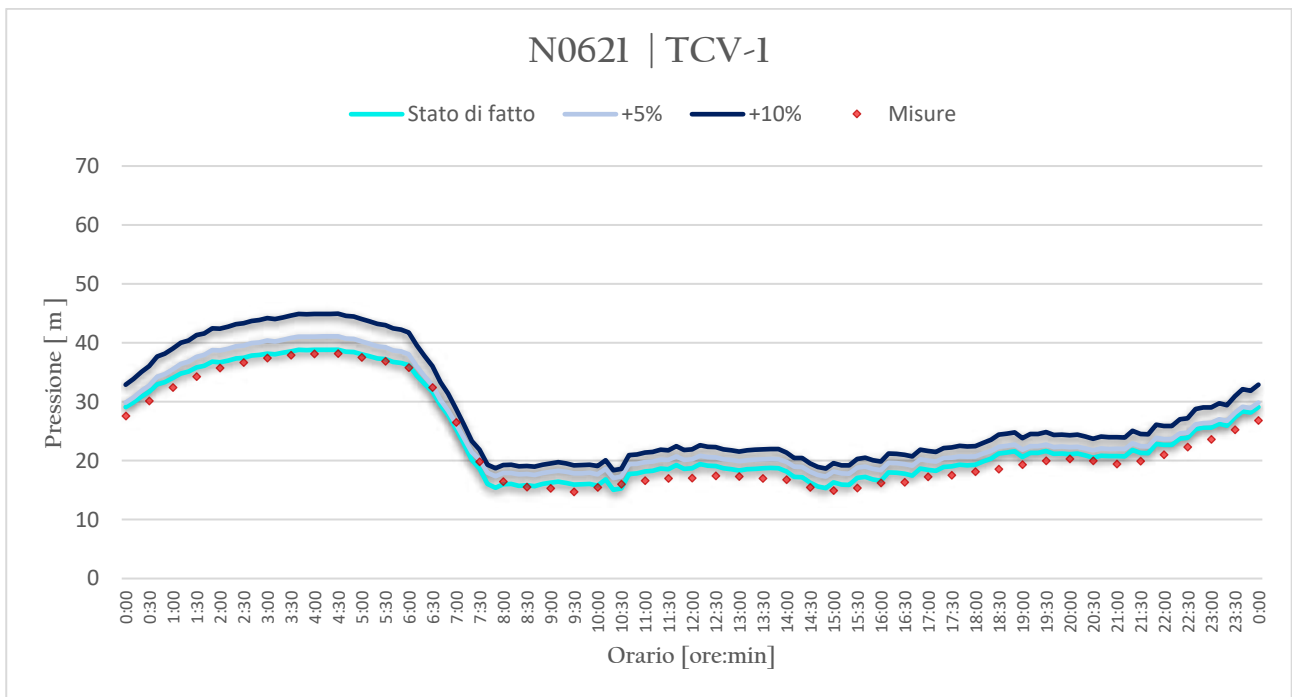


**Figura 7-13.** Andamento delle pressioni al variare del grado di apertura della TCV-1 (nodo N0048)

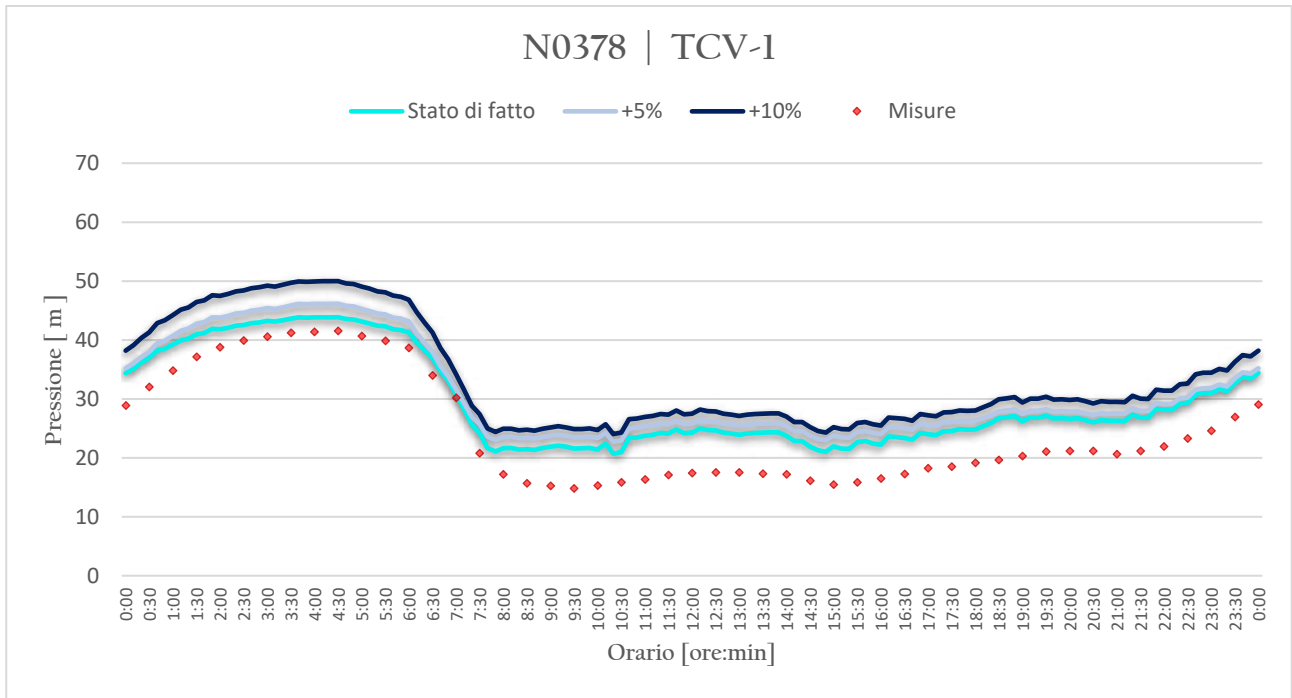




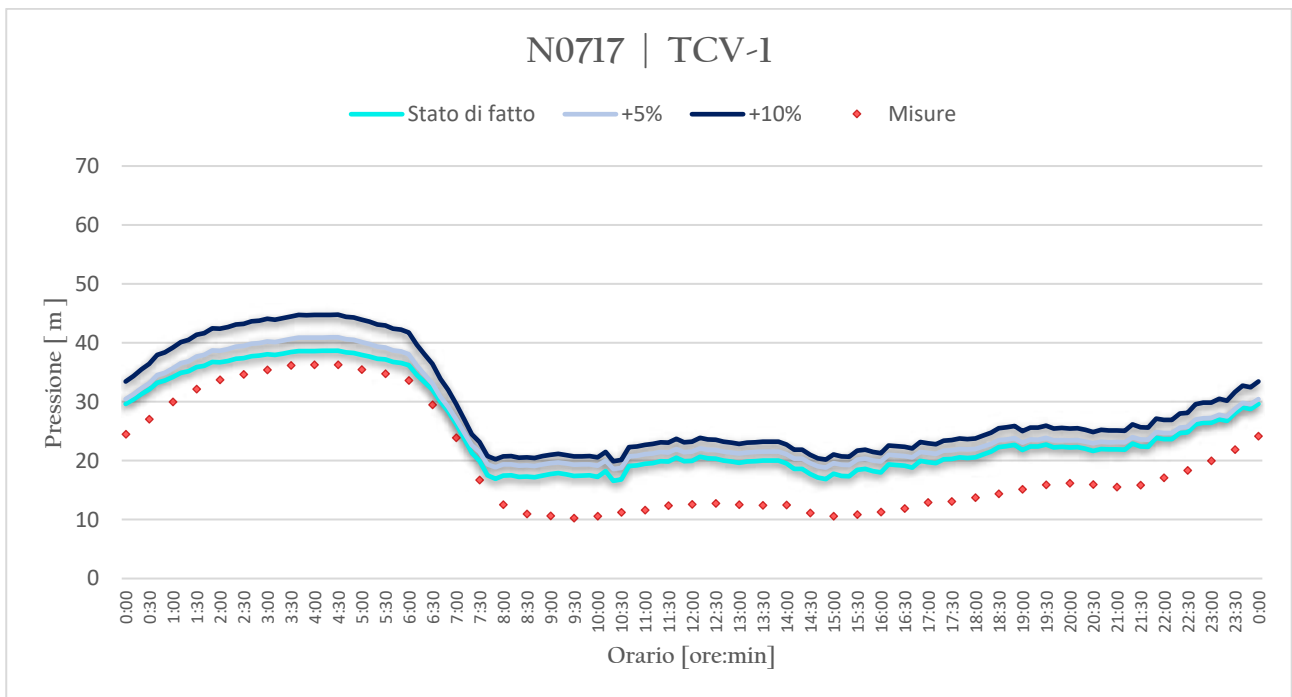
**Figura 7-14.** Andamento delle pressioni al variare del grado di apertura della TCV-1 (nodo N0539)



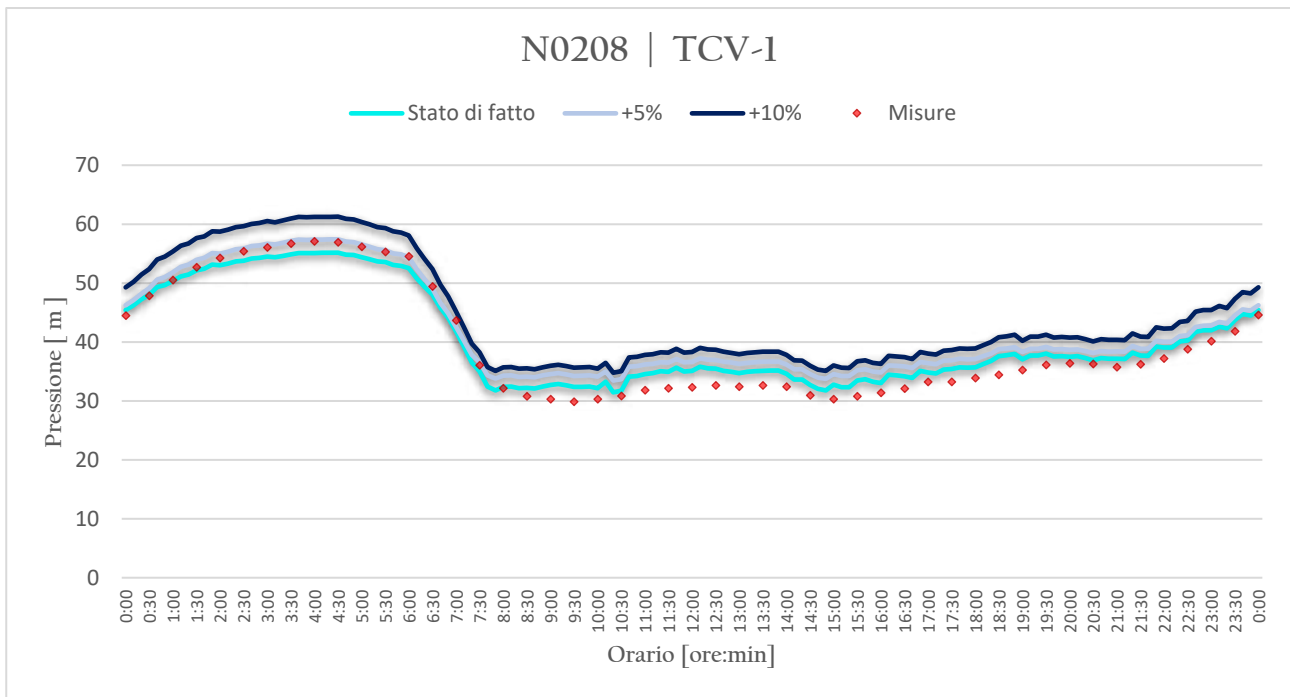
**Figura 7-15.** Andamento delle pressioni al variare del grado di apertura della TCV-1 (nodo N0621)



**Figura 7-16.** Andamento delle pressioni al variare del grado di apertura della TCV-1 (nodo N0378)



**Figura 7-17.** Andamento delle pressioni al variare del grado di apertura della TCV-1 (nodo N0717)



**Figura 7-18.** Andamento delle pressioni al variare del grado di apertura della TCV-1 (nodo N0208)

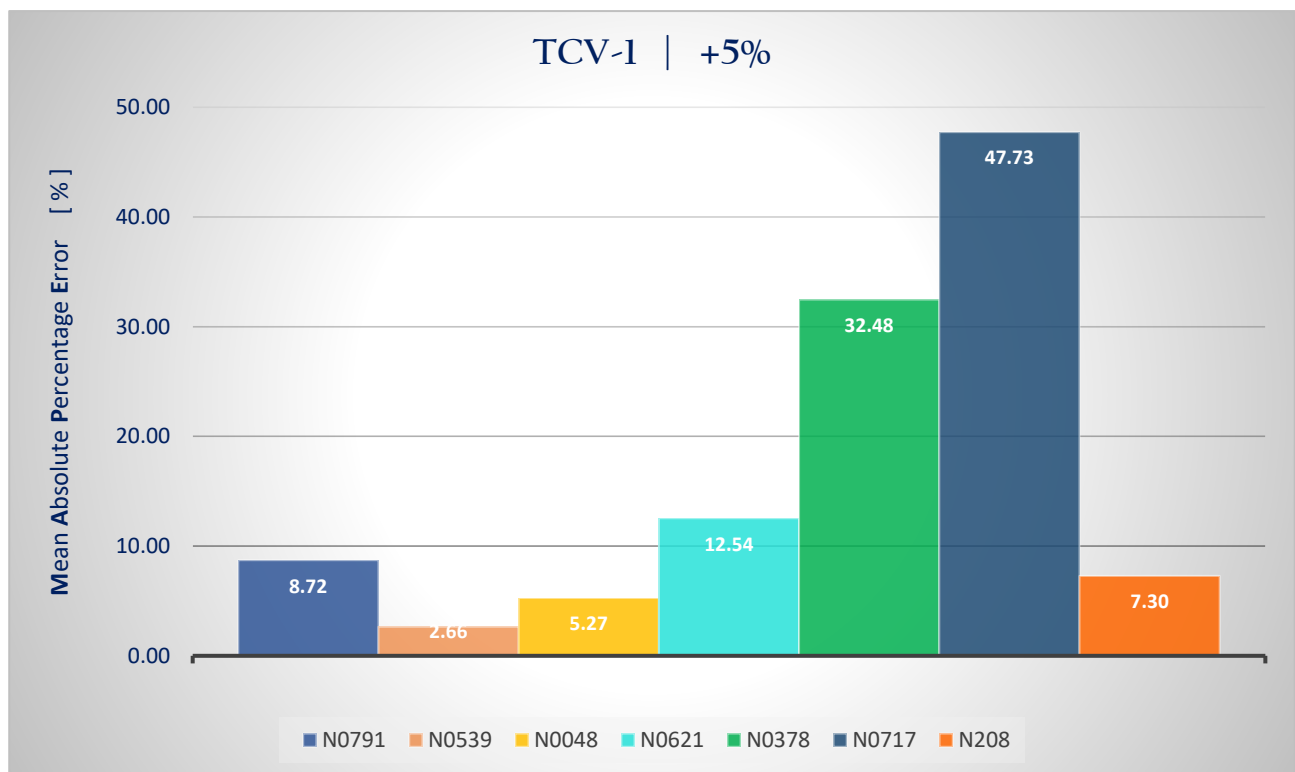
È possibile verificare che rispetto alla scabrezza, l'effetto del grado di apertura sulla TCV-1 è nettamente inferiore. La variazione massima di pressione è infatti di poco superiore a 5m, risentita in tutti i nodi considerati, complice anche il fatto che la saracinesca è posta in testa alla rete, condizionando di fatto tutto ciò che si trova a valle. Anche le variazioni di MAPE confermano quanto appena affermato.

**Tabella 7-7.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+5% TCV-1)

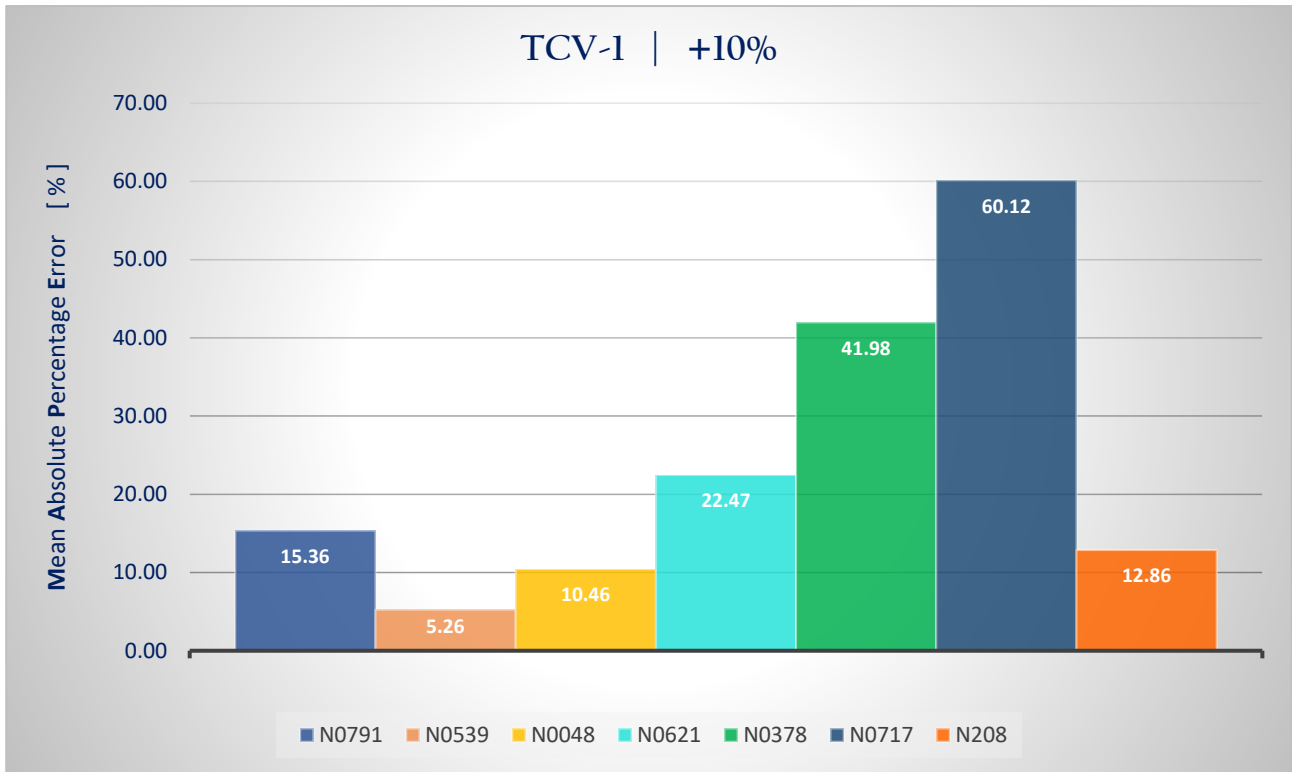
ID NODO	APE [%]	MAPE [%]	Accuracy [%]
<b>N0791</b>	8,72		
<b>N0539</b>	2,66		
<b>N0048</b>	5,27		
<b>N0621</b>	12,54	<b>16,67</b>	<b>83,33</b>
<b>N0378</b>	32,48		
<b>N0717</b>	47,73		
<b>N0208</b>	7,30		

**Tabella 7-8.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+10% TCV-1)

ID NODO	APE [%]	MAPE [%]	Accuracy [%]
<b>N0791</b>	15,36		
<b>N0539</b>	5,26		
<b>N0048</b>	10,46		
<b>N0621</b>	22,47	<b>24,08</b>	<b>75,92</b>
<b>N0378</b>	41,98		
<b>N0717</b>	60,12		
<b>N0208</b>	12,86		

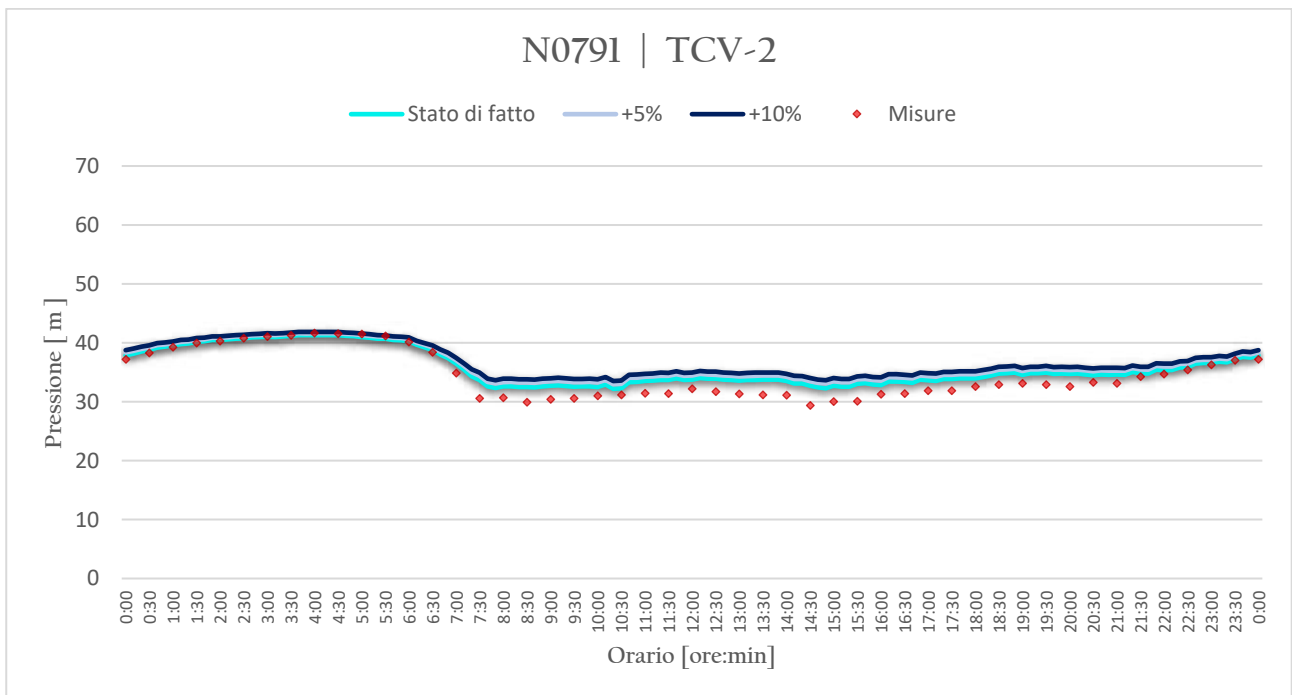


**Figura 7-19.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+5% TCV-1)

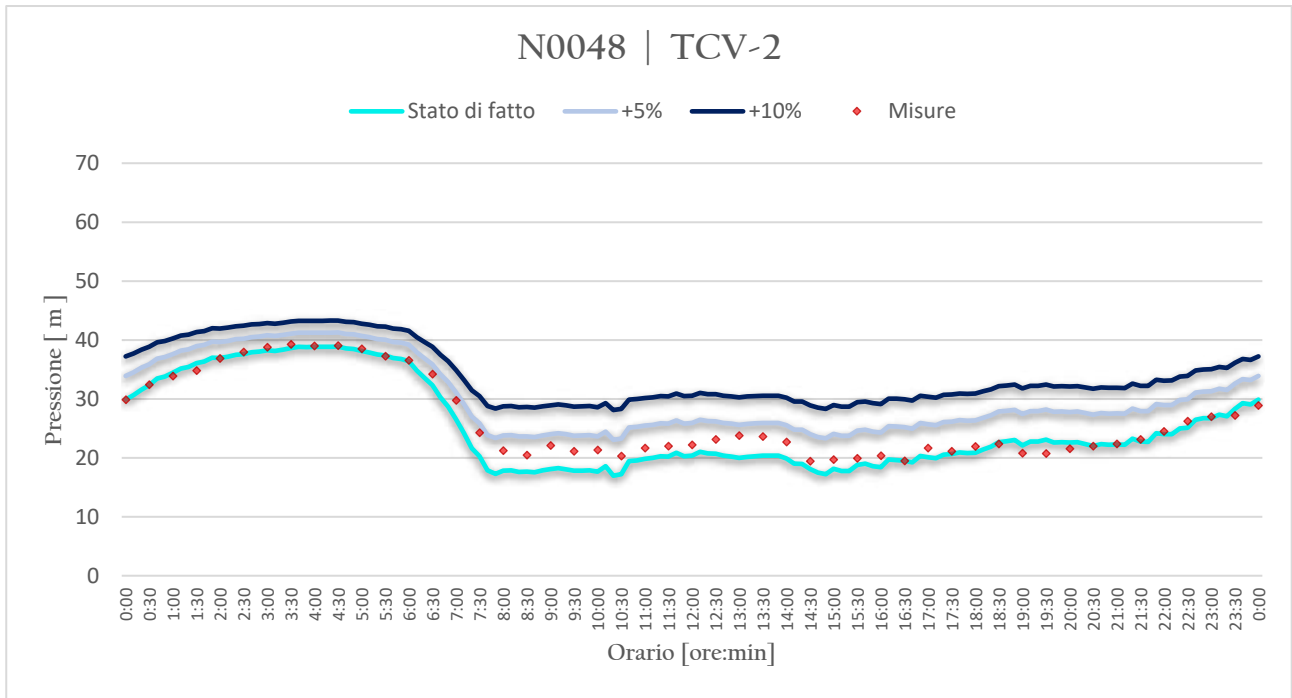


**Figura 7-20.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+10% TCV-1)

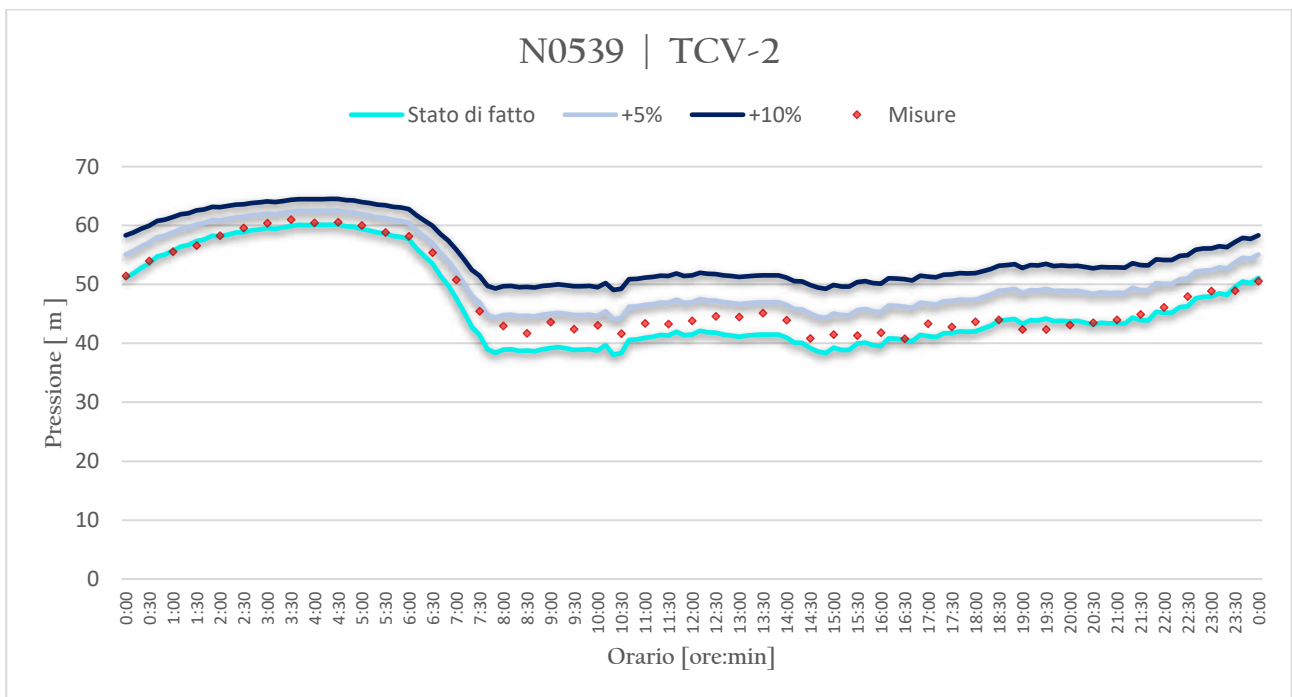
Allo stesso modo si riportano i dati ricavati per le altre saracinesche, richiamando brevemente alcune considerazioni in merito ai dati ottenuti.



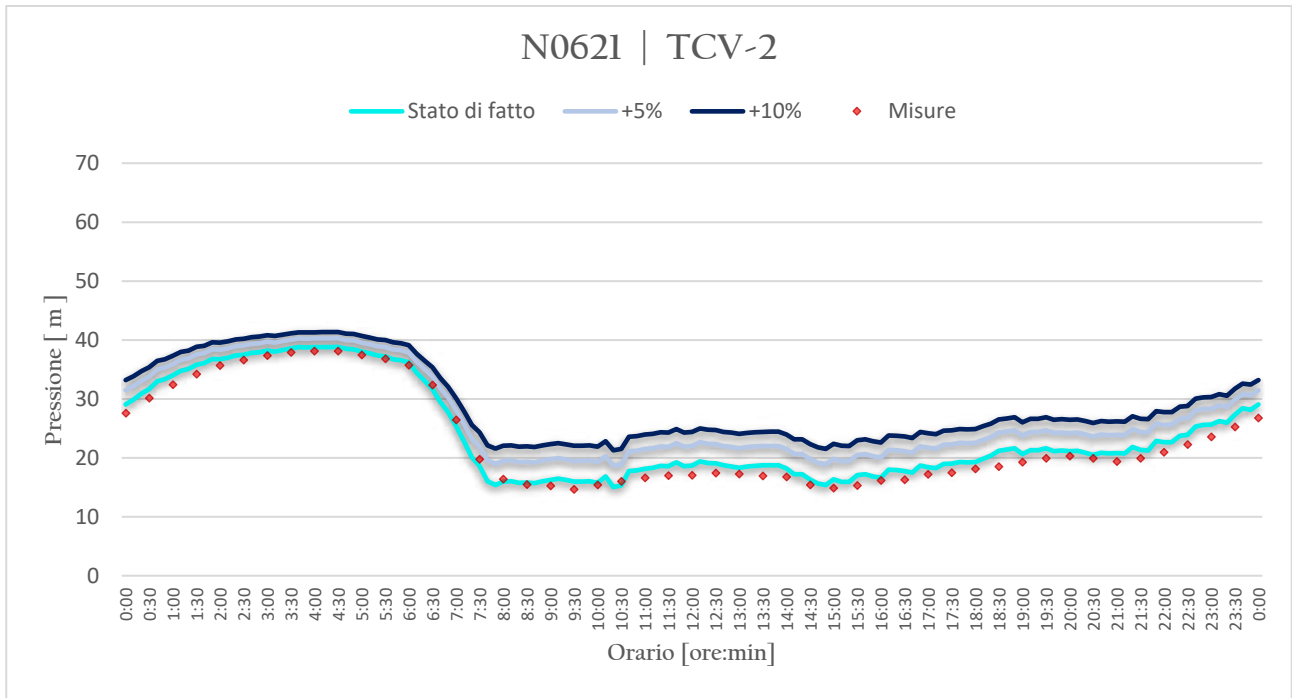
**Figura 7-21.** Andamento delle pressioni al variare del grado di apertura della TCV-2 (nodo N0791)



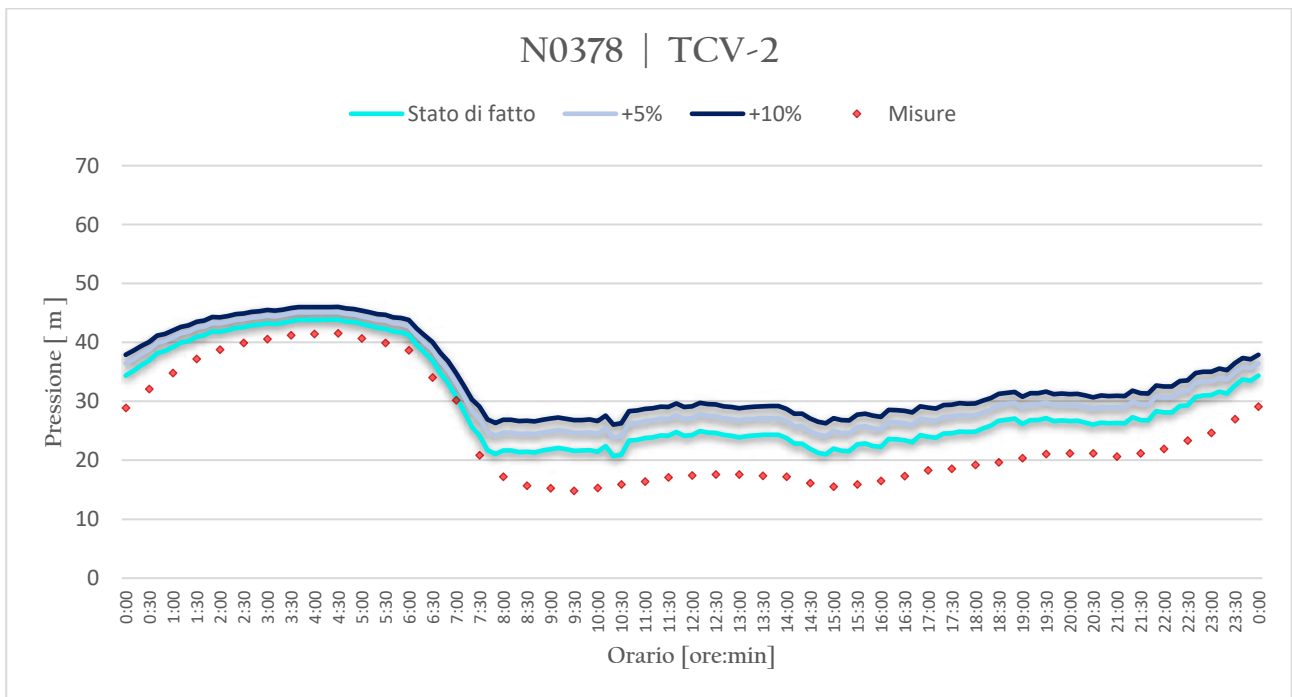
**Figura 7-22.** Andamento delle pressioni al variare del grado di apertura della TCV-2 (nodo N0048)



**Figura 7-23.** Andamento delle pressioni al variare del grado di apertura della TCV-2 (nodo N0539)

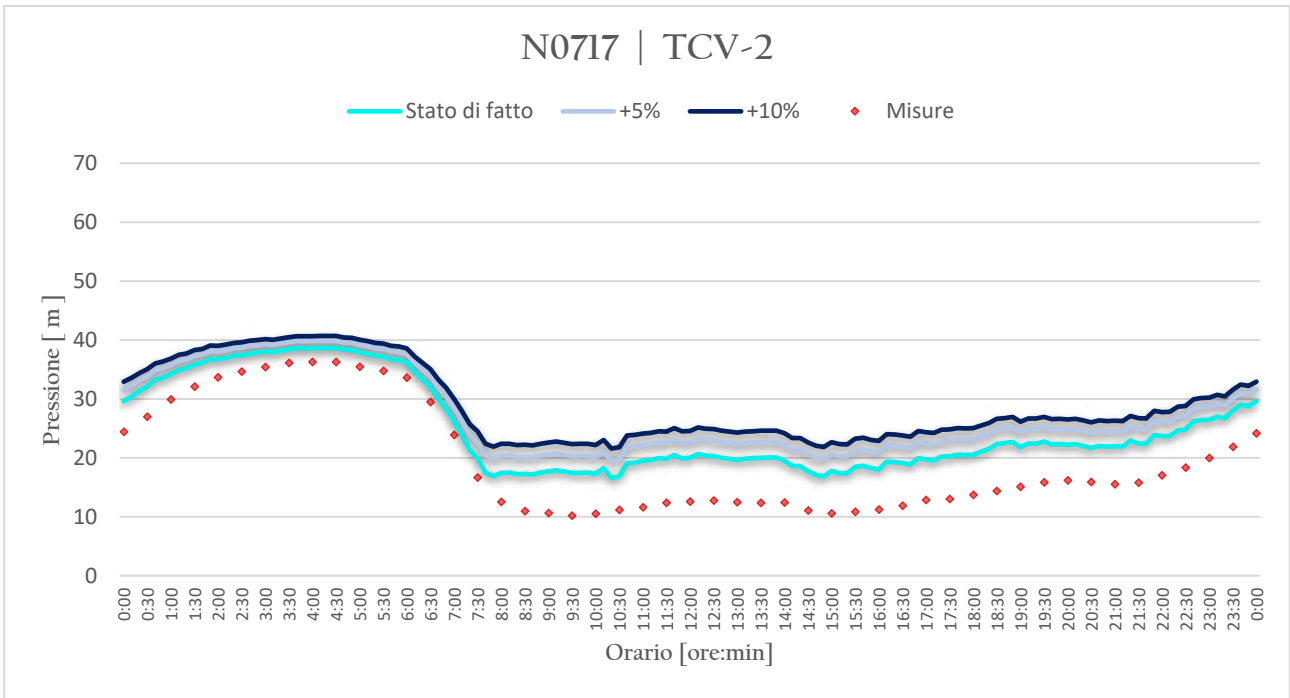


**Figura 7-24.** Andamento delle pressioni al variare del grado di apertura della TCV-2 (nodo N0621)

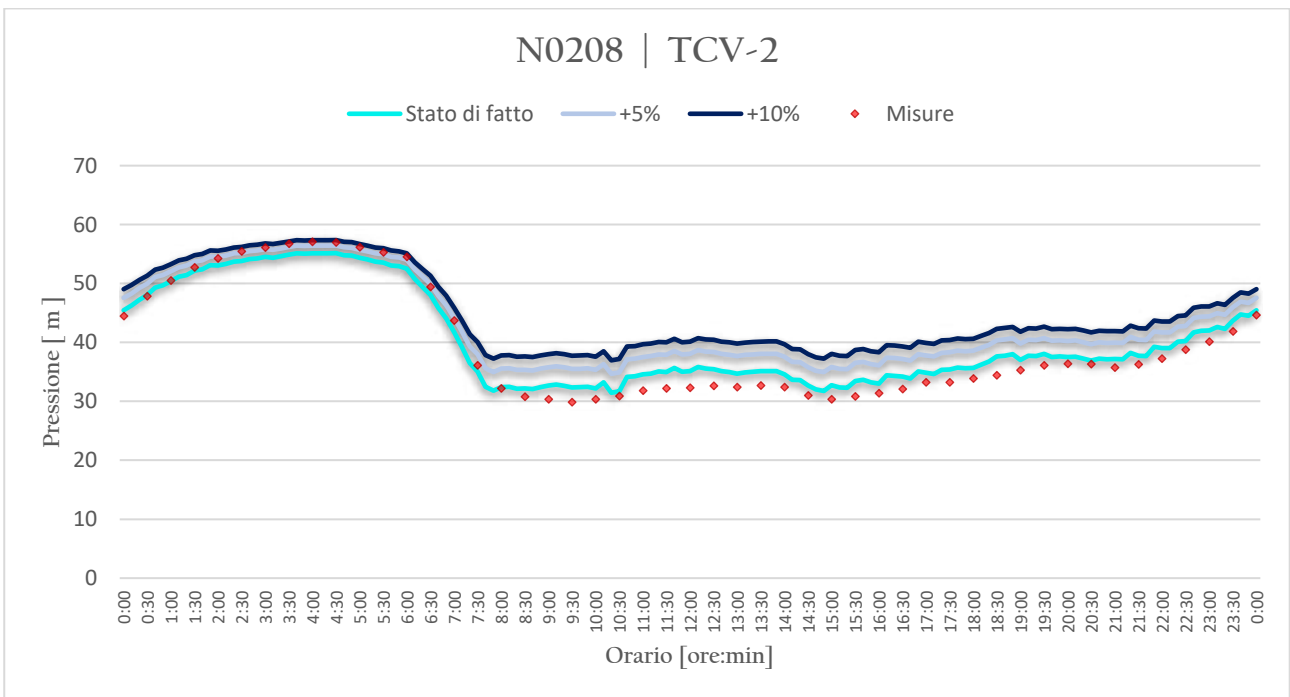


**Figura 7-25.** Andamento delle pressioni al variare del grado di apertura della TCV-2 (nodo N0378)





**Figura 7-26.** Andamento delle pressioni al variare del grado di apertura della TCV-2 (nodo N0717)



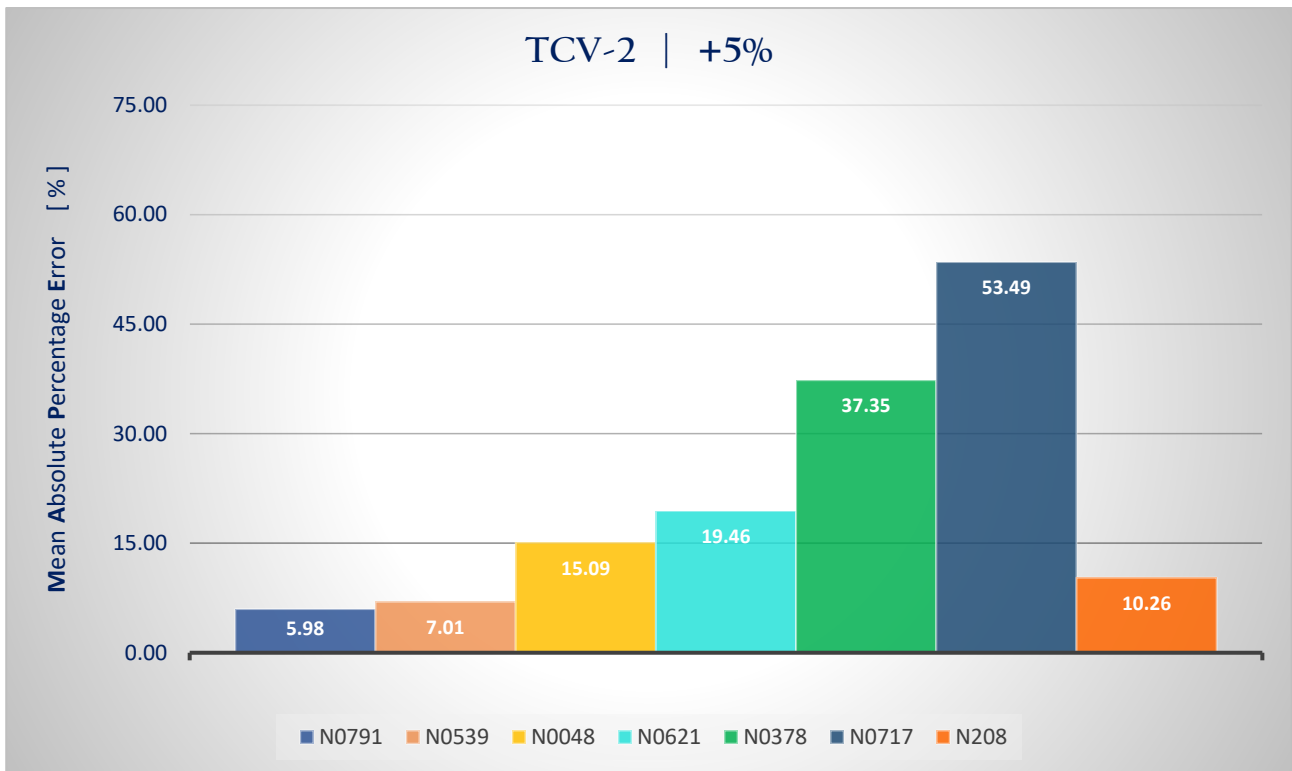
**Figura 7-27.** Andamento delle pressioni al variare del grado di apertura della TCV-2 (nodo N0717)

**Tabella 7-9.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+5% TCV-2)

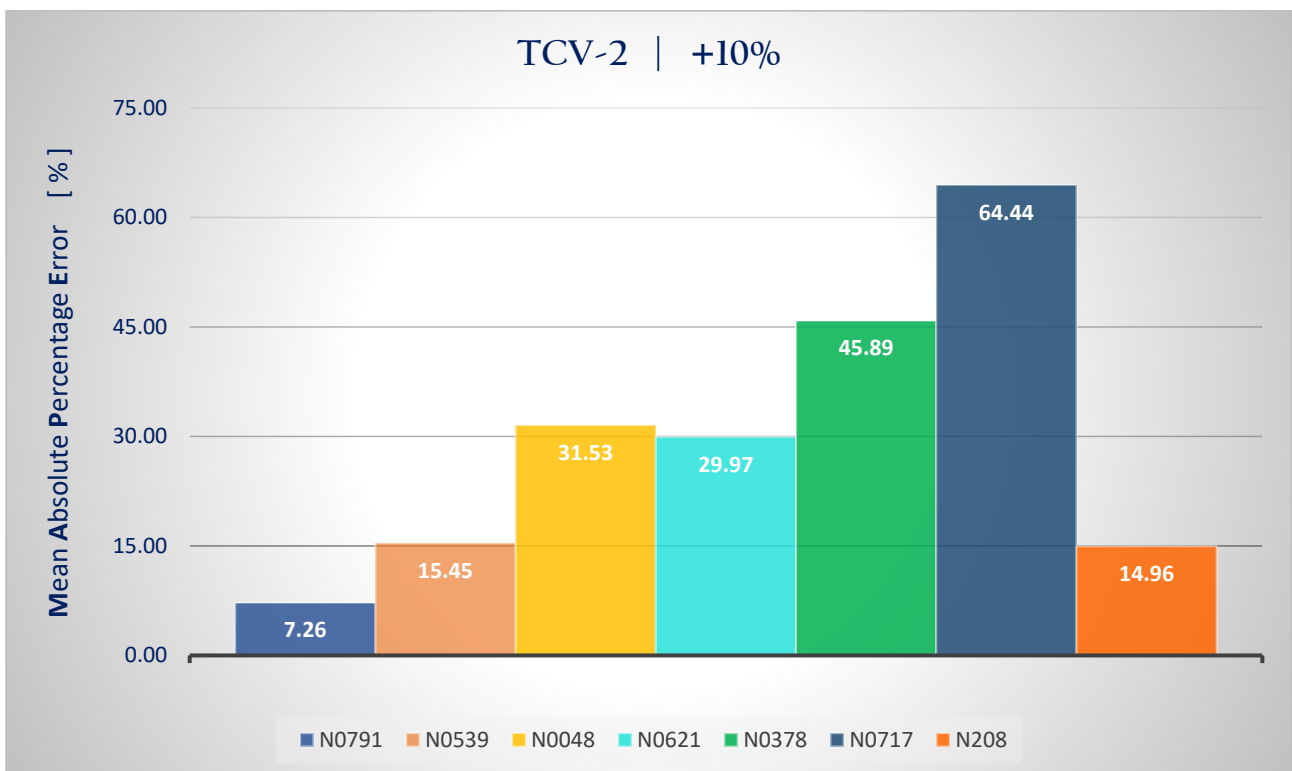
ID NODO	APE [%]	MAPE [%]	Accuracy [%]
<b>N0791</b>	5,98		
<b>N0539</b>	7,01		
<b>N0048</b>	15,09		
<b>N0621</b>	19,46	<b>21,24</b>	<b>78,76</b>
<b>N0378</b>	37,35		
<b>N0717</b>	53,49		
<b>N0208</b>	10,26		

**Tabella 7-10.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+10% TCV-2)

ID NODO	APE [%]	MAPE [%]	Accuracy [%]
<b>N0791</b>	7,26		
<b>N0539</b>	15,45		
<b>N0048</b>	31,54		
<b>N0621</b>	29,97	<b>29,93</b>	<b>70,07</b>
<b>N0378</b>	45,89		
<b>N0717</b>	64,45		
<b>N0208</b>	14,96		



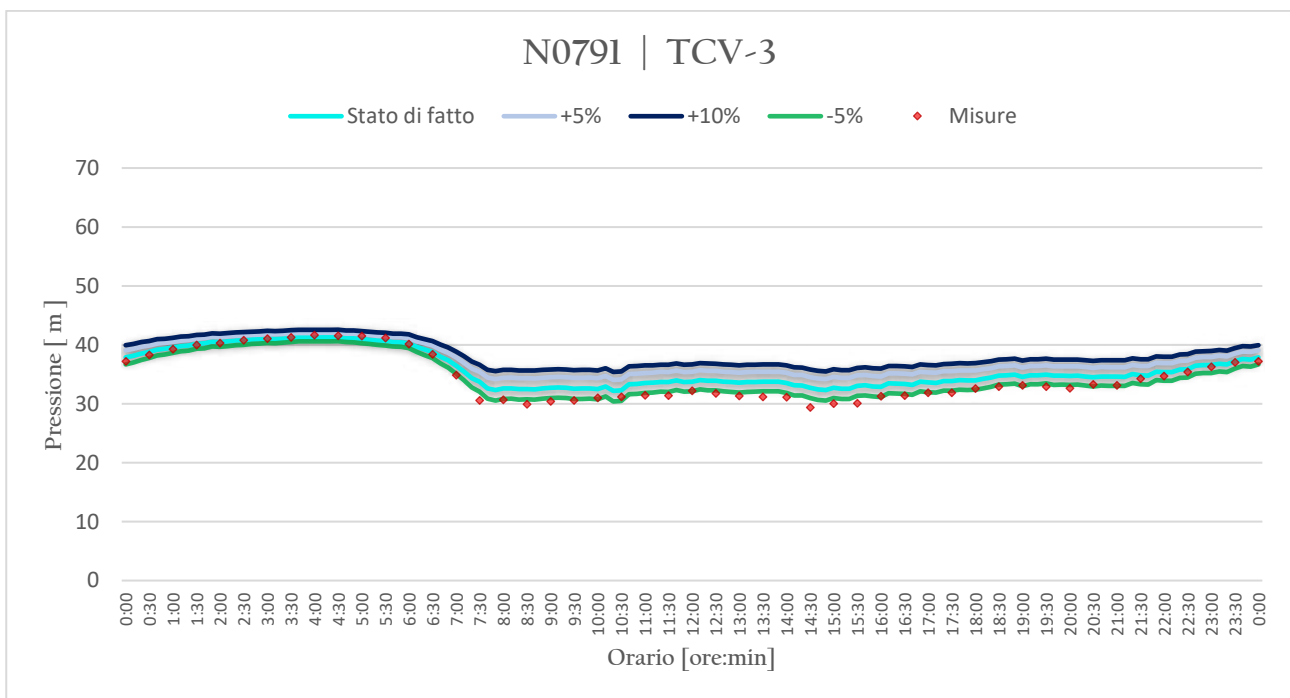
**Figura 7-28.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+5% TCV-2)



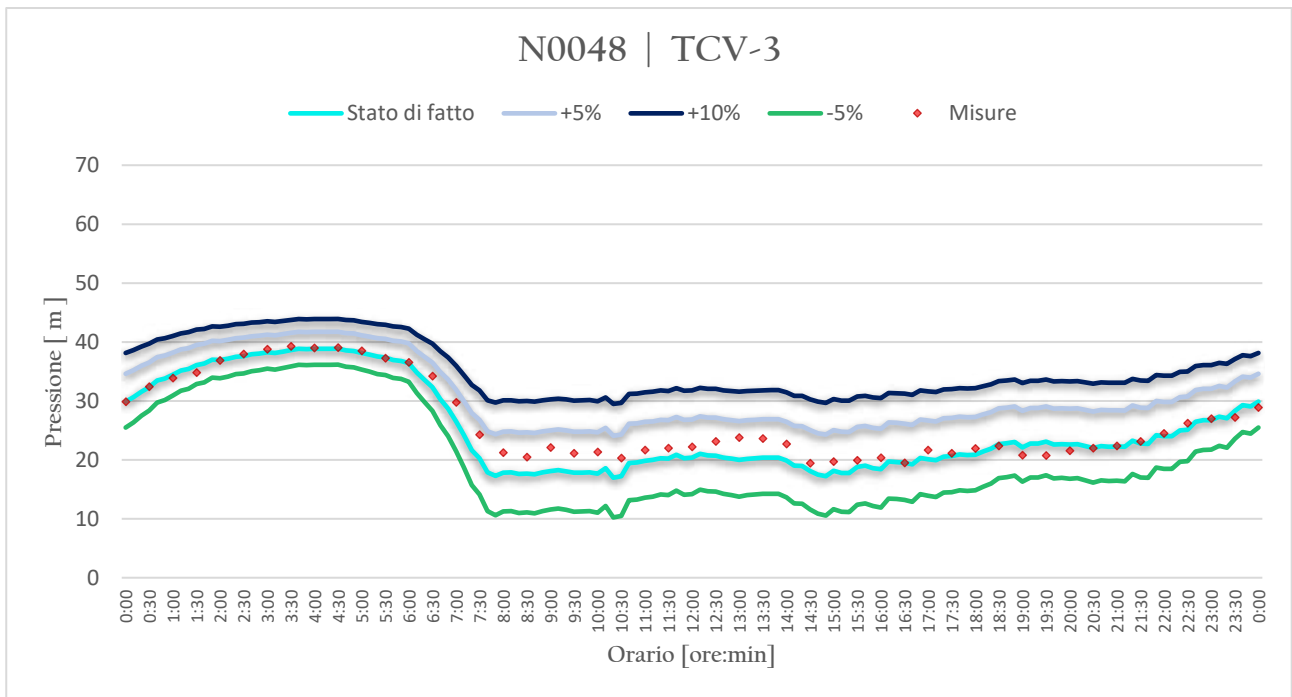
**Figura 7-29.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+10% TCV-2)

Alla luce di quanto riportato è possibile notare che la valvola TCV-2 presenta un'influenza del tutto differente rispetto alla valvola TCV-1. In particolare, le conseguenze sono differenti a seconda della posizione dei nodi in rete. Come noto dal §2.1, la porzione *Salsello* dell'acquedotto è principalmente alimentata dalla condotta su cui è posta la TCV-2, pertanto i nodi in essa compresi risultano particolarmente affetti dalle variazioni di apertura della saracinesca. A prova di ciò, l'unico nodo non incluso in tale zona (N0791) non risente in maniera apprezzabile dei differenti settaggi.

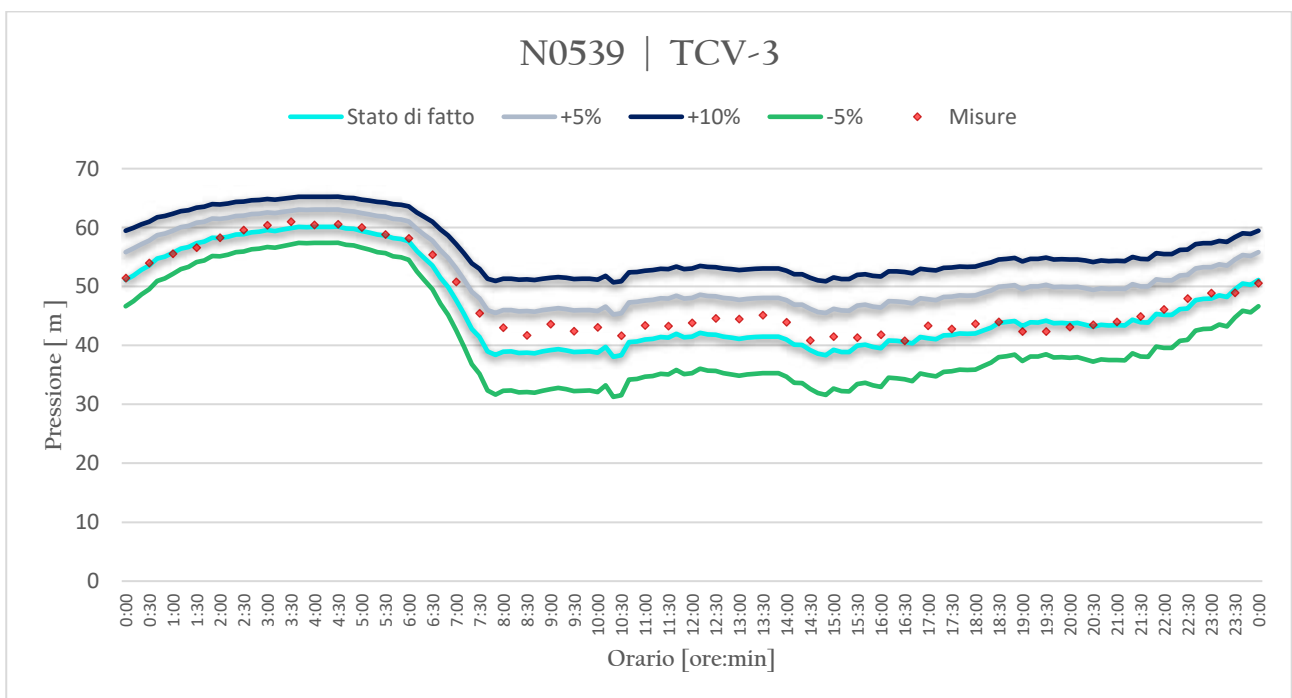
Infine, per la saracinesca TCV-3 si ha un ulteriore scenario. Infatti, nonostante questa sia posta in una posizione più centrale della rete, variazioni del suo setting sembrano determinare una forte sensibilità del modello, visibile dai grafici di seguito.



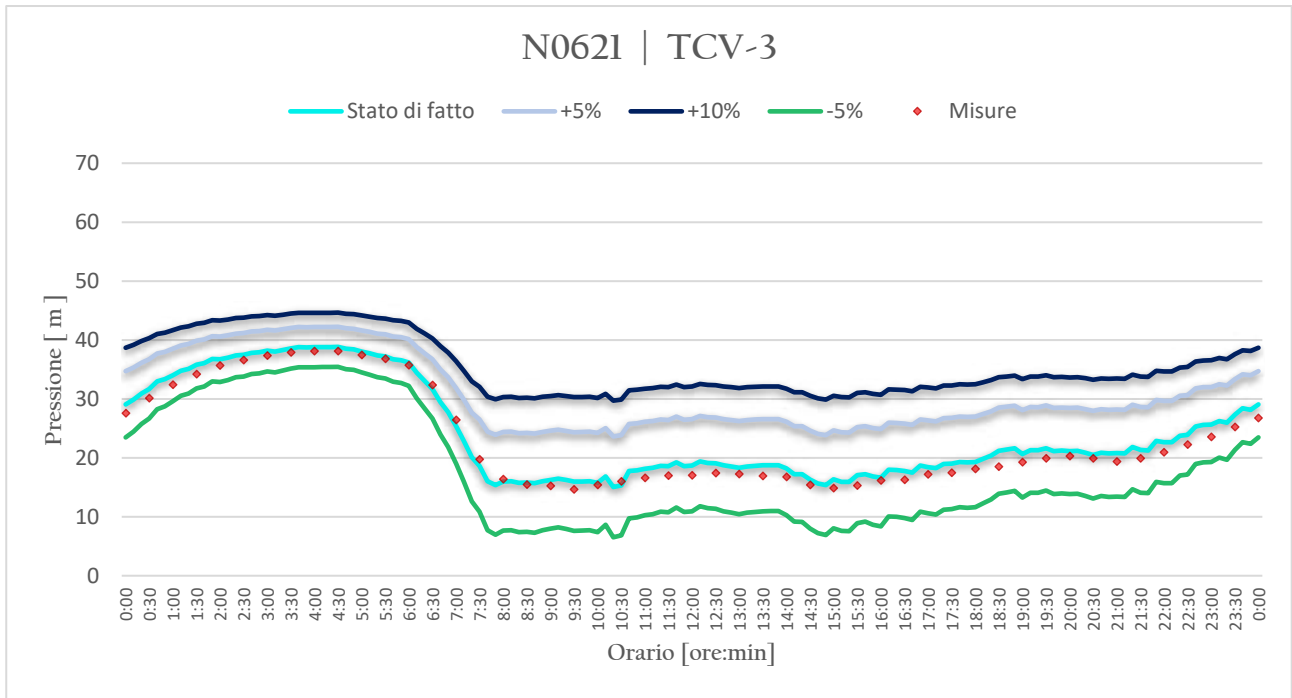
**Figura 7-30.** Andamento delle pressioni al variare del grado di apertura della TCV-3 (nodo N0791)



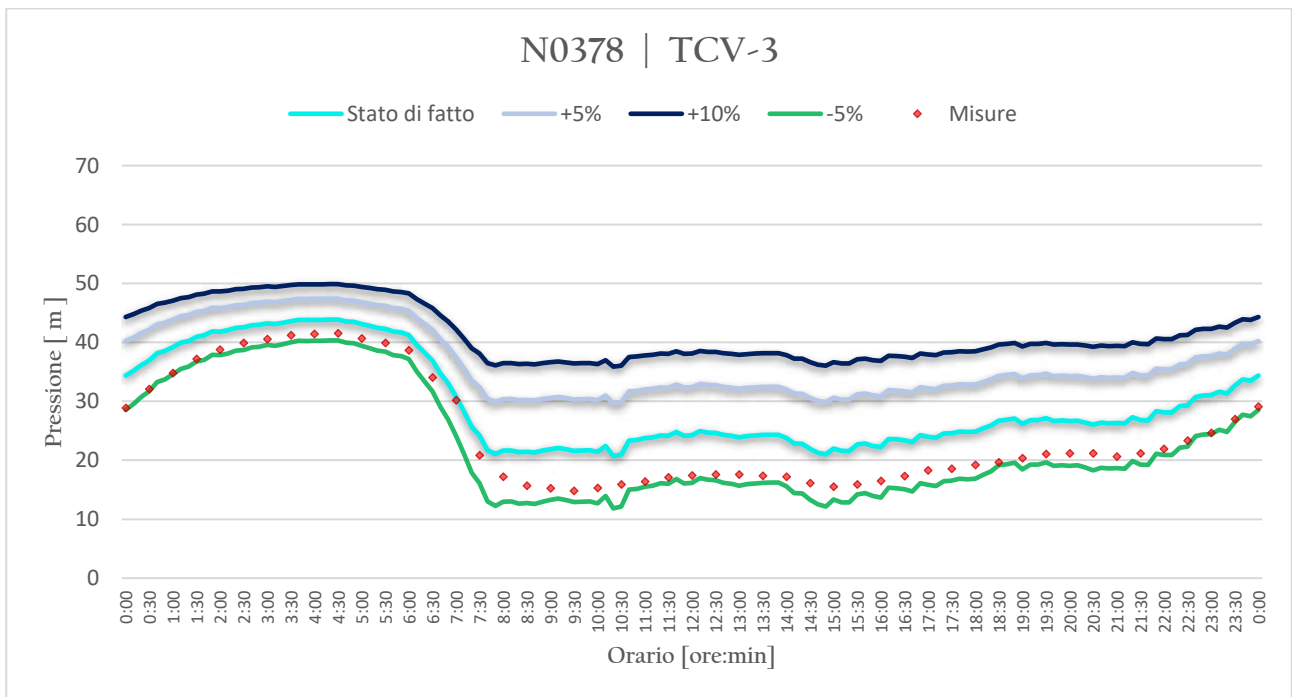
**Figura 7-31.** Andamento delle pressioni al variare del grado di apertura della TCV-3 (nodo N0048)



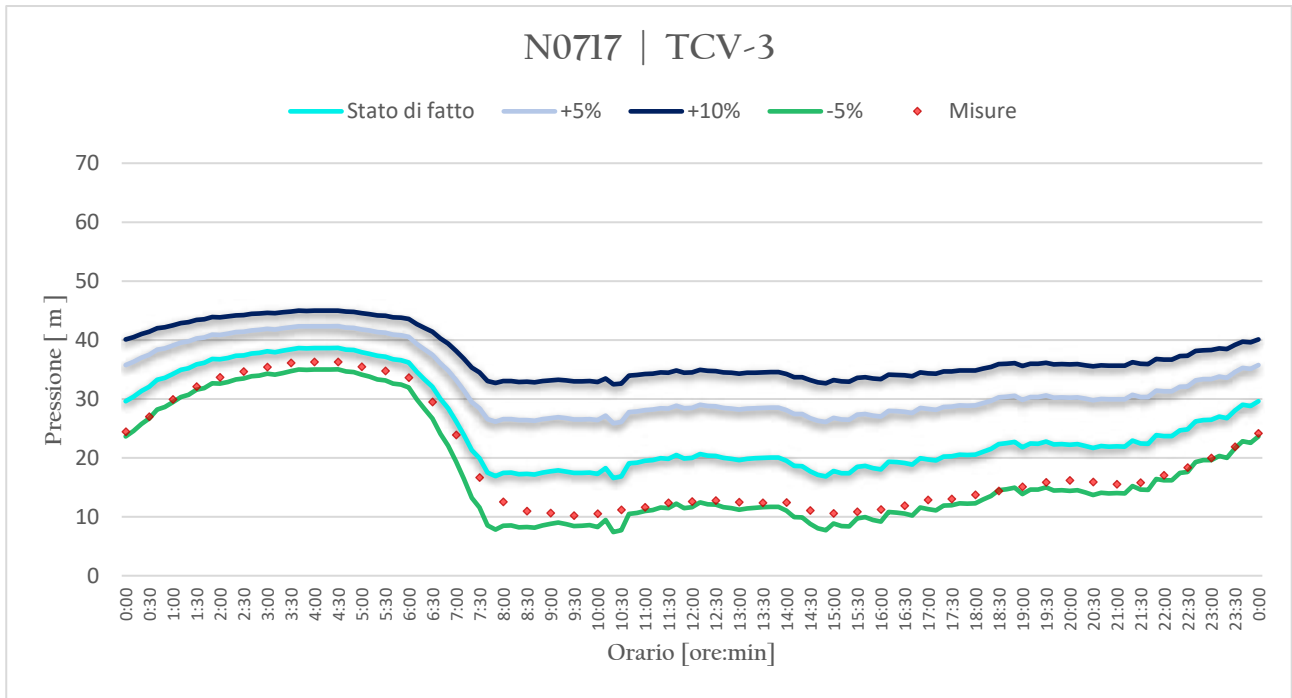
**Figura 7-32.** Andamento delle pressioni al variare del grado di apertura della TCV-3 (nodo N0539)



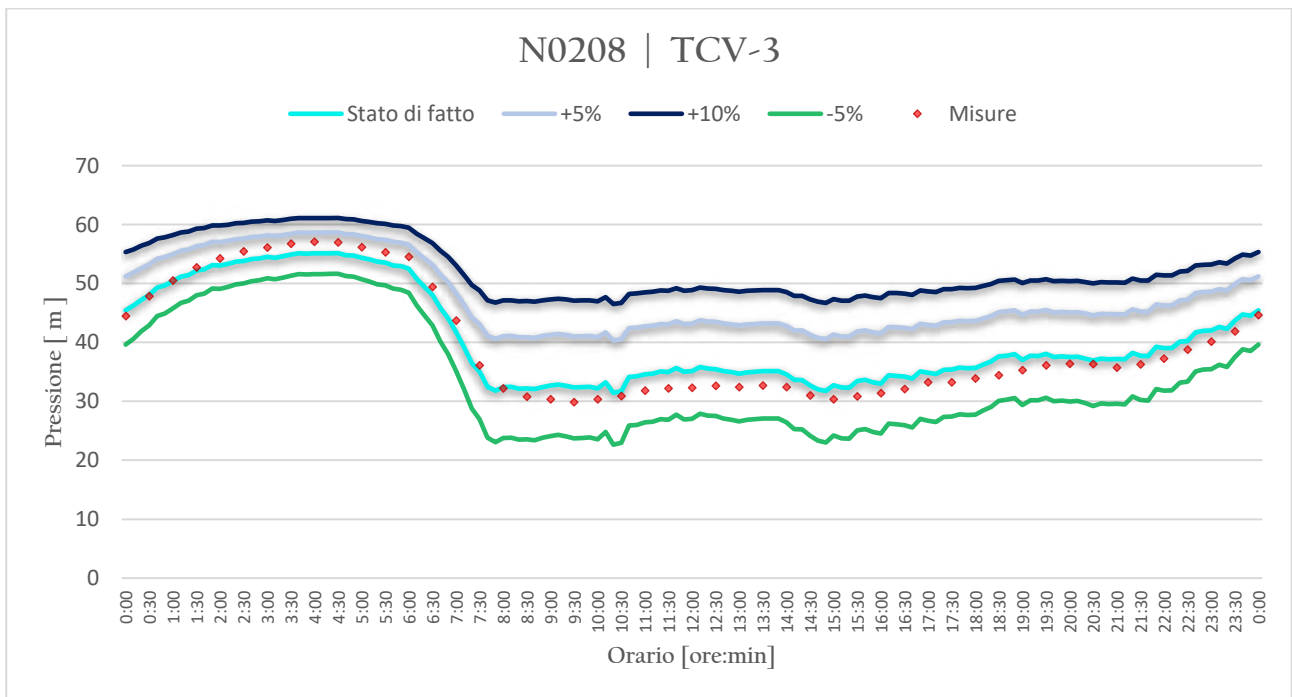
**Figura 7-33.** Andamento delle pressioni al variare del grado di apertura della TCV-3 (nodo N0621)



**Figura 7-34.** Andamento delle pressioni al variare del grado di apertura della TCV-3 (nodo N0378)



**Figura 7-35.** Andamento delle pressioni al variare del grado di apertura della TCV-3 (nodo N0717)



**Figura 7-36.** Andamento delle pressioni al variare del grado di apertura della TCV-3 (nodo N0208)

Oltre agli andamenti delle curve, più dispersi rispetto ai casi precedenti, la maggiore influenza è confermata dai valori dell'errore medio assoluto, decisamente più elevato. In particolare, per una variazione del grado di apertura del 10%, si ha un valore di MAPE pari a 52,83%, determinando degli andamenti caratterizzati da un'accuratezza molto scarsa.

**Tabella 7-11.** Valori di MAPE per le curve di pressione (-5% TCV-3)

ID NODO	APE [%]	MAPE [%]	Accuracy [%]
<b>N0791</b>	1,85		
<b>N0539</b>	14,67		
<b>N0048</b>	26,67		
<b>N0621</b>	28,84	<b>15,20</b>	<b>84,80</b>
<b>N0378</b>	8,68		
<b>N0717</b>	9,82		
<b>N0208</b>	15,88		

**Tabella 7-12.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+5% TCV-3)

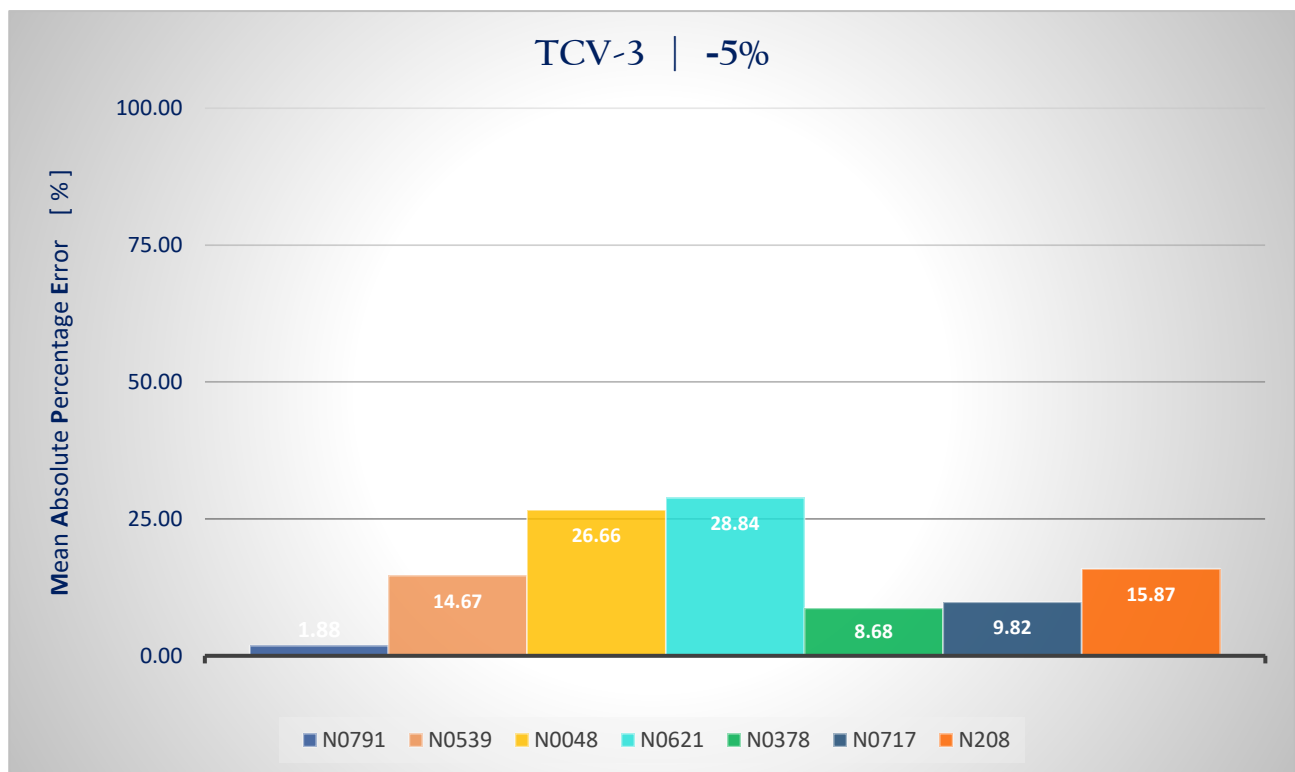
ID NODO	APE [%]	MAPE [%]	Accuracy [%]
<b>N0791</b>	8,48		
<b>N0539</b>	9,04		
<b>N0048</b>	18,48		
<b>N0621</b>	39,27	<b>34,82</b>	<b>63,18</b>
<b>N0378</b>	59,60		
<b>N0717</b>	86,75		
<b>N0208</b>	22,12		



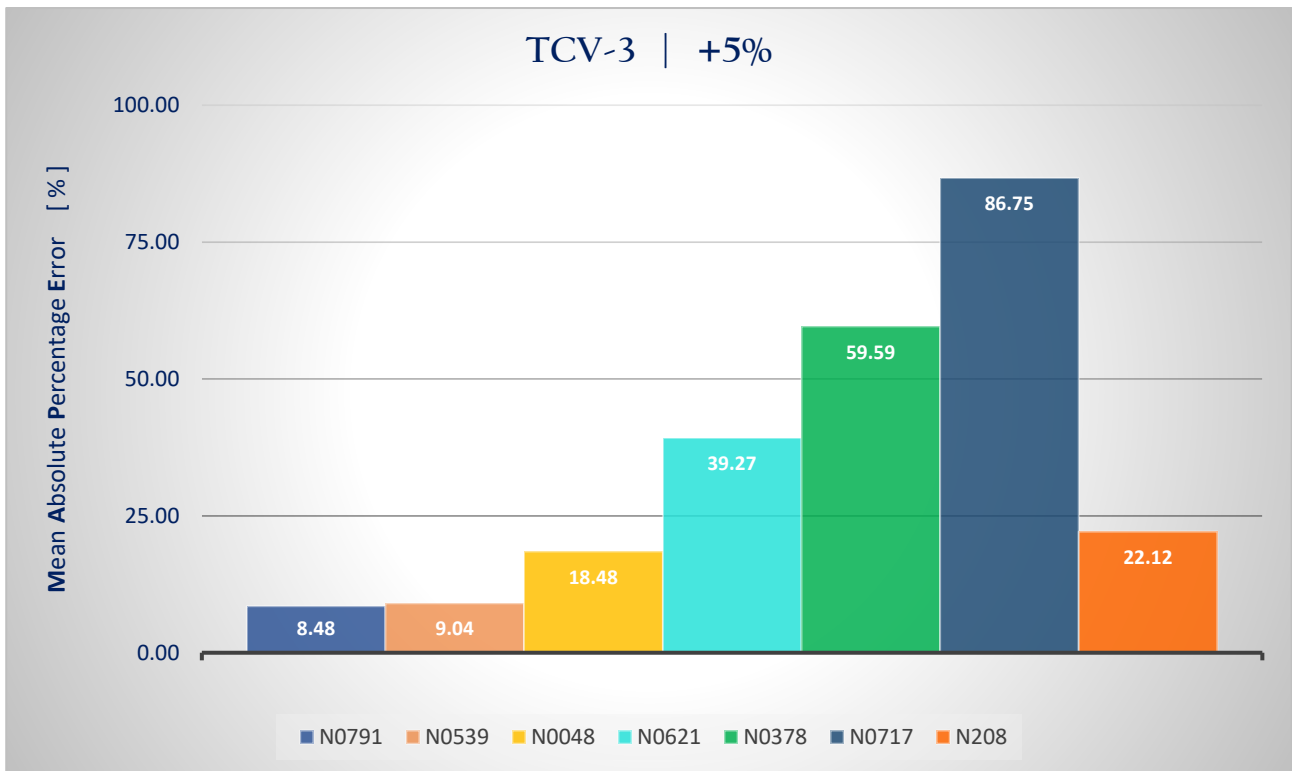
**Tabella 7-13. Valori di MAPE per le curve di pressione (+10% TCV-3)**

ID NODO	APE [%]	MAPE [%]	Accuracy [%]
<b>N0791</b>	11,63		
<b>N0539</b>	18,28		
<b>N0048</b>	36,10		
<b>N0621</b>	63,45	<b>41,41</b>	<b>58,58</b>
<b>N0378</b>	83,54		
<b>N0717*</b>	-		
<b>N0208</b>	35,49		

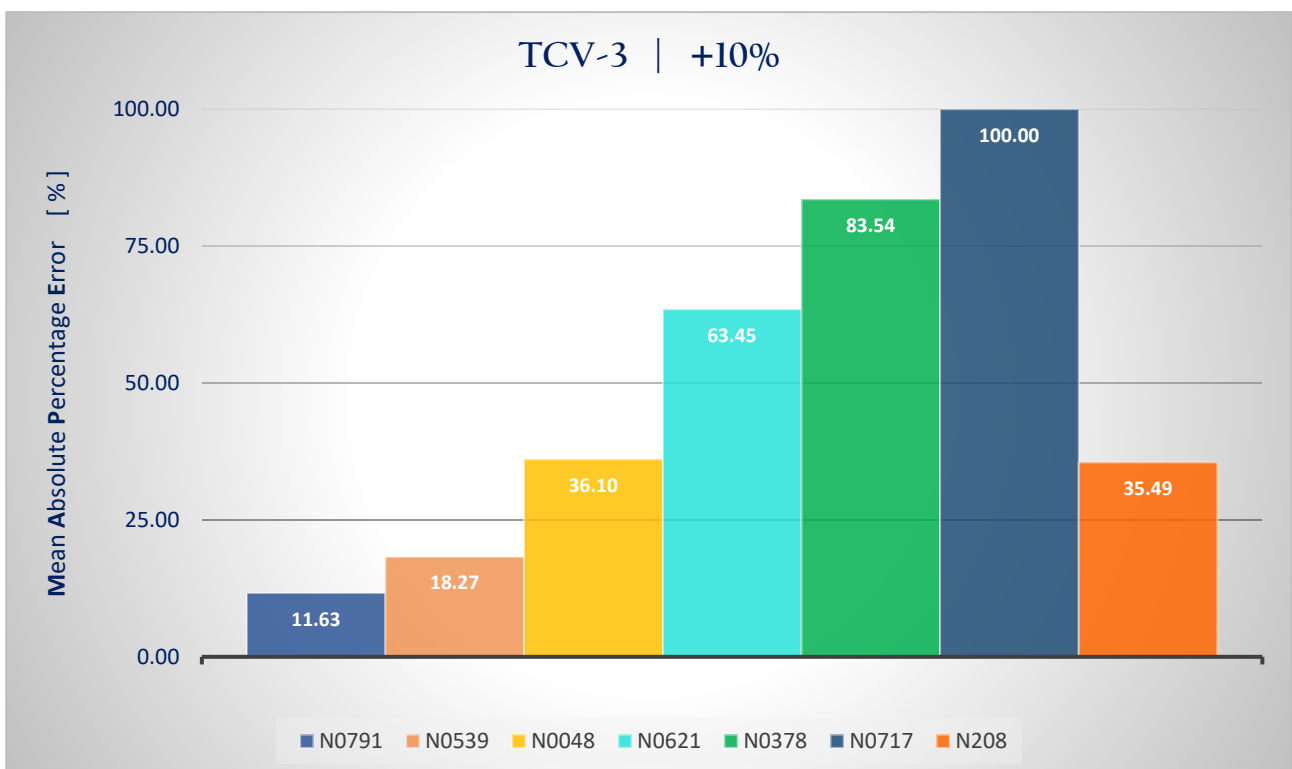
(\*) Non incluso perché >100%



**Figura 7-37. Valori di MAPE per le curve di pressione (-5% TCV-3)**



**Figura 7-38.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+5% TCV-3)



**Figura 7-39.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+10% TCV-3)

Le logiche deduzioni, che scaturiscono dai dati analizzati, portano ad affermare quanto segue:

- Considerare variazioni dell'ordine del 5% - 10% sui gradi di apertura si è rivelato adeguato a produrre una buona sensitività nel modello;
- In generale, conoscere il grado di apertura di eventuali valvole presenti in rete con accuratezza assume particolare rilevanza. È vero che l'effetto di tale parametro presenta una dipendenza spaziale, ma è anche vero che in una fase preliminare di modellazione non si conosce con esattezza l'effetto specifico di ogni valvola sul resto della rete.

È possibile affermare che l'acquedotto in esame risulta particolarmente suscettibile alle variazioni dei gradi di apertura. Tuttavia, se ad esempio si volesse operare una riduzione del regime pressorio agendo sulle valvole già presenti in rete, con il fine ultimo di limitare ulteriormente le perdite, ciò non sarebbe possibile. Infatti, ad esclusione della TCV-3, le altre due valvole presentano un grado di chiusura prossimo a quello massimo. Ciò si traduce in una ridotta flessibilità dell'infrastruttura di distribuzione ad eventuali variazioni nelle condizioni operative.

## 8. LA DISTRETTUALIZZAZIONE DELLA RETE: OBIETTIVI E METODI DI DEFINIZIONE DELLO STATO DI PROGETTO

---

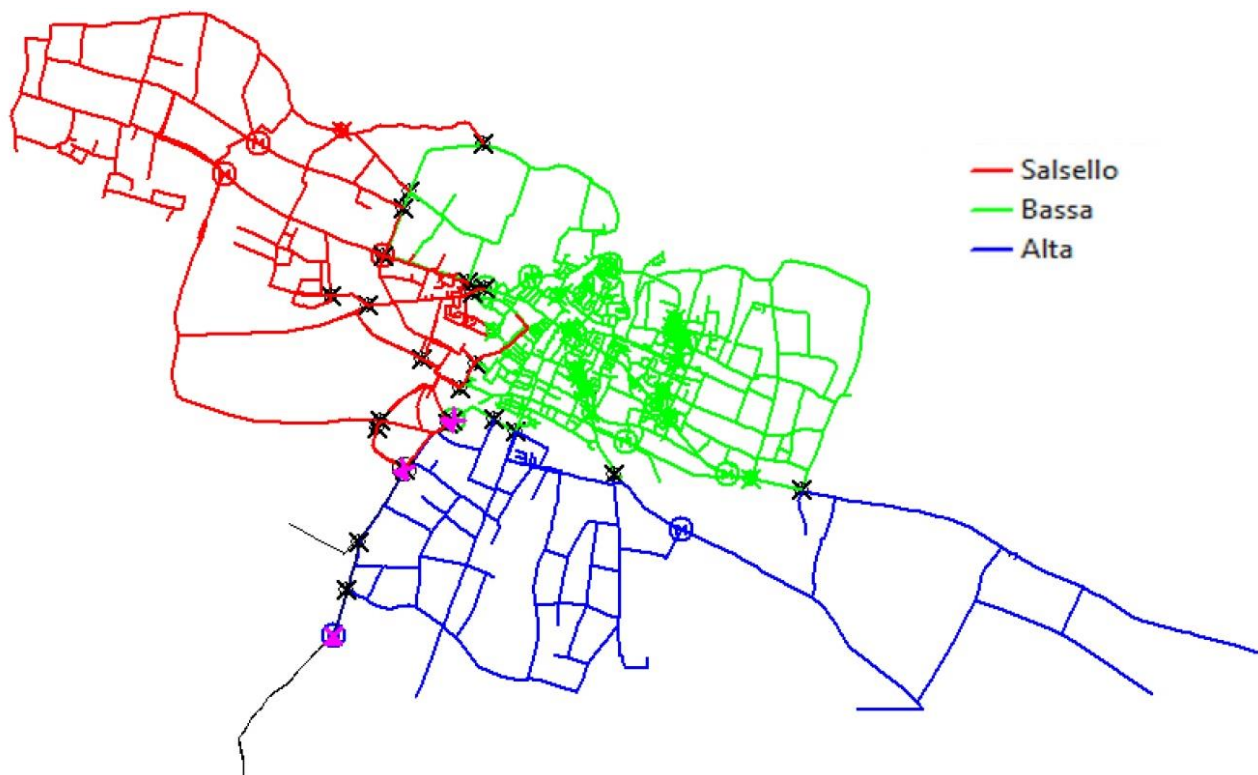
Sulla base del modello idraulico calibrato per lo stato di fatto si è proceduto alla definizione di una nuova configurazione della rete che, nel lungo periodo, potesse agevolare la gestione della pressione nelle condotte e rendesse semplice il monitoraggio di porzioni limitate della rete, ai fini di un efficace contenimento delle perdite. In seguito ad una valutazione sommaria di diversi scenari alternativi, si è giunti alla configurazione idraulica riportata nelle pagine seguenti, nel rispetto di obiettivi e vincoli così riassunti:

- La rete è stata suddivisa in due zone idraulicamente indipendenti, ciascuna afferente ad uno dei due serbatoi, con la possibilità di rifornire l'intera zona di Salsello (afferente al *serbatoio vecchio*) mediante la condotta proveniente dal *serbatoio nuovo* nel prossimo futuro o in condizioni di emergenza;
- le *Pressure Management Zones* sono state definite cercando di raggruppare condotte con sviluppi altimetrici quanto più omogenei e limitati possibile. Ne deriva, per la porzione di rete afferente al *serbatoio nuovo*, la definizione di due sottozone in cascata (zona *Alta* e zona *Bassa*), con due nuove valvole PRV installate in corrispondenza delle ODU al fine di evitare pendolazioni;
- I distretti di misura sono stati definiti cercando di limitarne l'estensione a 5 - 15km di rete, prevedendo di realizzarne i confini tanto mediante sezionamenti idraulici, quanto mediante l'interposizione di misuratori di portata, in base al criterio di maggiore convenienza economica;
- Ove possibile ed idraulicamente conveniente si è prevista la dismissione di condotte ridondanti, con l'intento di limitare lo sviluppo della rete e la sua propensione alla perdita idrica.

La suddivisione in distretti è basata sull'applicazione di *algoritmi genetici* e di *clustering* al modello calibrato per lo stato di fatto. Con questi termini ci si riferisce ad algoritmi di ottimizzazione per

approcci multi-obiettivo, dove non sono applicabili altri algoritmi di tipo lineare o polinomiale per la ricerca delle soluzioni di interesse. Tali strumenti permettono di vagliare diverse configurazioni, ognuna delle quali prevede la chiusura di una serie di sezionamenti in linea. La scelta ottimale è frutto del miglior compromesso fra performance tecnica e sfruttamento delle valvole già presenti in rete, con il criterio generale di massimizzare la resilienza del sistema.

Si vuol fare presente che, l'applicazione degli algoritmi genetici che hanno permesso la ricerca della soluzione ottimale, è stata eseguita da terzi ed assunta come di comprovata validità. Non è infatti scopo della presente tesi analizzare l'applicazione di algoritmi di tale tipologia, pertanto, per una più accurata documentazione nel merito si rimanda alla letteratura tecnica ad essi dedicata.



**Figura 8-1.** *Suddivisione della rete in PMZ ed indicazione dei sezionamenti previsti*

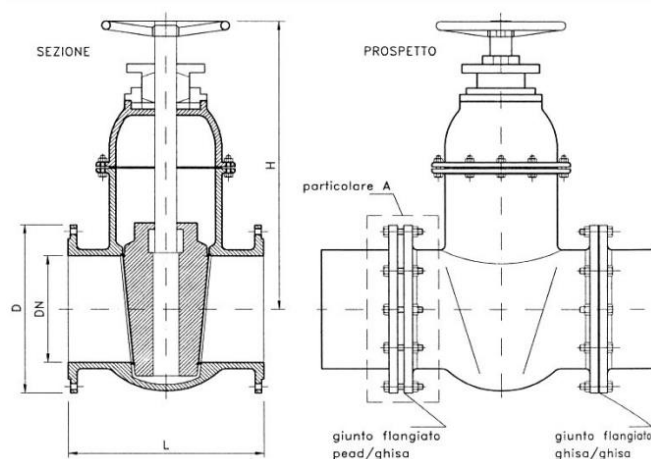
Le PMZ previste a valle della procedura di ottimizzazione sono tre (Figura 8-1):

- Zona Salsello
- Zona Alta
- Zona Bassa

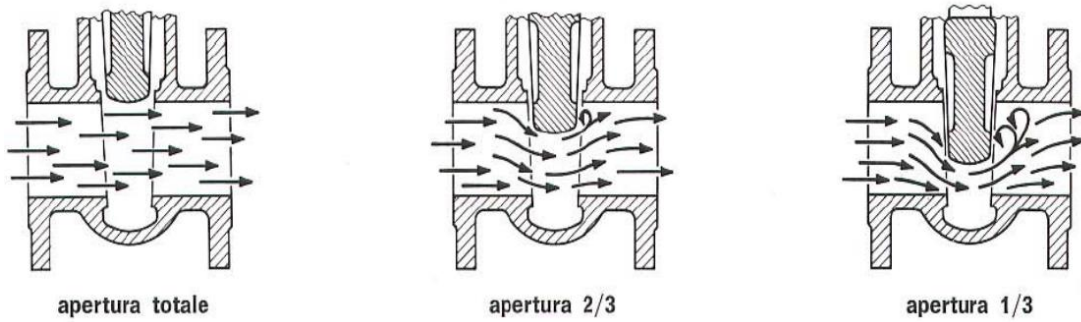
Le zone *Alta* e *Bassa* (sequenziali tra loro) sono direttamente alimentate dal *serbatoio nuovo*, mentre la zona *Salsello* è alimentata dal *serbatoio vecchio*. Tuttavia, come già anticipato, la nuova configurazione della rete prevede che la zona *Salsello* possa essere alimentata anche dalla condotta proveniente dal *serbatoio nuovo*, qualora ciò risulti necessario in situazioni di emergenza e/o di manutenzioni straordinarie.

L'interposizione di valvole di sezionamento è gestita parallelamente alla sostituzione delle valvole TCV esistenti con valvole PRV, ovvero valvole regolatrici della pressione, al fine di migliorare la qualità del moto nelle condotte e regolare al meglio il controllo delle pressioni a valle. Il motivo di tale scelta risiede nelle diverse caratteristiche associate ai due tipi di valvole.

Una *valvola di intercettazione*, come lo è una saracinesca, se impiegata come elemento di regolazione, genera una forte turbolenza nel flusso. Di conseguenza, si ha una più rapida erosione degli organi di tenuta, così come rumori e vibrazioni in corrispondenza degli stessi. Inoltre, se le pressioni sono elevate (come nel caso in esame), la fase di apertura e/o chiusura potrebbe essere ostacolata o addirittura impedita dal forte attrito tra il cono di chiusura e le sedi di scorrimento.

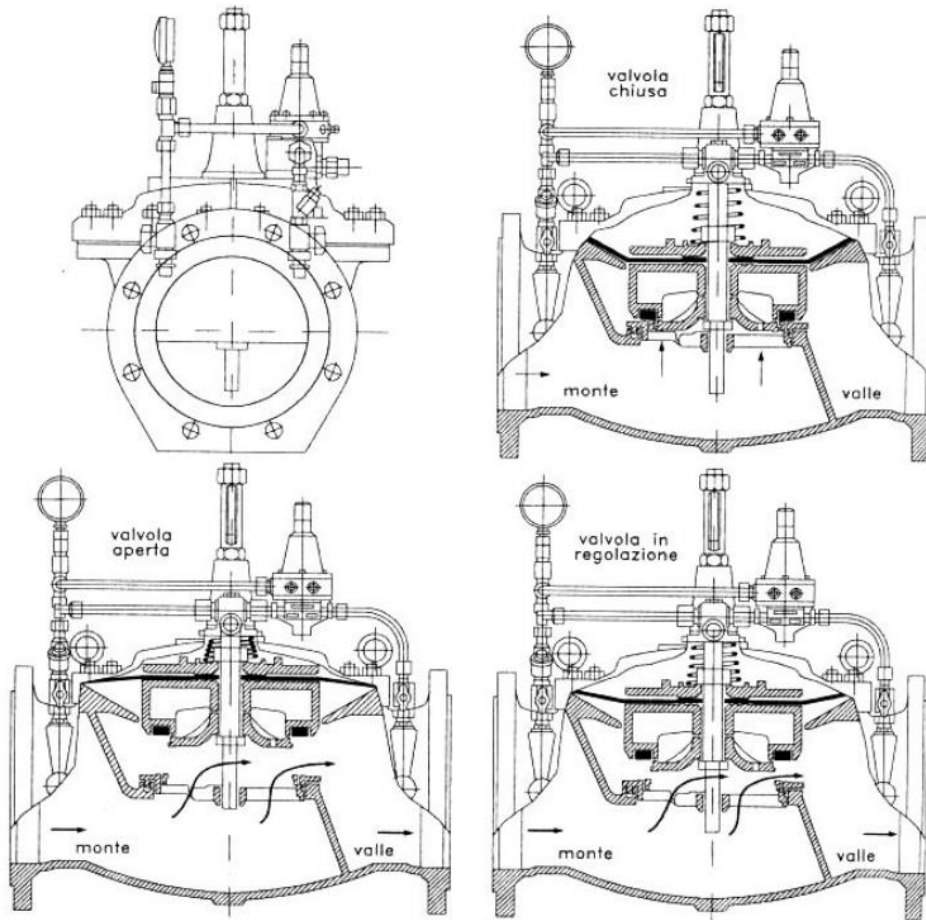


**Figura 8-2.** Sezione e prospetto di una valvola a saracinesca a cono



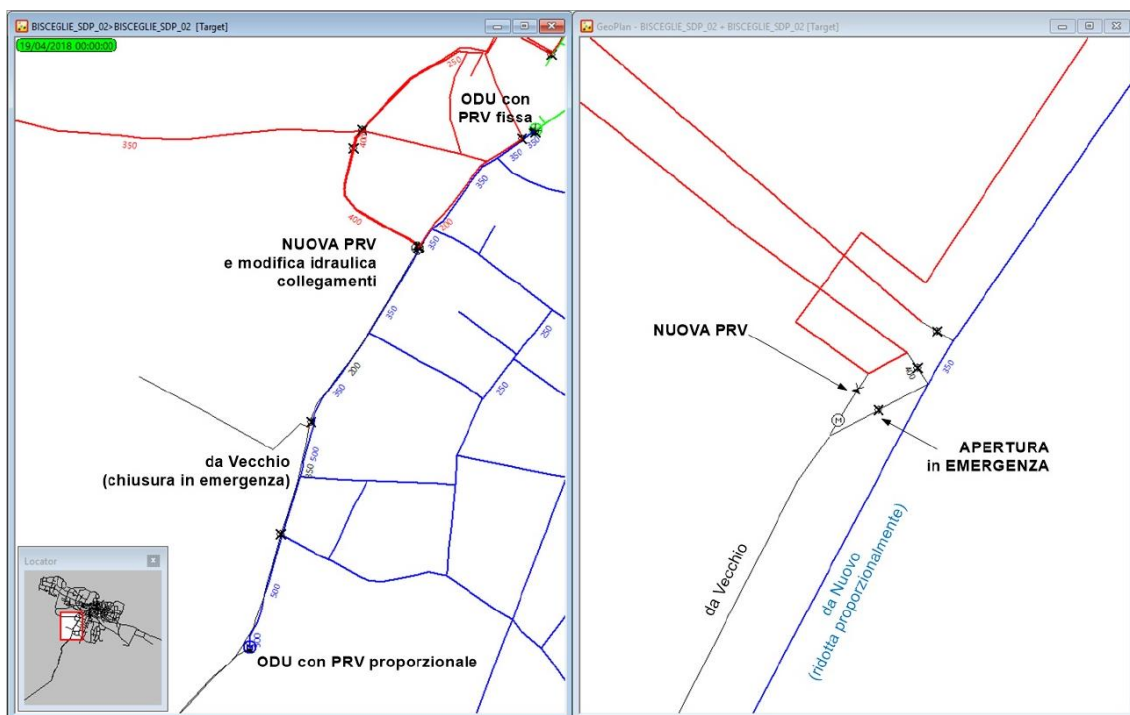
**Figura 8-3.** Andamento qualitativo del flusso al variare del grado di apertura (valvola a sarninesca)

Una valvola di tipo PRV consente, invece, di avere un assegnato valore della pressione al variare della portata, senza particolari stravolgimenti del regime di moto. Il funzionamento di una generica valvola di questo tipo è facilmente comprensibile dalla Figura 8-4. Per completezza di rappresentazione, essendo già note le posizioni delle valvole TCV (quindi delle nuove PRV), si riporta nella Figura 8-5 un particolare della nuova configurazione che permetterà al *serbatoio nuovo* di alimentare la zona *Salsello*.



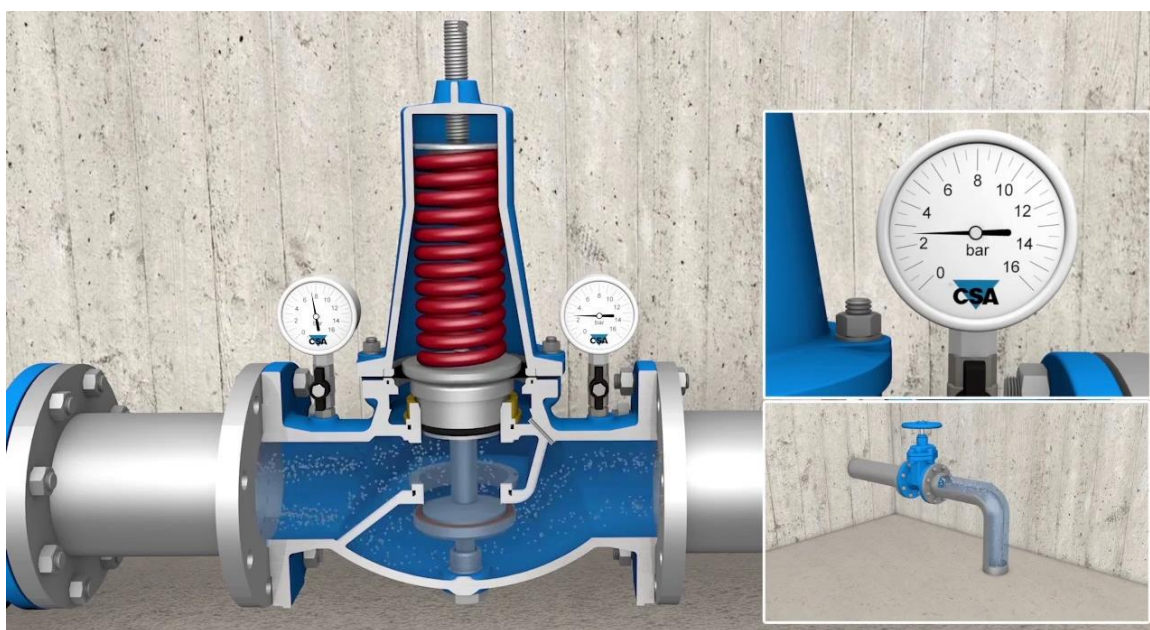
**Figura 8-4.** Sezione di una valvola di regolazione della pressione auto-azionante





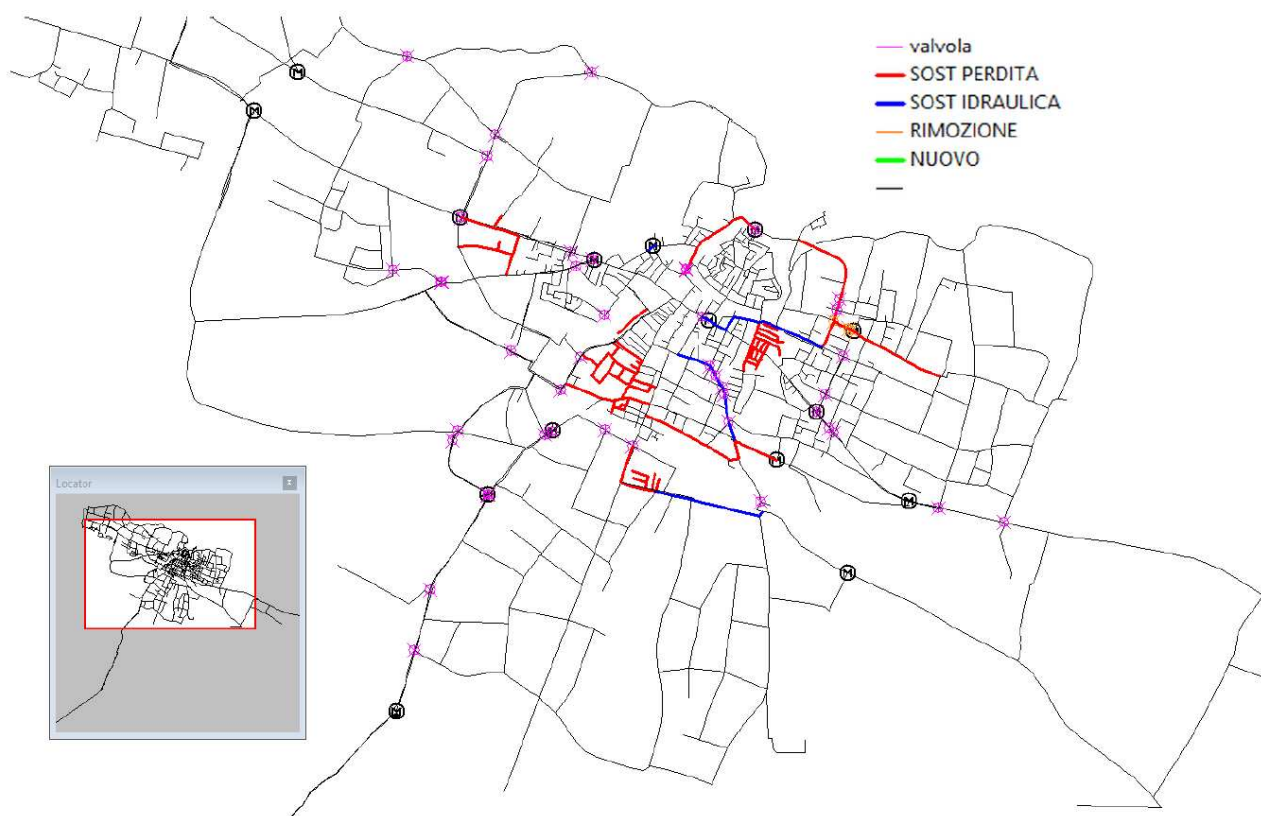
**Figura 8-5.** Dettaglio della nuova configurazione idraulica delle condotte

Come noto poi, gli interventi tipici per reti di distribuzione inefficienti prevedono anche la sostituzione mirata delle condotte ammalorate. Si riporta pertanto di seguito un inquadramento generale con indicazione dei tratti di rete sostituiti. Alcuni sono stati selezionati al fine di eliminare la perdita ad essi associati, mentre altri hanno un “fine idraulico” (diminuire le perdite totali e convogliare i flussi verso le zone idraulicamente più sfavorite).



**Figura 8-6.** Sezione di una valvola PRV auto-azionante





**Figura 8-7.** Inquadramento generale delle condotte sostituite e dei nuovi sezionamenti

Si vuole specificare che a differenza di altri software di modellazione idraulica, dove le valvole di sezionamento sono inserite con un vero e proprio elemento "Valve", in *Epanet* esse sono rappresentate tramite un elemento "Link" che, con il suo status (*closed*), simula la presenza di una valvola di sezionamento. Di seguito si riassumono in forma tabellare tutte le variazioni introdotte nel modello allo stato di fatto, definendo quindi lo stato di progetto.

**Tabella 8-1.** Nuove valvole inserite nel modello idraulico *Epanet*

VALVOLA	SETTING [m]
<b>PRV-1</b>	18
<b>PRV-2</b>	16
<b>PRV-3</b>	12

Il parametro “setting” delle PRV rappresenta la pressione disponibile in uscita dalle stesse. I valori scelti, come di consueto, sono stati selezionati a valle di una procedura iterativa con l’obiettivo di realizzare il più basso regime pressorio compatibilmente al livello minimo di servizio del gestore, assicurato per tutte le utenze e per ogni livello di domanda.

**Tabella 8-2.** Altri elementi introdotti nel modello idraulico Epanet

	VALVOLE DI SEZIONAMENTO*	SOSTITUZIONE CONDOTTE
<b>N°</b>	45	169
<b>STATUS</b>	Closed	Open
<b>LUNGHEZZA MEDIA [m]</b>	-	50
<b>RANGE DIAMETRI [mm]</b>	-	60 – 250
(*) Modellate tramite elemento “Link” nel software Epanet		

Definita la nuova configurazione della rete, si ripete l’analisi di sensitività nei confronti della scabrezza assoluta delle condotte, in maniera del tutto analoga a quanto esposto nel §7. In questo caso, ovviamente, le analisi rivestono un ruolo molto differente: valutare l’efficienza delle nuove soluzioni adottate rispetto allo stato di fatto, nonché investigare sulla resilienza dell’infrastruttura a lungo termine. La trattazione di quanto appena introdotto prosegue con dettaglio nel prossimo capitolo (§9).

## 9. ANALISI DI SENSITIVITÀ ALLO STATO DI PROGETTO

---

Si ripete l'analisi di sensitività per il modello idraulico allo stato di progetto, come al §7. Gli scopi sono i seguenti:

- Innanzitutto, si vogliono evidenziare i benefici ottenuti dalla distrettualizzazione della rete, permettendo un concreto abbattimento delle perdite in accordo agli obiettivi preposti;
- Si vuole poi fornire uno strumento per predire il comportamento a lungo termine della rete, oltre che per ottimizzare la ricerca di nuove strategie di riabilitazione. Realisticamente, infatti, con il passare del tempo la rete sarà nuovamente soggetta a cali di prestazione, pertanto si renderanno necessari interventi ulteriori. Per la modellazione futura della rete, potrebbe essere utile comprendere se, rispetto allo stato attuale, si abbiano sostanziali differenze concettuali in fase di modellazione.
- Un'analisi di sensitività viene spesso utilizzata al fine di individuare i nodi candidati all'installazione di nuovi misuratori di pressione e portata. Definita una *matrice di sensitività*, si selezionano i nodi maggiormente influenzabili, prediligendo quelli in cui risulta più agevole la messa in opera dei misuratori. La loro installazione è fondamentale a valle di una procedura di distrettualizzazione, in quanto così facendo si definiscono dei distretti di misura (*DMA, District Metering Areas*) che facilitano il monitoraggio dei flussi e delle pressioni su scala ridotta. La ridotta disponibilità nel numero di misuratori allo stato di fatto non permette una trattazione completa di tale aspetto, ma si riporteranno comunque alcune considerazioni nel merito.

Al fine di rendere confrontabili i risultati con le analisi precedentemente eseguite, si è deciso di prendere in considerazione il medesimo range di variazione della scabrezza, così come gli stessi step di incremento della stessa. Per facilità di lettura si riportano nuovamente i dati già esposti nel §7.

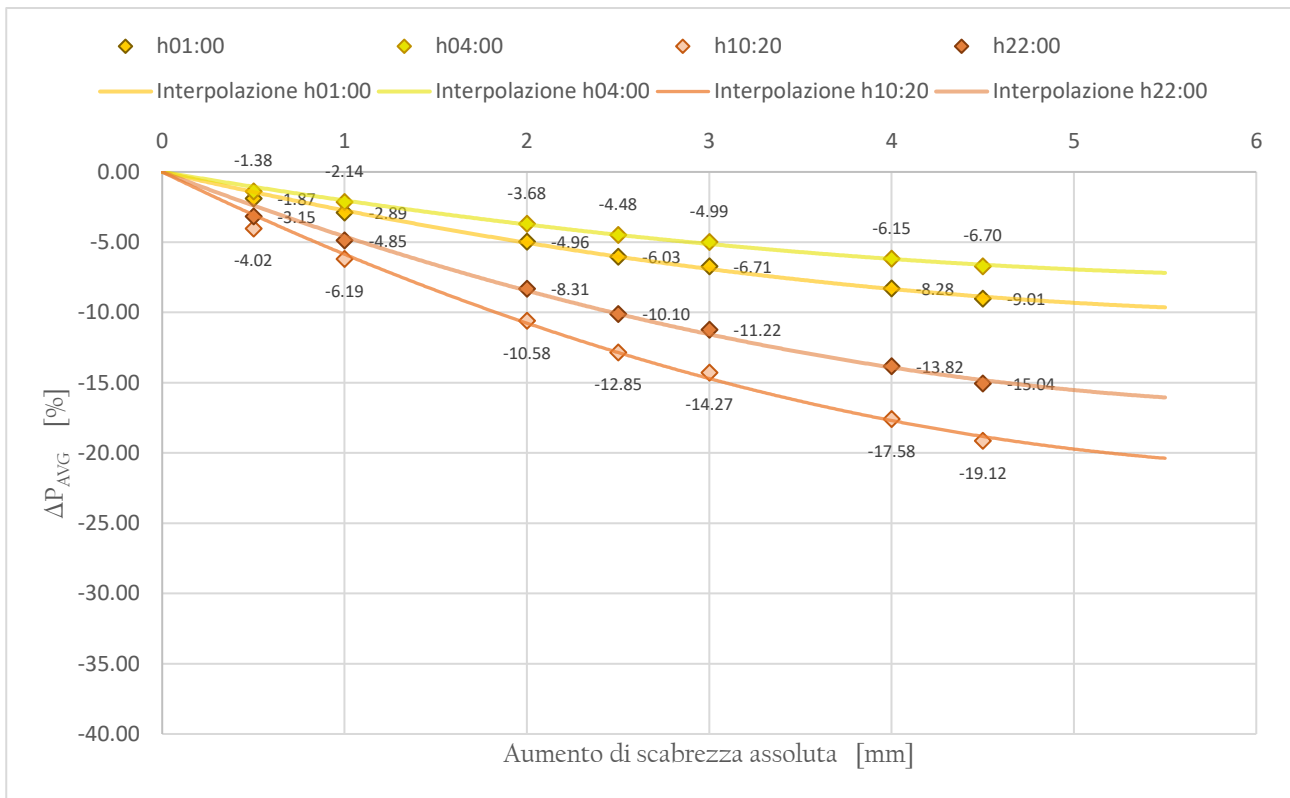
**Tabella 9-1.** Valore dei coefficienti di scabrezza (V. Milano – “Acquedotti”, Hoepli)

TUBAZIONI IN GHISA	$\epsilon$ [mm]	$k_s$ [m <sup>1/3</sup> /s]
<b>NUOVE</b>		
GREZZE	0,2 – 0,4	90 - 85
RIVESTITE CON BITUME	0,1 – 0,2	90
<b>IN SERVIZIO</b>		
LIEVI INCROSTAZIONI	0,4 – 1,0	85 – 75
PARZIALMENTE ARRUGGINITE	1 - 2	75 - 70
FORTI INCROSTAZIONI	3 - 5	65
<b>CON RIVESTIMENTI NON DEGRADABILI NEL TEMPO</b>	0,05 – 0,15	120 - 100
	SCABREZZA ASSOLUTA	STRICKLER

**Tabella 9-2.** Variazione della scabrezza assoluta

STEP	$\Delta\epsilon$ [mm]
1	+0,5
2	+1,0
3	+2,0
4	+2,5
5	+3,0
6	+4,0
7	+4,5

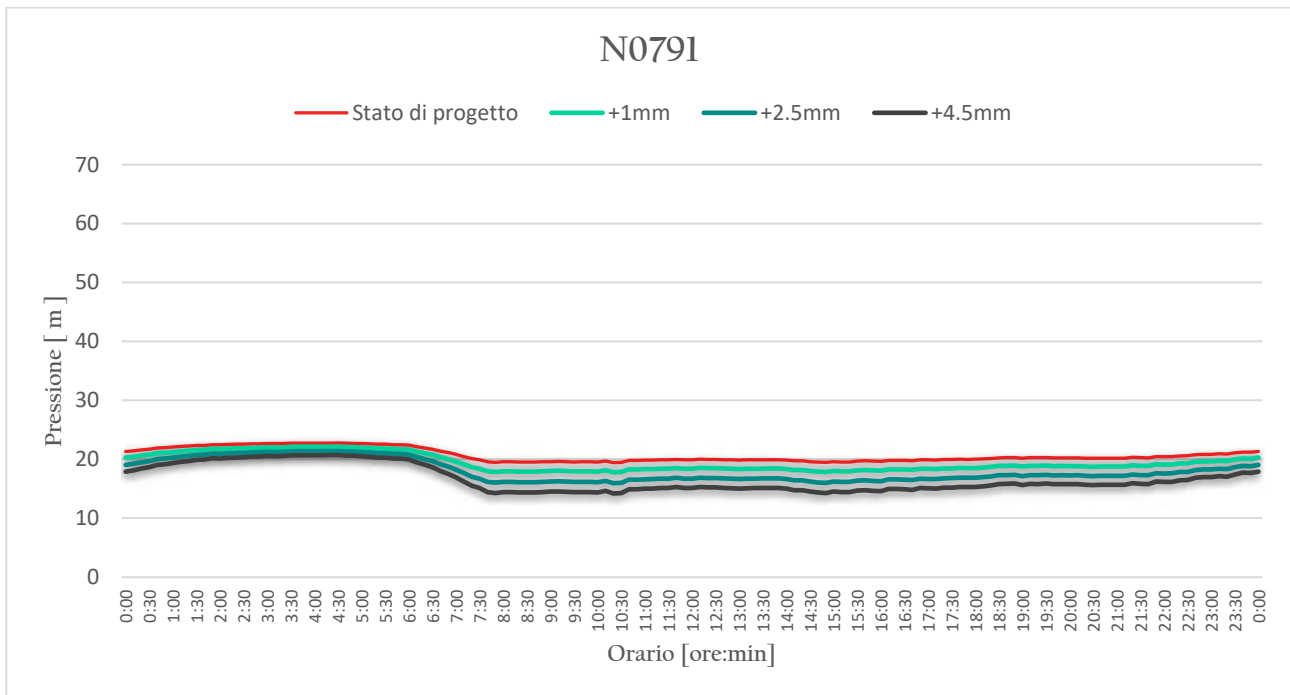
A differenza del caso precedente, come già anticipato brevemente sopra, non si deve operare un confronto tra gli output del modello ed i rispettivi dati reali. Di conseguenza, le curve relative agli andamenti temporali di portate e pressioni saranno riportati al solo scopo di selezionare i nodi candidati per l’installazione dei misuratori, come prima introdotto. D’altro canto, risultano invece essenziali gli andamenti delle pressioni medie in rete al variare della scabrezza, per una fissata domanda. In questo modo è infatti possibile indagare se la rete distrettualizzata risulta essere meno suscettibile a variazioni della domanda, oltre che certamente della scabrezza. L’analisi dei risultati si apre quindi con una attenta descrizione del grafico di Figura 9-1.



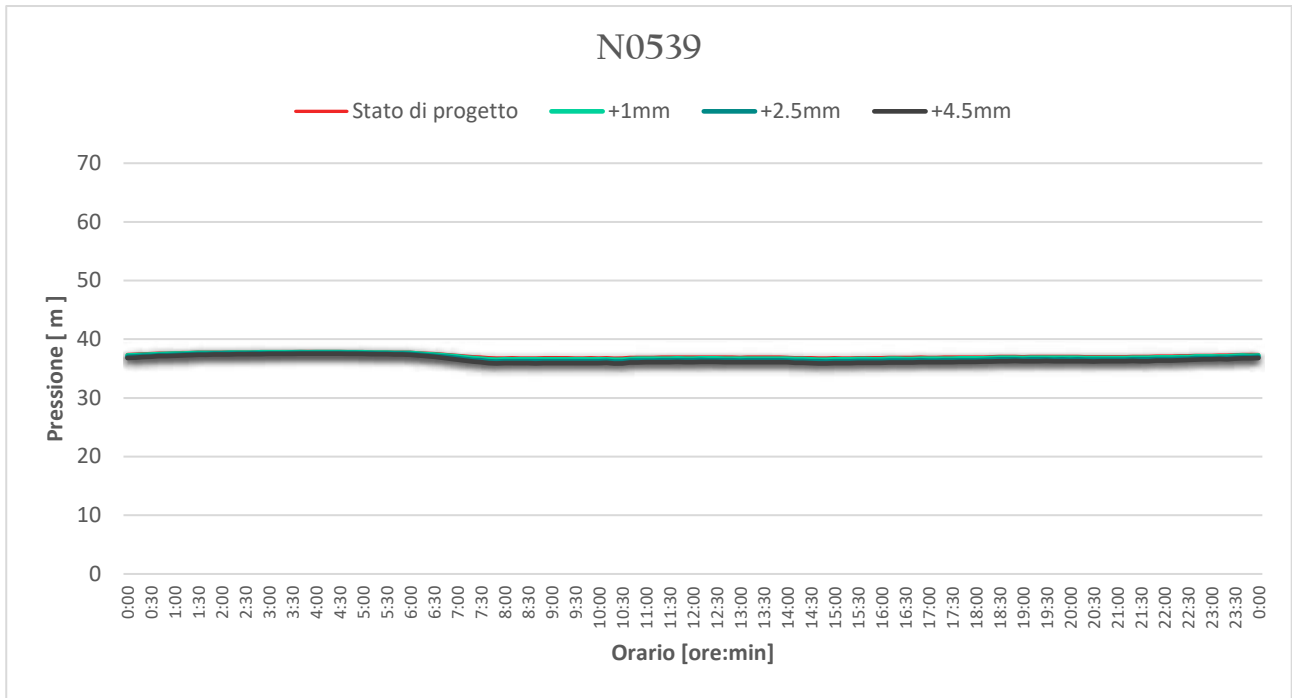
**Figura 9-1.** Andamenti della pressione medie al variare della scabrezza, per una fissata domanda idrica

A differenza dello stato attuale della rete, si registra un'influenza della scabrezza molto più contenuta. Il valore associato alla scabrezza massima ed alla domanda massima è infatti pari a 19,12% contro il precedente valore di 51,00%. In aggiunta, l'effetto della domanda è più lieve, vista la minore dispersione dei dati. L'andamento ottenuto rappresenta degli aspetti molto positivi, ma comunque attesi. È ormai noto l'obiettivo della distrettualizzazione di riconfigurare i flussi in maniera ottimale, permettendo un abbassamento generale delle pressioni in rete ed una maggiore adattabilità della stessa. Una così semplice verifica permette di affermare che il nuovo stato dell'acquedotto è caratterizzato da maggiore flessibilità e resilienza nei confronti dell'invecchiamento, così come da eventuali variazioni di domanda. Inoltre, è possibile affermare che il comportamento qualitativo della rete rimane pressoché invariato. La funzione che descrive la dipendenza delle pressioni in funzione della scabrezza è anch'essa quadratica, proprio come nel caso dello stato di fatto (Figura 7-12, §7.1.1). Di conseguenza, modellazioni future della rete non necessiteranno di un'impostazione progettuale particolarmente differente da quella utilizzata in tal contesto, anche se ciò andrà opportunamente verificato in fase di successive calibrazioni.

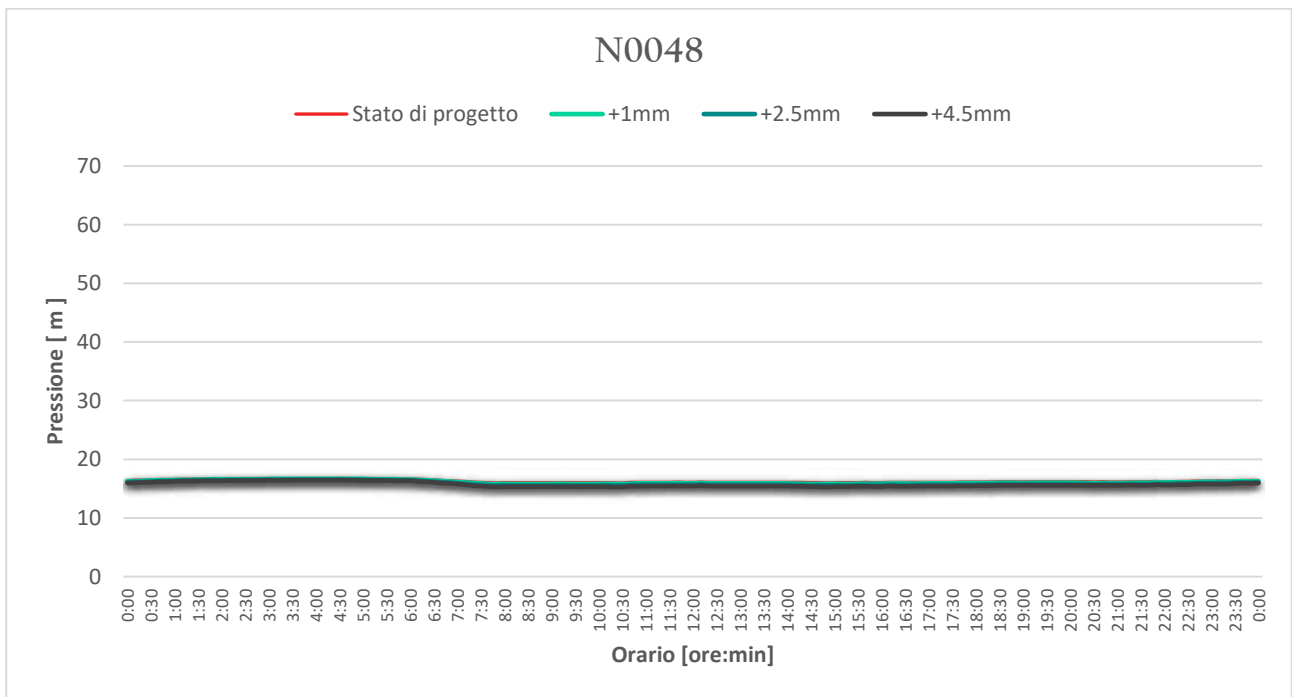
Un altro effetto che si ricava dalla distrettualizzazione è il livellamento degli andamenti temporali della pressione. Si registrano infatti delle fluttuazioni di pressione molto contenute al variare della domanda, quindi più stabili nel tempo. Questa condizione è sempre da ricercare in quanto si assicura un comportamento omogeneo, evitando il fenomeno della pendolazione e garantendo un livello di sollecitazione minore per tutti i componenti idraulici (molti dei quali ammalorati) presenti in rete. Nelle curve rappresentate nei grafici di seguito è possibile prendere visione di quanto descritto.



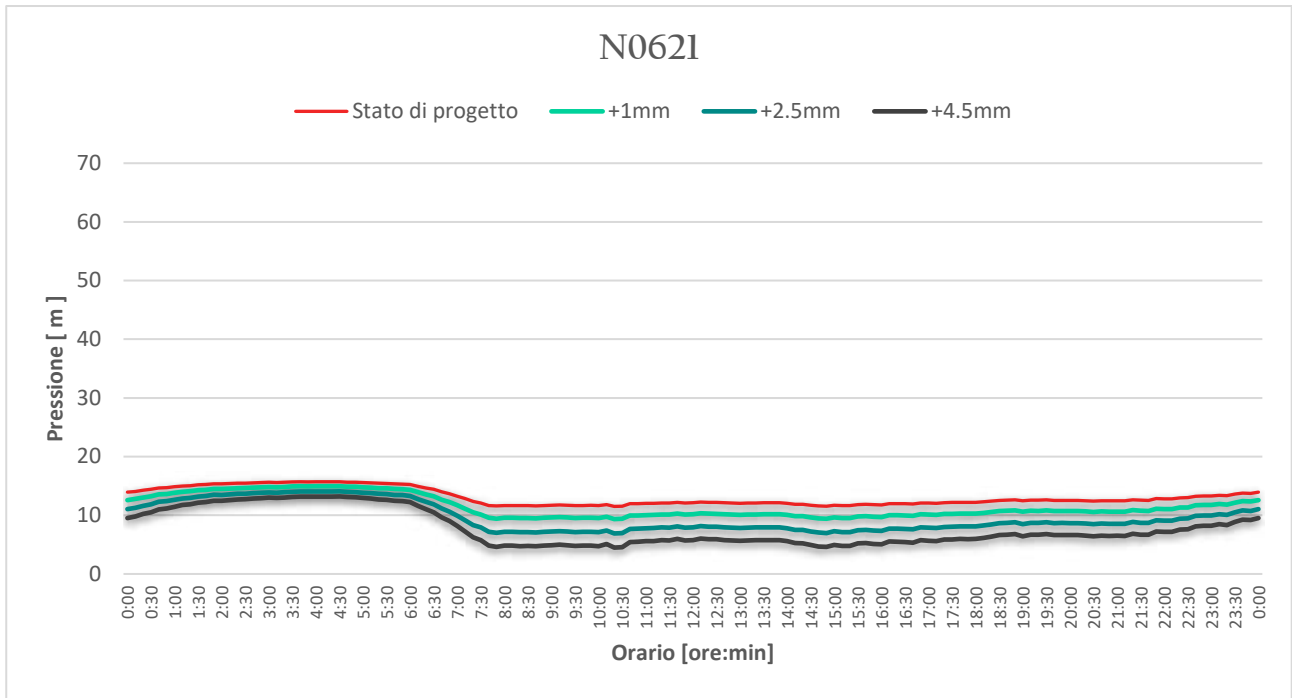
**Figura 9-2.** Andamento temporale della pressione al variare della scabrezza (nodo N0791)



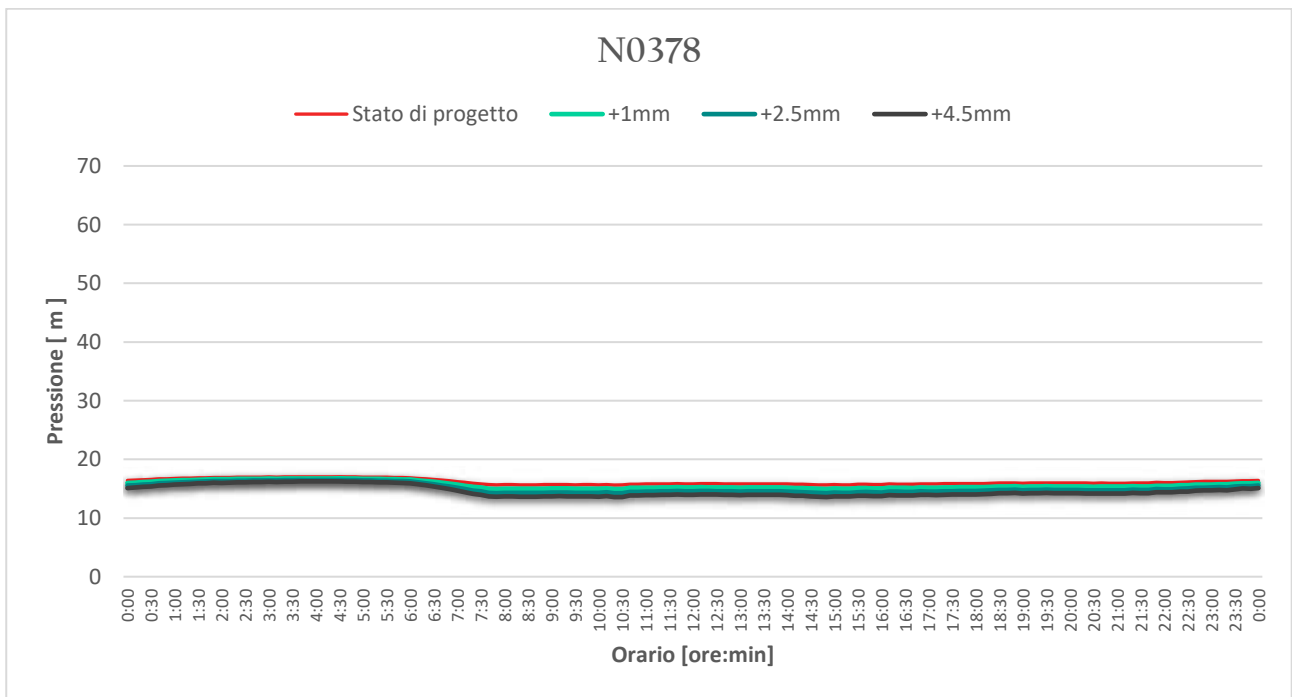
**Figura 9-3.** Andamento temporale della pressione al variare della scabrezza (nodo N0539)



**Figura 9-4.** Andamento temporale della pressione al variare della scabrezza (nodo N0048)

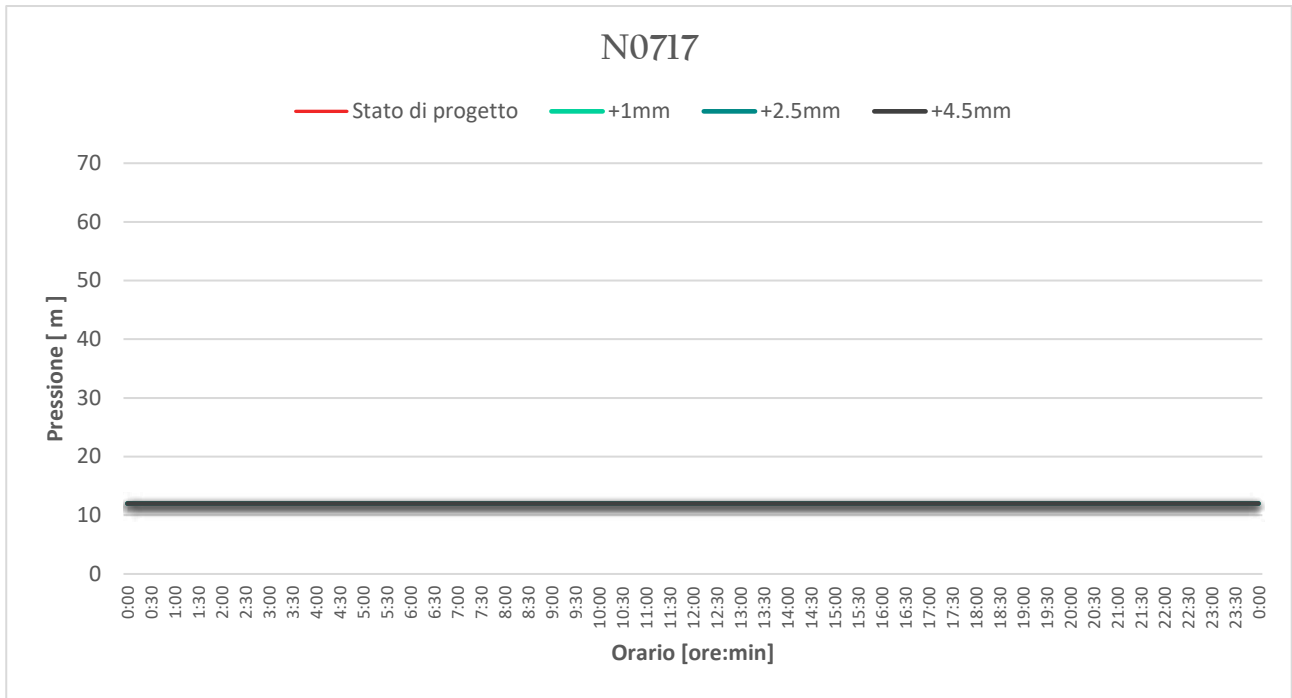


**Figura 9-5.** Andamento temporale della pressione al variare della scabrezza (nodo N0621)

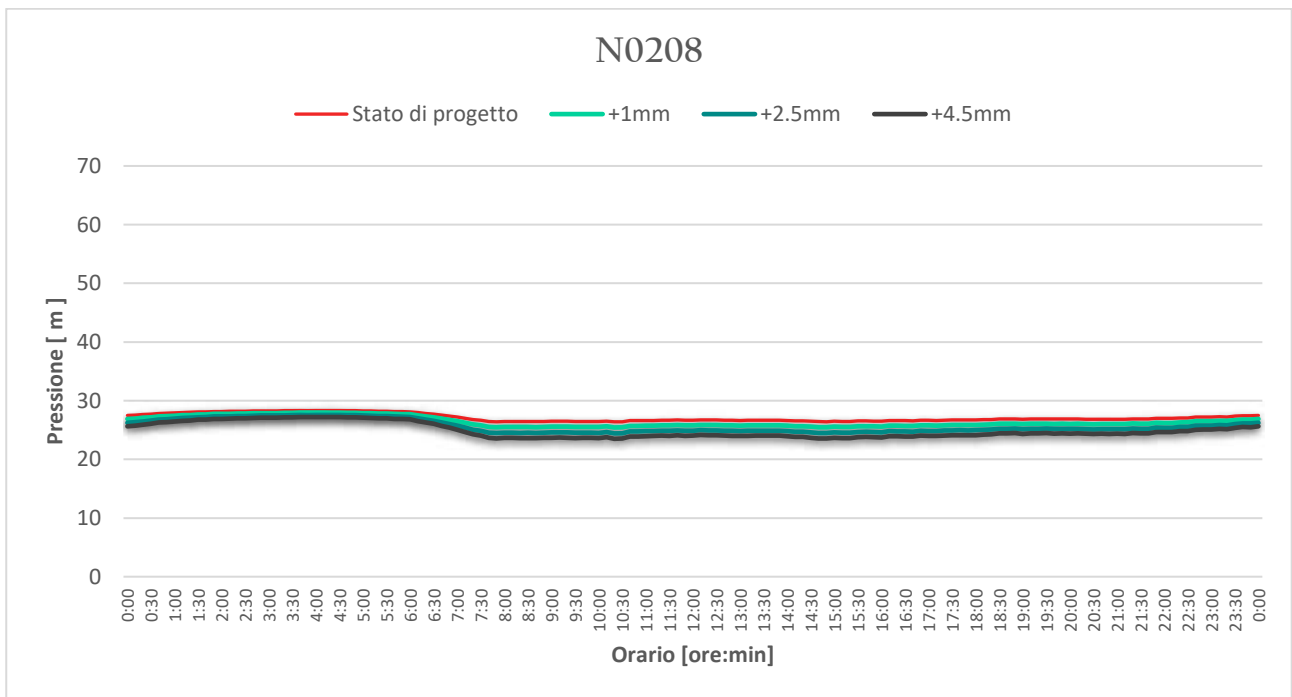


**Figura 9-6.** Andamento temporale della pressione al variare della scabrezza (nodo N0378)





**Figura 9-7.** Andamento temporale della pressione al variare della scabrezza (nodo N0717)



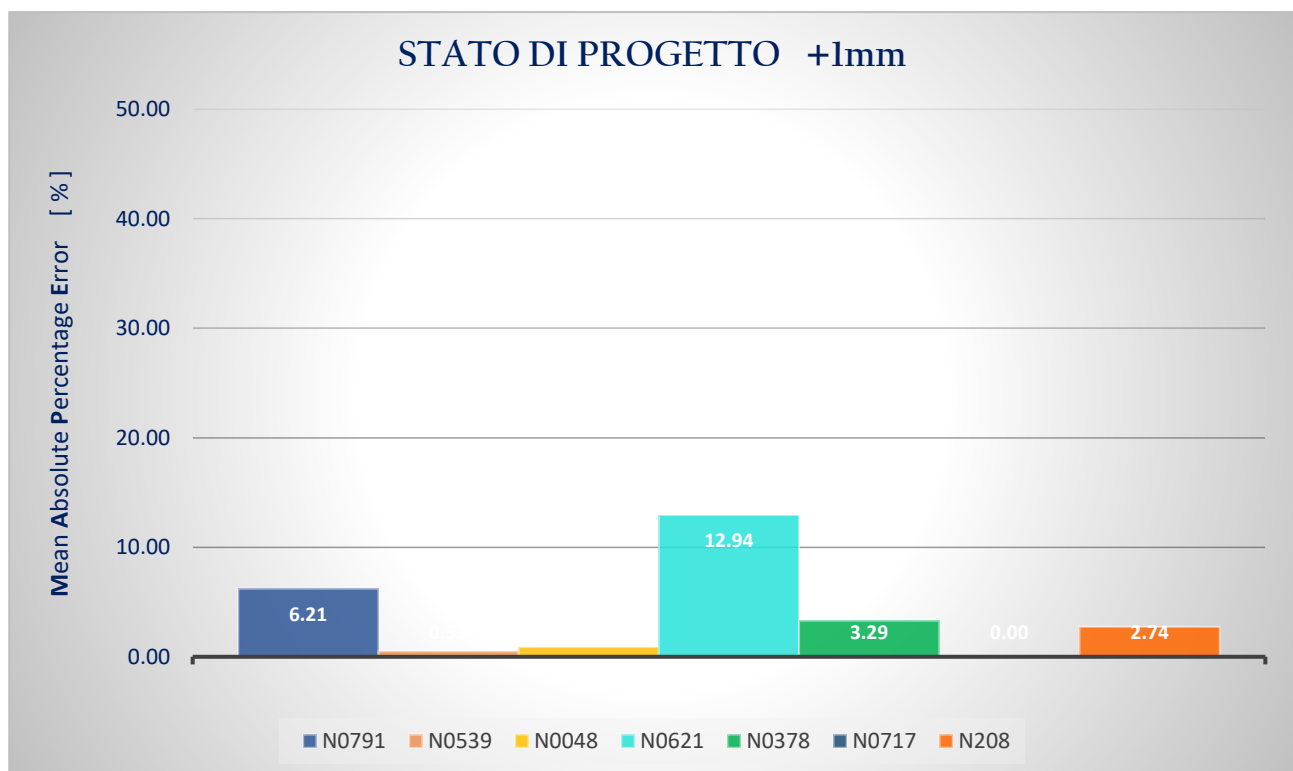
**Figura 9-8.** Andamento temporale della pressione al variare della scabrezza (nodo N0208)

Come di consueto, per avere una valutazione numerica dell'evoluzione infrastrutturale nel tempo, si calcolano gli errori assoluti percentuali rispetto alla curva che descrive lo stato di progetto dell'acquedotto. In questo caso però, il MAPE non deve essere visto come una misura dell'errore, in

quanto non si opera un confronto tra dati computati e dati misurati. Semplicemente, rappresenta un indice di facile concezione, che permette di valutare in maniera rapida l'evoluzione temporale della rete.

**Tabella 9-3.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+1mm)

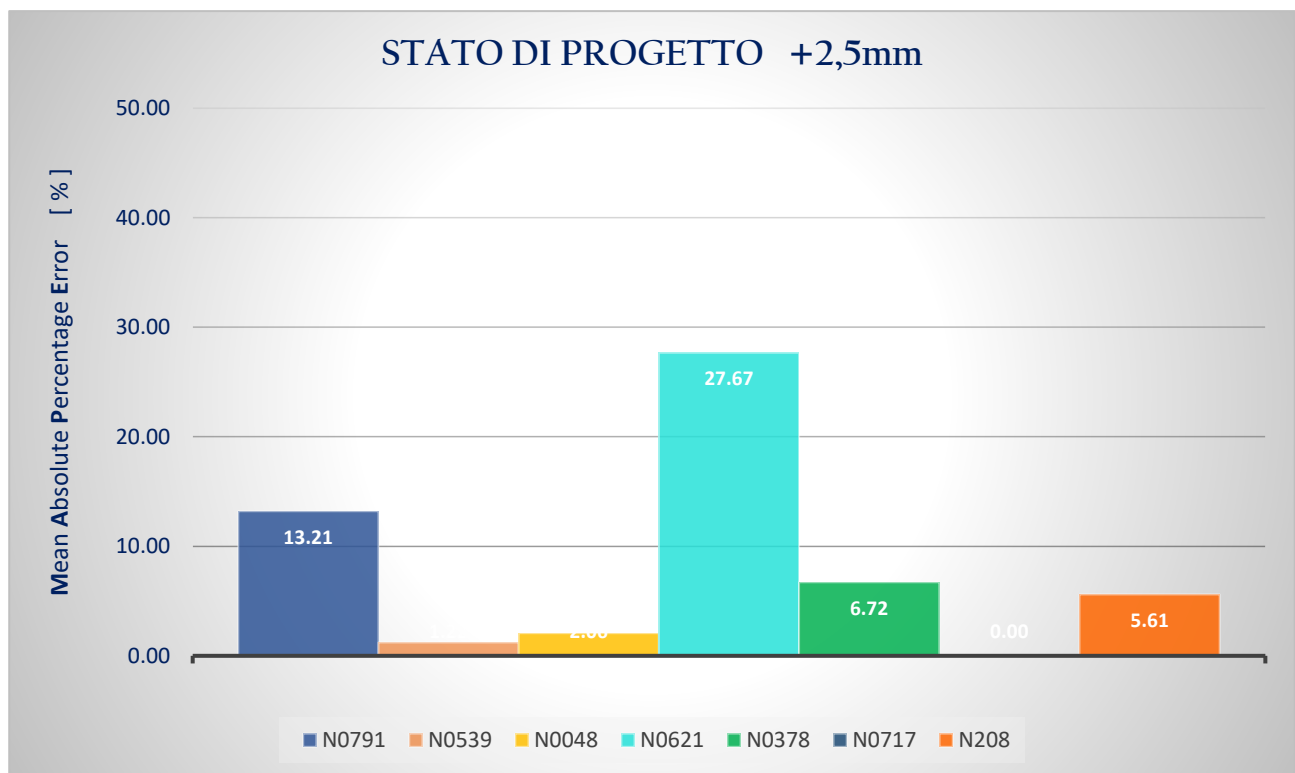
ID NODO	APE [%]	MAPE [%]	Accuracy [%]
<b>N0791</b>	6,21		
<b>N0539</b>	0,53		
<b>N0048</b>	0,91		
<b>N0621</b>	12,94	<b>3,80</b>	
<b>N0378</b>	3,29		
<b>N0717</b>	0,00		
<b>N0208</b>	2,74		



**Figura 9-9.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+1mm)

**Tabella 9-4.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+2,5mm)

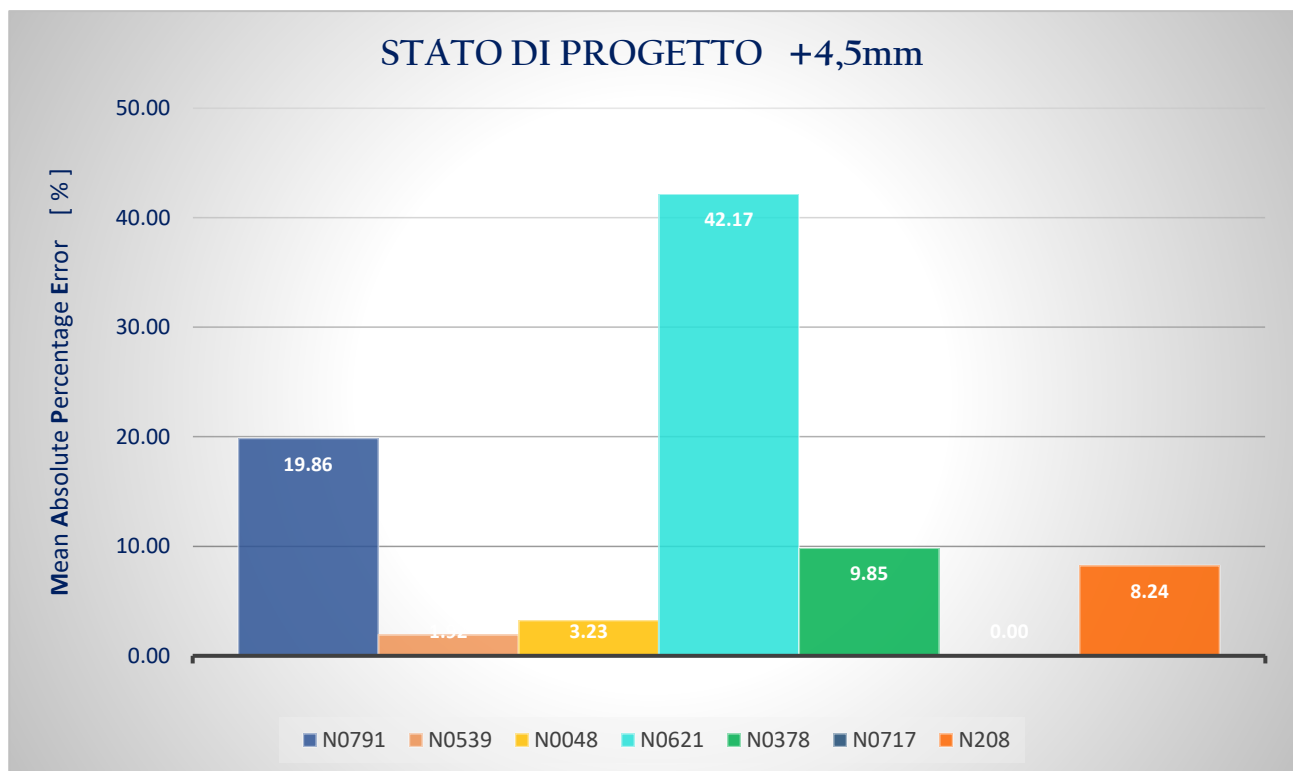
ID NODO	APE [%]	MAPE [%]	Accuracy [%]
<b>N0791</b>	13,21		
<b>N0539</b>	1,22		
<b>N0048</b>	2,07		
<b>N0621</b>	27,68	<b>8,07</b>	
<b>N0378</b>	6,72		
<b>N0717</b>	0,00		
<b>N0208</b>	5,61		



**Figura 9-10.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+2,5mm)

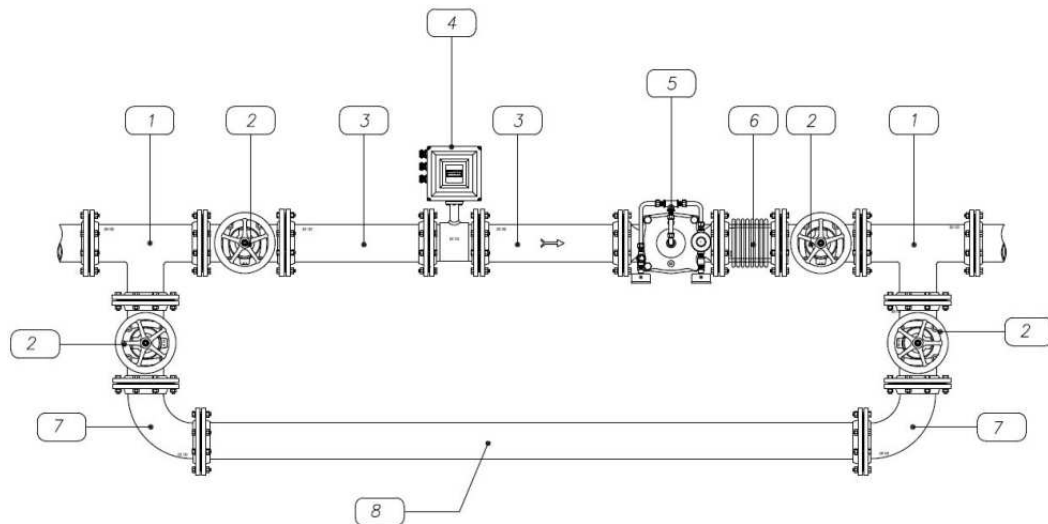
**Tabella 9-5.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+4,5mm)

ID NODO	APE [%]	MAPE [%]	Accuracy [%]
<b>N0791</b>	19,87		
<b>N0539</b>	1,92		
<b>N0048</b>	3,23		
<b>N0621</b>	42,16	<b>12,18</b>	
<b>N0378</b>	9,85		
<b>N0717</b>	0,00		
<b>N0208</b>	8,24		

**Figura 9-11.** Valori di MAPE per le curve di pressione (+4,5mm)

Riprendendo il tema della creazione di DMA, introdotto in capo al presente capitolo, è possibile trarre le seguenti considerazioni. Dovendo selezionare dei nodi candidati all'installazione di misuratori di pressione, l'attenzione ricadrebbe sui nodi N0791 e N0621, con variazioni massime

rispettivamente pari circa a 5m e 8m. Per gli altri, al contrario, le curve relative a diverse scabrezze sono pressoché sovrapposte, in particolar modo per il nodo N0717, situato appena a valle di una valvola PRV e caratterizzato da una pressione costante. La procedura di selezione dei punti di misura necessita in genere un numero nettamente superiore di misure reali, con una collocazione che preferibilmente copre l'intero sviluppo della rete. La disponibilità di tali dati è ovviamente subordinata alla presenza di misuratori nella rete allo stato di fatto, al loro corretto funzionamento o , come nel caso in esame, dalla possibilità di accesso agli stessi. La rete attuale risulta infatti corredata da un numero maggiore di misuratori rispetto a quelli presi in considerazione, tuttavia, è stato possibile accedere solamente ai dati riportati nella presente tesi. Per fornire una visione più completa sulla realizzazione di DMA, si riporta in Figura 9-12 la configurazione di una tipica postazione di misura di pressioni e portate, dotata di valvola regolatrice delle pressioni. Il sistema è normalmente alloggiato in apposito pozzetto in c.a. (prefabbricato o gettato in opera) avente dimensioni variabili in relazione al DN della condotta e, in ogni caso, dotato di chiusino in ghisa sferoidale.



LEGENDA	
1	Pezzo speciale a T di g.s.
2	Valvola a saracinesca di g.s.
3	Tronchetto flangiato di acciaio inossidabile
4	Misuratore di portata elettromagnetico
5	Idrovalvola dotata di n.2 manometri
6	Giunto di smontaggio di g.s. o acciaio inossidabile
7	Curva a 90° flangiata di g.s. o acciaio inossidabile
8	Tubo di acciaio inossidabile

**Figura 9-12.** Schema idraulico di una postazione di misura dotata di PRV

Questo tipo di postazione, insieme ad altre tipologie analoghe, risulta indispensabile per ottenere una reale diagnostica dello stato della rete e un reale controllo delle pressioni, finalizzato all'ottimizzazione delle perdite fisiche per via della diminuzione degli stati tensoriali sulle giunzioni ammalorate. In caso di variazioni piuttosto marcate delle condizioni d'esercizio, potrà prevedersi l'adozione di uno schema con due valvole in parallelo (di cui una installata su apposito by-pass) da attivare distintamente nel periodo con portate basse e nel periodo con le portate maggiori. Le nuove postazioni sono in genere caratterizzate da sistemi di telecontrollo, i quali permettono, oltre alla gestione da remoto, anche una più efficiente trasmissione dei dati misurati.

In ultima analisi, coerentemente agli obiettivi riportati in capo al presente capitolo, per valutare la riduzione di portata di perdita si rimanda al §11, dove congiuntamente viene determinato il vantaggio economico derivante dalla realizzazione degli interventi.

## 10. CALCOLO DELL'ETA' DELL'ACQUA

---

La riduzione delle pressioni e la creazione di distretti di misura, per eccellenza considerate le principali attività di abbattimento delle perdite, se non accuratamente analizzate in ogni loro aspetto, possono presentare problematiche legate alla qualità dell'acqua erogata. È intuitivo realizzare che la riduzione di pressione produce una diminuzione delle velocità nelle condotte, in particolar modo quelle che rappresentano i percorsi principali per il trasporto d'acqua. Parallelamente, l'inserimento di valvole di sezionamento modifica la connettività e la ridondanza della rete (oltre che certamente la pressione) ma può potenzialmente provocare sia aumenti che diminuzioni delle velocità dell'acqua. Entrambe le attività provocano quindi una variazione generalizzata delle velocità in rete, con effetti più o meno marcati a seconda delle particolarità dell'acquedotto in esame e della modalità di distrettualizzazione adottata.

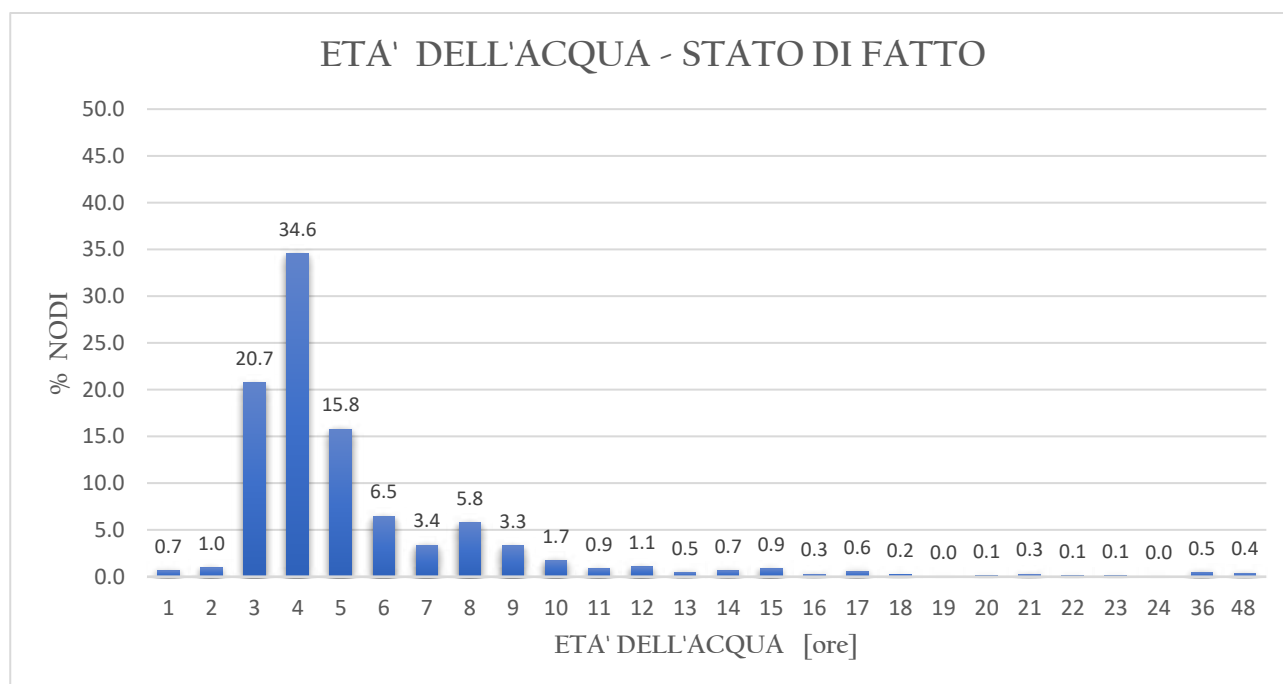
Nonostante quanto riportato, più che la velocità di scorrimento in sé, risulta di particolare interesse l'*età dell'acqua* (o *water age*). Con tale parametro si indica il tempo che impiega l'acqua per giungere dai serbatoi di alimentazione ad una specifica utenza. Essa dipende principalmente dalla lunghezza e dal diametro delle tubazioni, dalla domanda idrica e dalla presenza di valvole e/o pompe in rete. Anche la ridondanza della rete assume un ruolo fondamentale, in quanto l'acqua potrebbe essere soggetta a lunghi percorsi prima di giungere alle utenze, in relazione al regime operativo.

Il parametro *età dell'acqua* viene generalmente utilizzato come indicatore di qualità erogata. Il motivo risiede nel fatto che, mentre l'acqua viene trasportata all'interno delle tubazioni, ha luogo una serie di reazioni chimiche e microbiologiche, con il rischio di compromettere la qualità finale dell'acqua e potenzialmente aggravare la salute pubblica. L'avanzamento di tali reazioni è ovviamente legato al tempo di residenza dell'acqua nelle condotte, pertanto, l'obiettivo generale risulta quello di minimizzare il tempo che intercorre tra l'immissione in rete ed il suo utilizzo.

A valle della definizione di tale parametro, risulta chiaro che non è possibile una misurazione diretta dello stesso, pertanto è necessario procedere ad una sua stima tramite la modellazione idraulica.

In generale, l'età dell'acqua può variare da qualche ora ad alcuni giorni, con una forte dipendenza dalle specificità che caratterizzano ogni singola rete (qualità iniziale alla sorgente, materiali che costituiscono le condotte e loro stato di degrado, regimi operativi che influenzano le portate, direzione del deflusso, tempo di accumulo nei serbatoi, ecc). Ne segue che la letteratura tecnica non è in grado di fornire un valore massimo o un range ottimale che possa essere applicato universalmente a qualsiasi acquedotto. Piuttosto, è necessario analizzare ogni singolo caso e formulare considerazioni specifiche per lo stesso.

Per il presente lavoro di tesi, si è comunque fatto riferimento a studi comprovati che permettessero di definire dei valori soglia, seppur solo rappresentativi, sulla base di considerazioni di tipo chimiche e biologiche. Sperimentazioni su sistemi di tubazioni riprodotti in laboratorio, hanno permesso di determinare l'effetto del tempo di residenza sulla crescita batterica totale. Ne risulta che è possibile considerare un'età dell'acqua ottimale al di sotto delle 8 ore, mentre il limite massimo è assunto pari a 48 ore. Valori superiori sono preferibilmente da evitare in quanto potenzialmente associati ad una qualità dell'acqua inaccettabile per il consumo umano. Definiti tali limiti, si espone il calcolo dell'età dell'acqua per la rete allo stato di fatto.

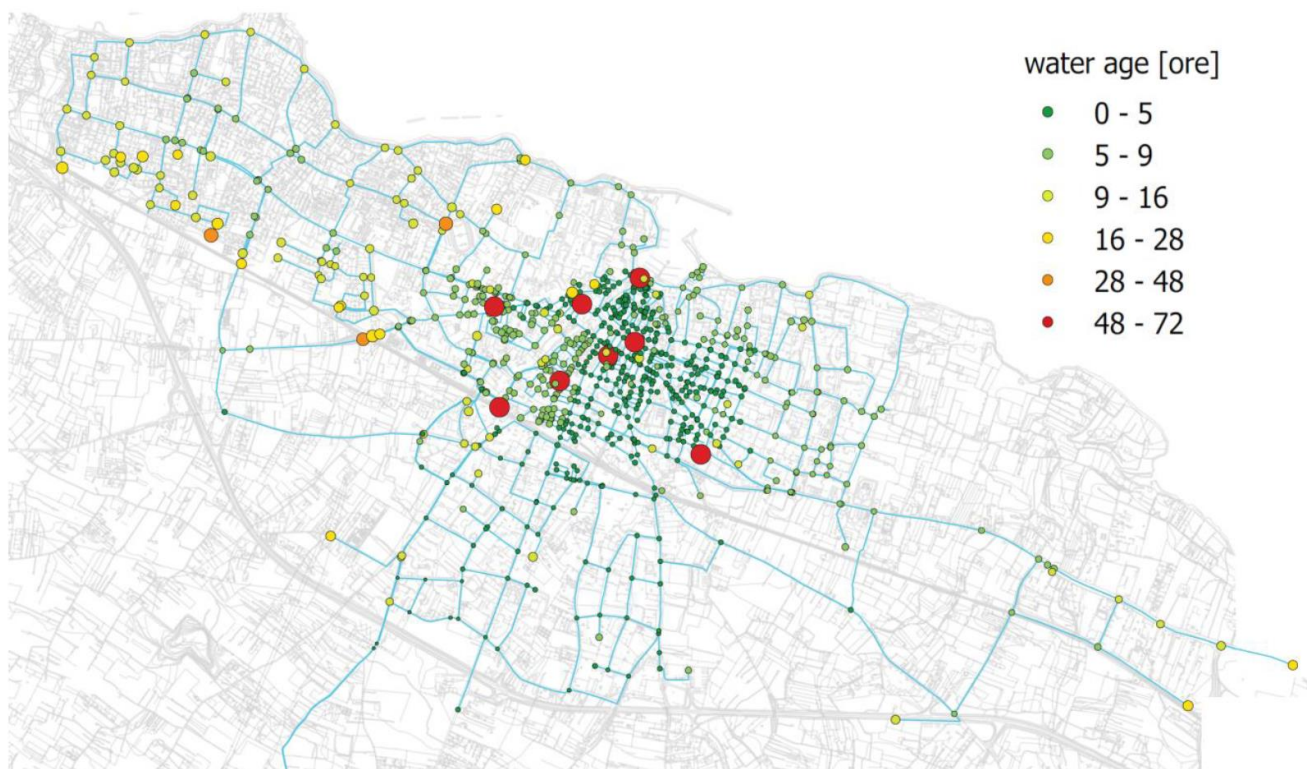


**Figura 10-1.** Età dell'acqua per la rete allo stato di fatto



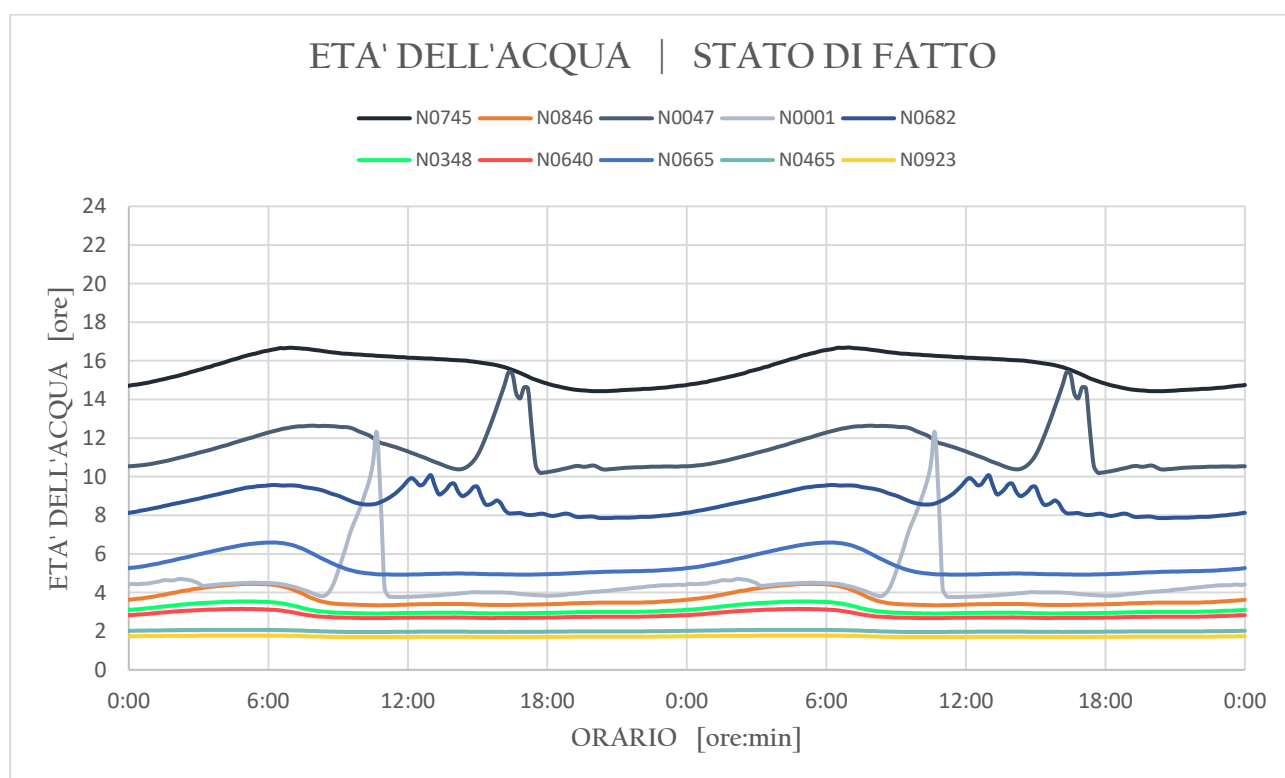
La Figura 10-1 fornisce una visione globale dello stato della rete attuale, dove il 95% dei nodi risulta caratterizzato da tempi di residenza inferiori a 12h ed il 57% da tempi inferiori a 4h. Solamente una percentuale molto ridotta di nodi ha un'età dell'acqua piuttosto elevata, con un valore massimo di 46,83h. È da puntualizzare che con il software *Epanet* non risulta possibile eseguire un calcolo dell'età dell'acqua mediato nel tempo, che possa tenere in considerazione l'oscillazione legata alla variazione giornaliera della domanda. Per questo motivo, il calcolo è stato eseguito selezionando l'orario in cui si registra una portata erogata pari alla portata media giornaliera, che corrisponde alle ore 22:50.

Nonostante i tempi di residenza siano tendenzialmente crescenti man mano che ci si sposta alle estremità della rete, a causa della ridondanza si potrebbero registrare dei tempi di residenza elevati anche nelle porzioni centrali. A dimostrazione di quanto esposto, nella Figura 10-2 viene riportata la distribuzione spaziale dell'età dell'acqua nella rete.



**Figura 10-2.** Distribuzione spaziale dell'età dell'acqua

Allo scopo di ottenere una visione più puntuale dei tempi di residenza in rete, sono stati selezionati in maniera semi-random dei nodi di controllo. Essi coprono l'intero sviluppo della rete e rappresentano punti strategici quali le estremità, il centro con maggior agglomerato di utenze, nodi a monte del centro urbano e nodi intermedi. Un inquadramento di tali punti è rappresentato nella Figura 10-3. Gli andamenti temporali dell'età dell'acqua, riportati nel grafico di Figura 10-4, permette di affermare quanto segue. Anzitutto, è bene specificare che come emerso dalla ricerca *“Leakage management influence on water age of water distribution networks”*, non si ha una significativa dipendenza dell'età dell'acqua nei confronti dei diversi cicli operativi giornalieri, pertanto, si è utilizzato solamente il pattern di domanda relativo al giorno rappresentativo (già di riferimento per le precedenti analisi e simulazioni). La dipendenza nei confronti della variazione giornaliera può invece essere desunta dal grafico sottostante, dove questa risulta essere particolarmente marcata per alcuni nodi, mentre quasi nulla per altri.



**Figura 10-4.** Andamento temporale dell'età dell'acqua esteso ad un periodo di 2 giorni (stato di fatto)

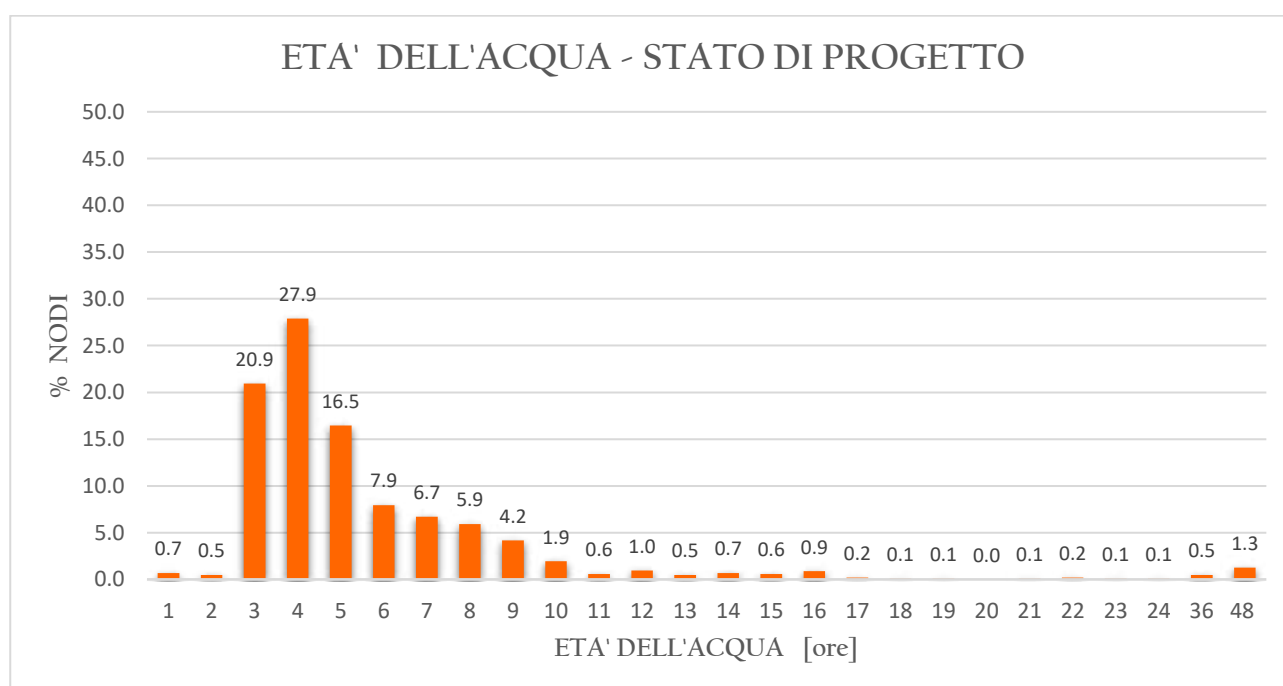
Nonostante la maggior parte dei nodi selezionati presenti un andamento pressoché stabile nelle 24 ore, per alcuni nodi si registrano dei picchi molto pronunciati a seconda della domanda idrica. Questo è riconducibile senza dubbio alla ridondanza della rete e, in particolar modo, all'inversione

dei flussi che si registrano al variare della portata richiesta. Nonostante l'oscillazione dei tempi di residenza sia fisiologica ed attesa, la condizione di alcuni nodi è lontana dall'essere ottimale. Infatti, per i nodi N0047 e N0001 si ha un aumento repentino dell'età dell'acqua, con valori quasi triplicati per il nodo N0001. Tuttavia, i picchi si rivelano essere di poco superiori a 12h, per cui nonostante la spiccata variabilità non si va incontro a ristagni eccessivamente prolungati.

È possibile affermare che la rete allo stato di fatto non presenta particolari problematiche legate ai tempi di residenza e, di conseguenza, alla qualità dell'acqua. Ad eccezione di un numero trascurabile di nodi, infatti, l'età dell'acqua risulta essere ampiamente al di sotto del valore massimo (pari a 48h). Inoltre, i nodi che presentano un'età dell'acqua inferiore al valore ottimale (inferiore a 8h) rappresentano più della metà dell'intera rete.

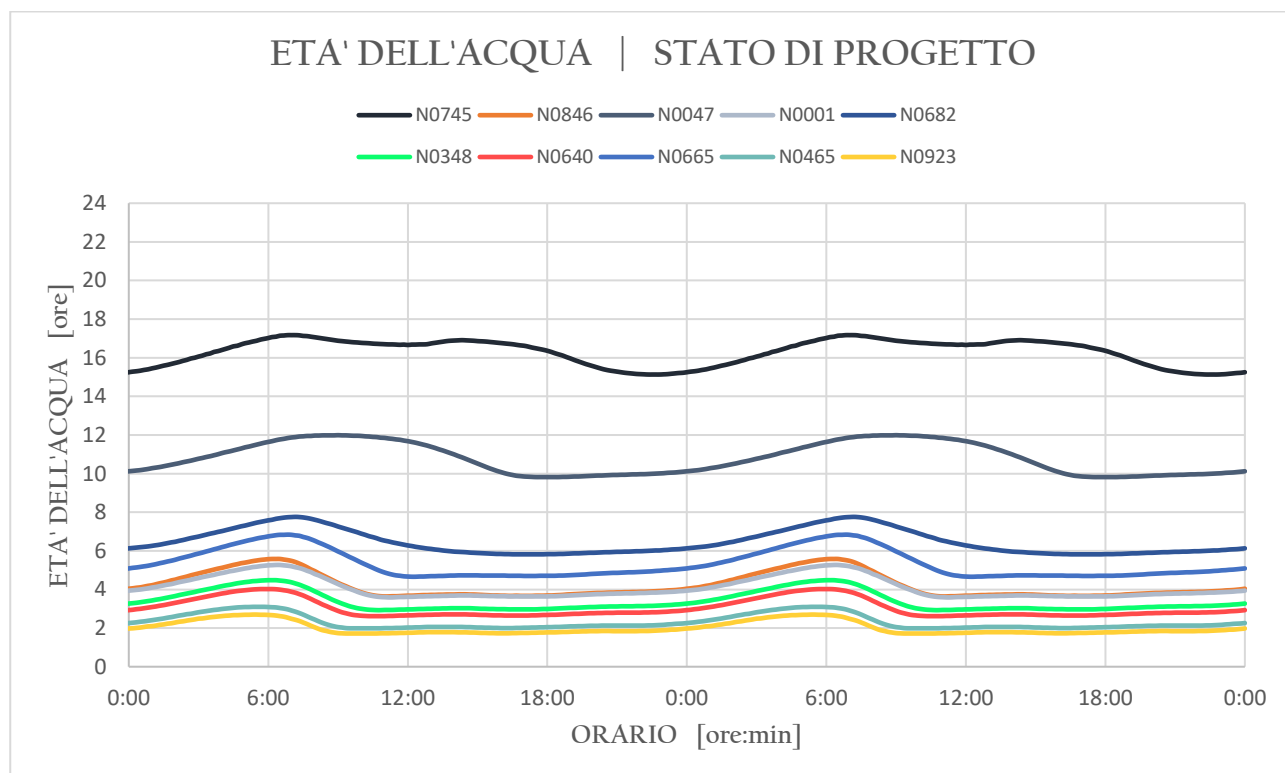
È di particolare interesse a questo punto indagare come la distrettualizzazione della rete modifica la situazione sopra esposta, ponendo attenzione all'aumento dei tempi di residenza e controllando che essi non eccedano i limiti che garantiscono un'adeguata qualità.

A valle della distrettualizzazione, l'istogramma che rappresenta l'età dell'acqua per i nodi in rete è caratterizzato dal seguente andamento.



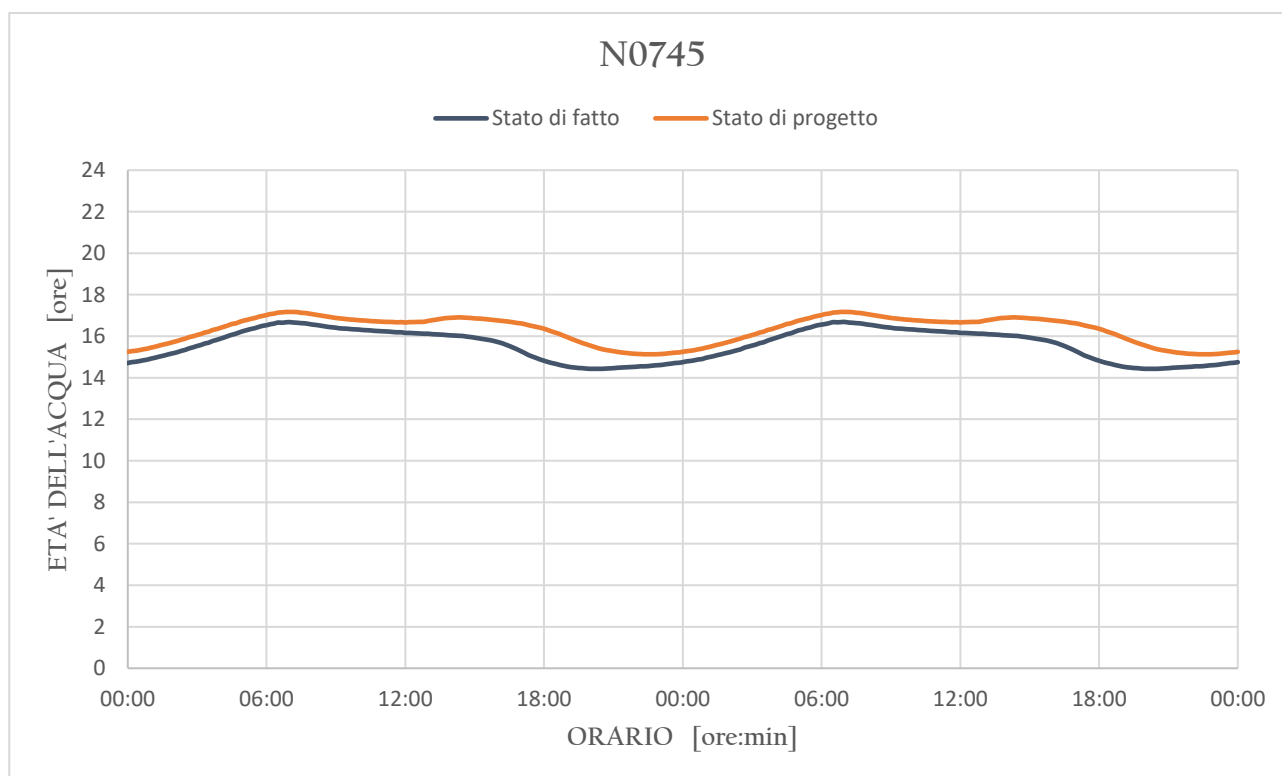
**Figura 10-5.** Età dell'acqua per la rete allo stato di progetto

Ne risulta una modifica del tutto marginale, con un leggero aumento dei tempi di residenza, ma sempre in una condizione in cui la maggior parte dei nodi presenta valori inferiori o poco superiori al valore ottimale. In questo caso il 93% dei nodi risulta essere caratterizzato da un'età inferiore a 12h (con una diminuzione del 2% rispetto al caso precedente). Inoltre, si ha un leggero incremento del numero di nodi che possiedono un'età dell'acqua pari o superiore a 48h, con una percentuale del 1,3% a fronte del 0,5% precedentemente riscontrato.

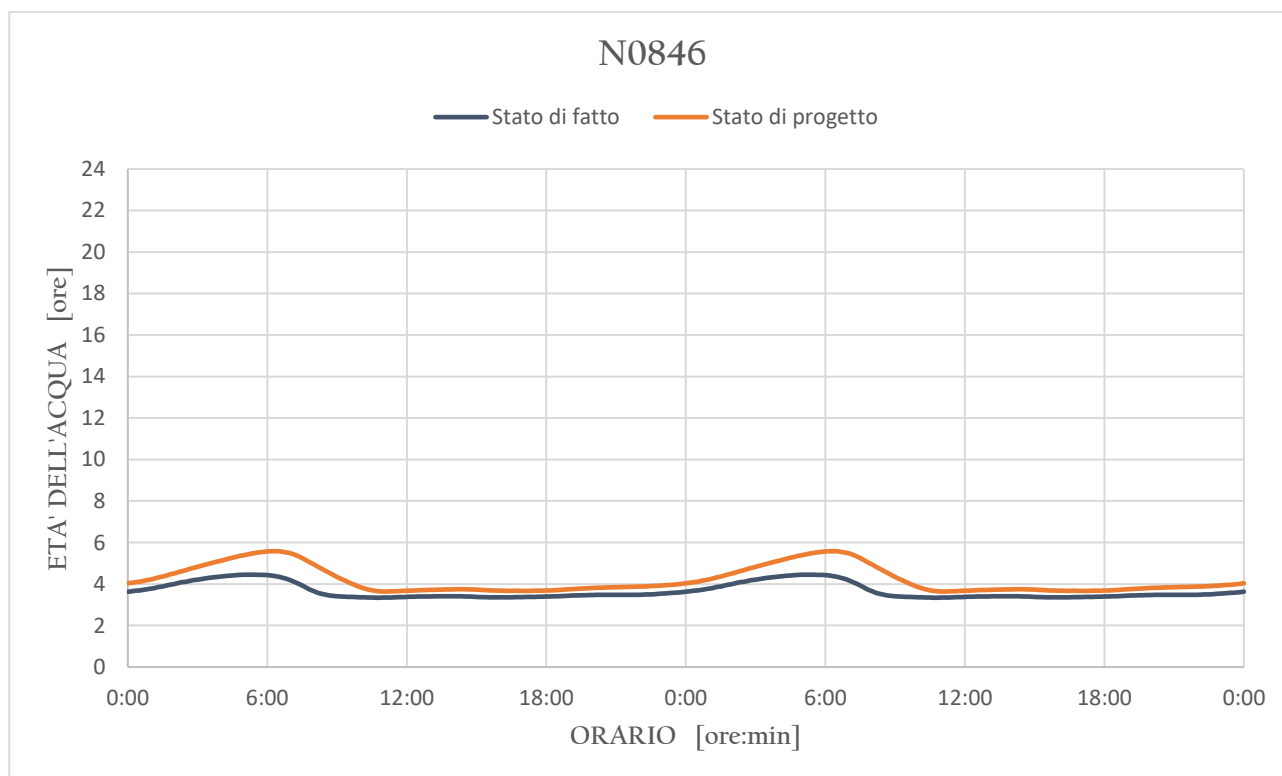


**Figura 10-6.** Andamento temporale dell'età dell'acqua esteso ad un periodo di 2 giorni (stato di progetto)

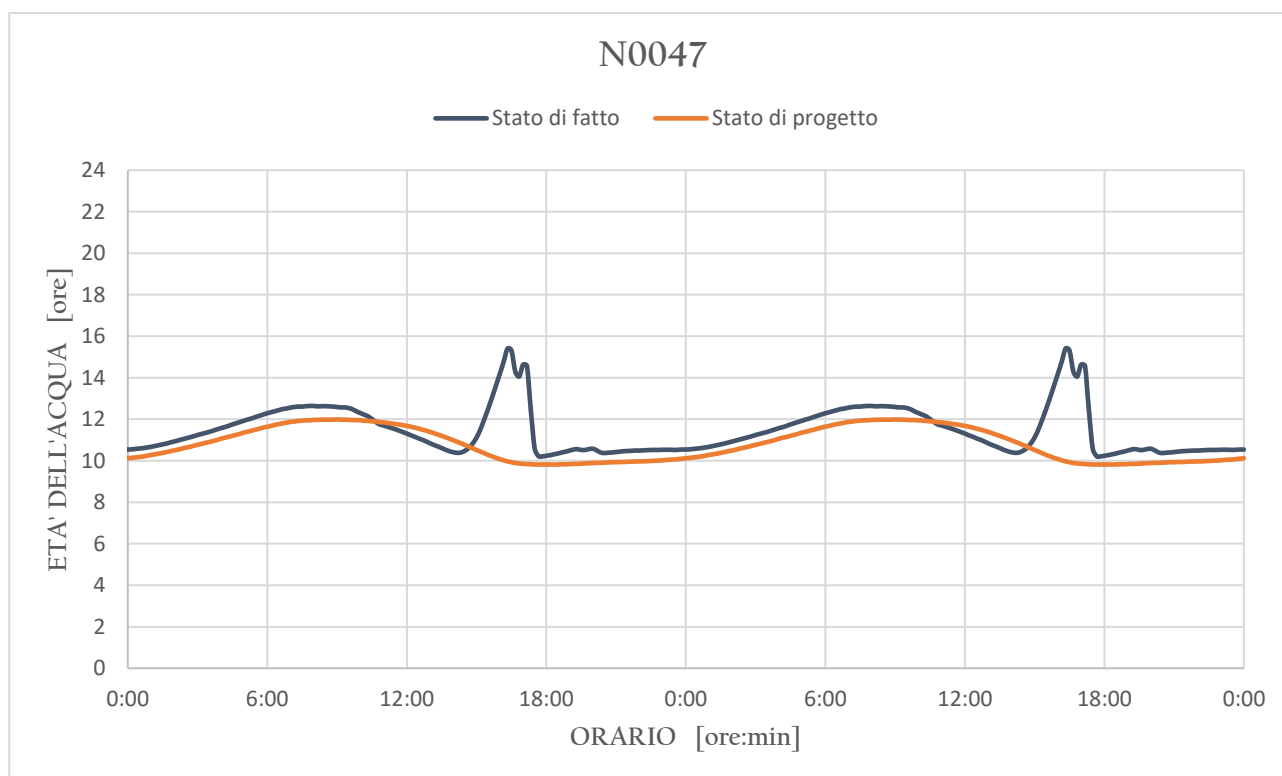
L'andamento temporale di Figura 10-6 delinea un netto miglioramento, con l'eliminazione dei picchi giornalieri e un livellamento generalizzato. Per analizzare l'aumento o la diminuzione dell'età dell'acqua associata ad ogni nodo si fa riferimento ai grafici seguenti, dove viene riportato in maniera puntuale l'andamento giornaliero di ogni nodo sia per lo stato di fatto che per lo stato di progetto.



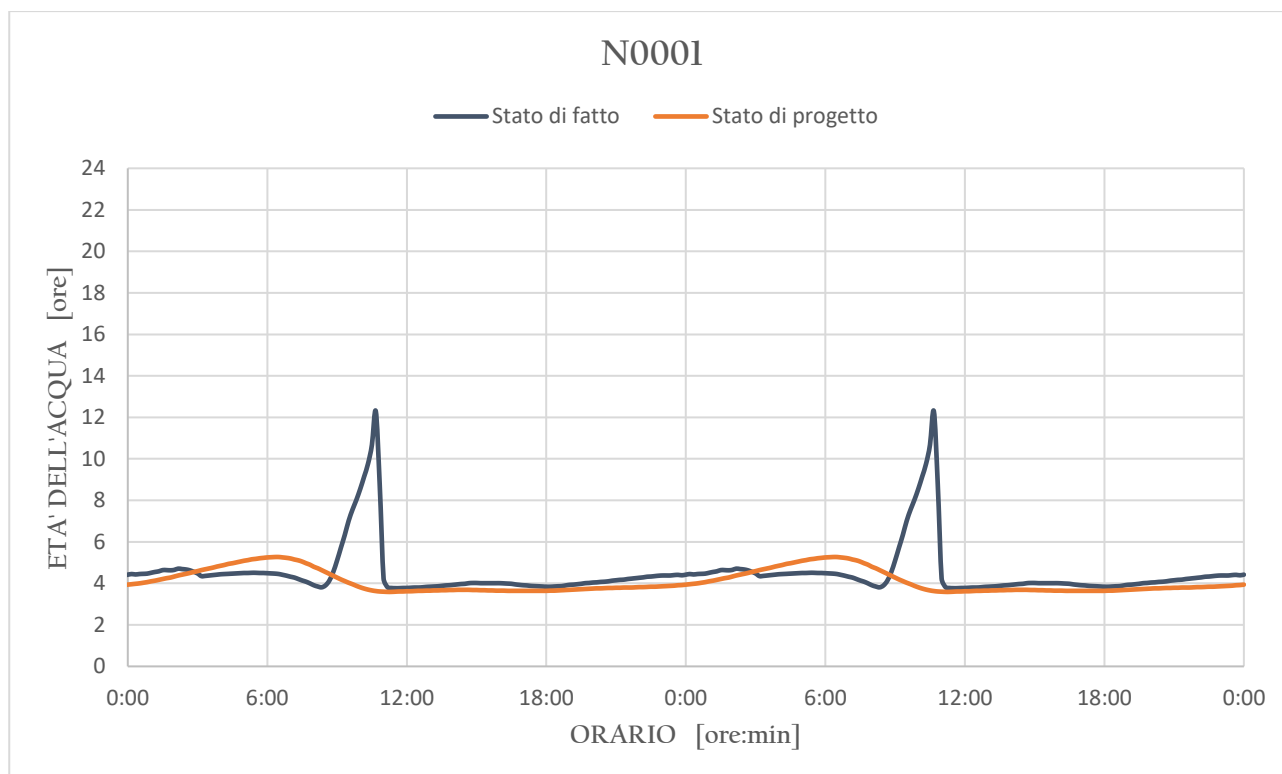
**Figura 10-7.** Età dell'acqua per il nodo N0745 – Confronto tra stato di fatto e stato di progetto



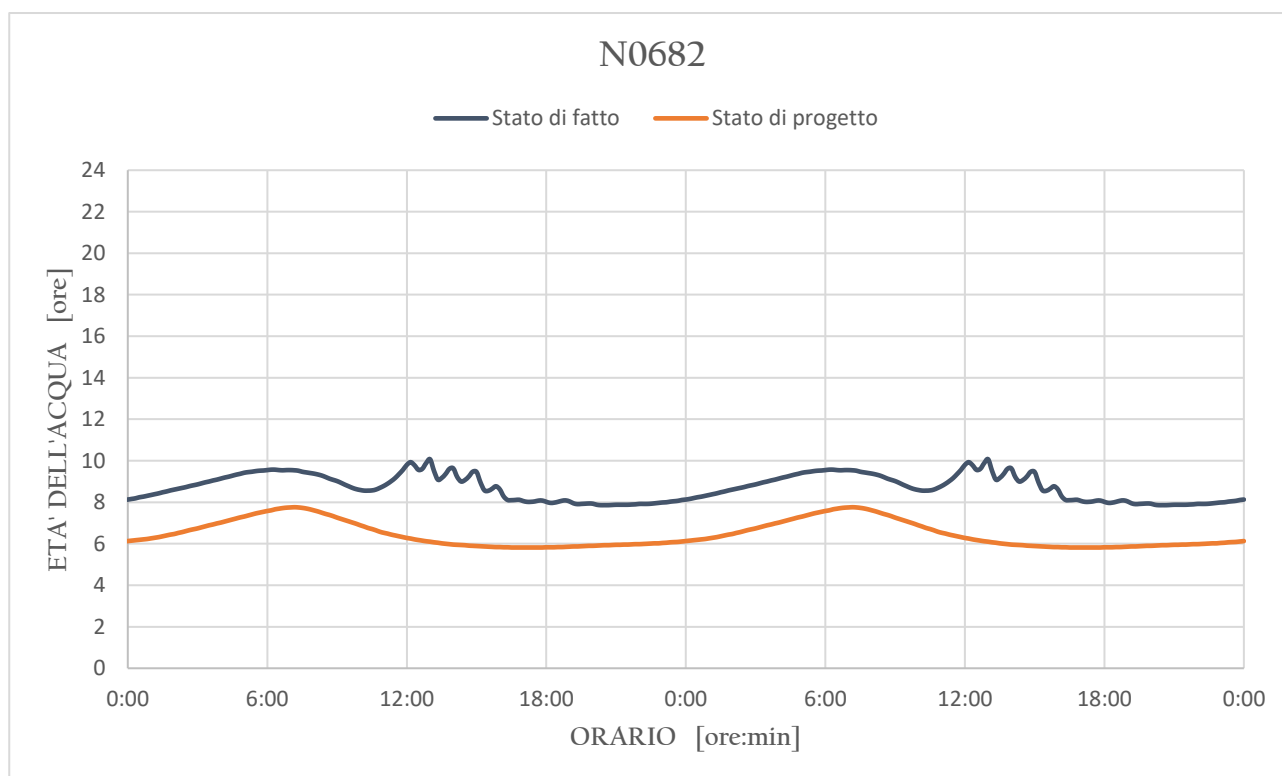
**Figura 10-8.** Età dell'acqua per il nodo N0846 – Confronto tra stato di fatto e stato di progetto



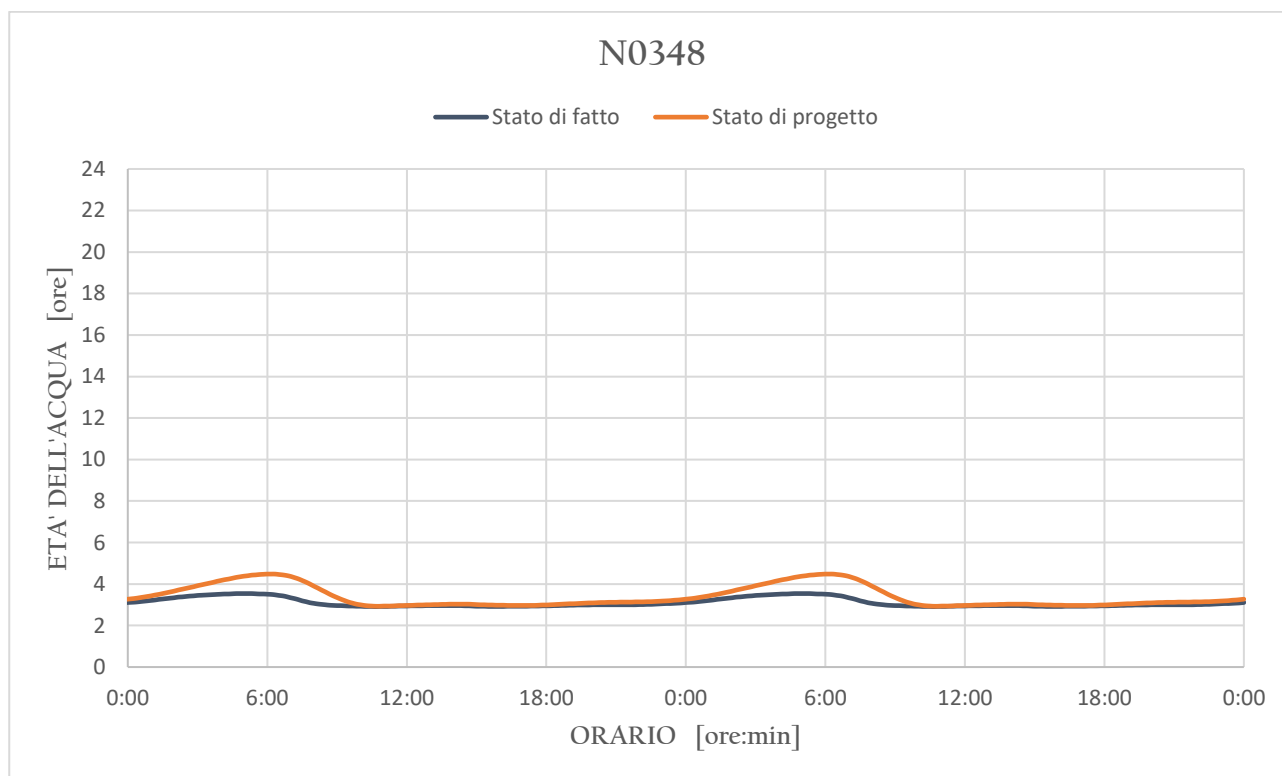
**Figura 10-9.** Età dell'acqua per il nodo N0745 – Confronto tra stato di fatto e stato di progetto



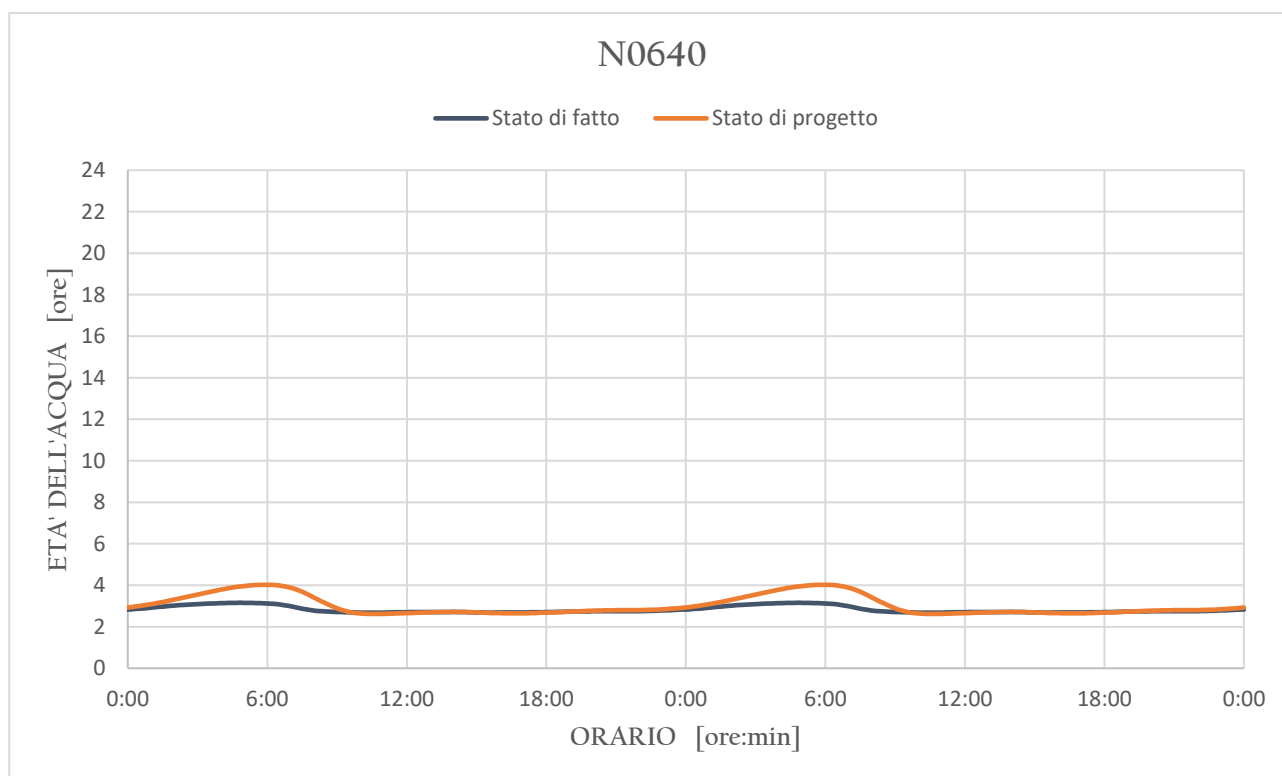
**Figura 10-10.** Età dell'acqua per il nodo N0001 – Confronto tra stato di fatto e stato di progetto



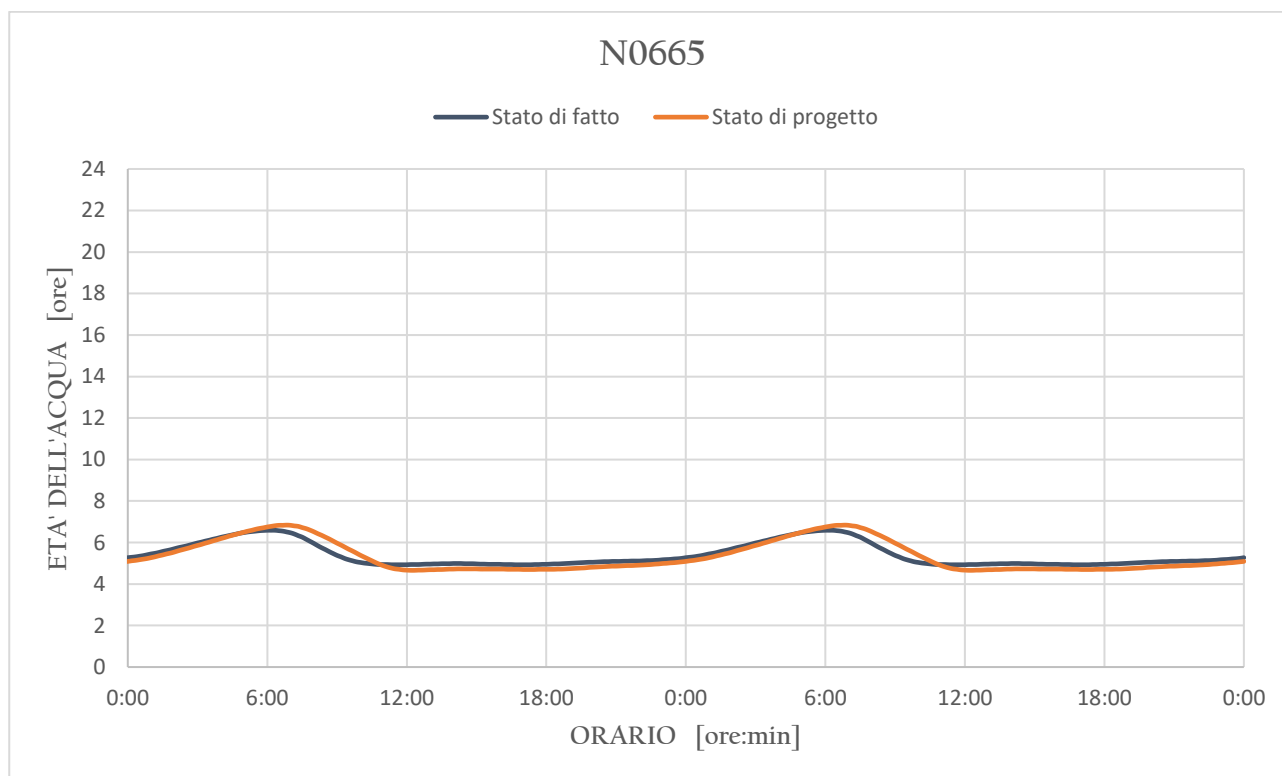
**Figura 10-11.** Età dell'acqua per il nodo N0682 – Confronto tra stato di fatto e stato di progetto



**Figura 10-12.** Età dell'acqua per il nodo N0348 – Confronto tra stato di fatto e stato di progetto

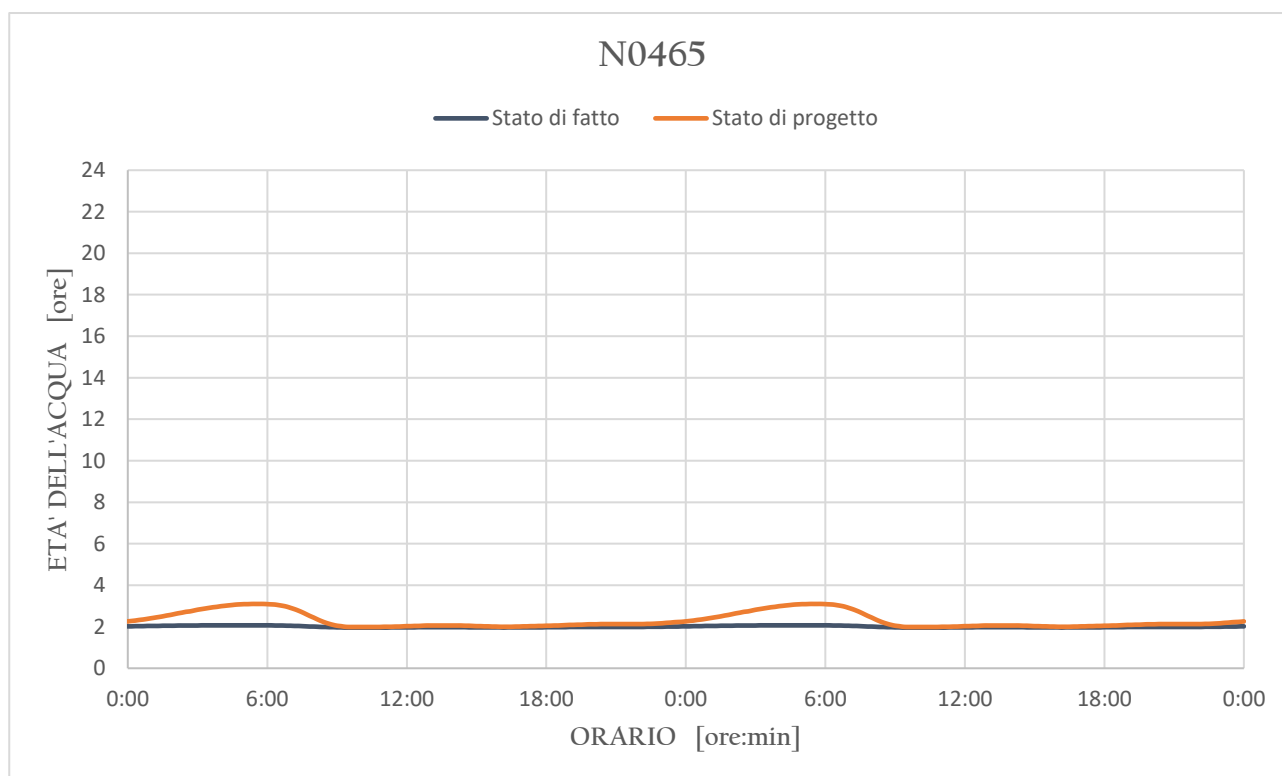


**Figura 10-13.** Età dell'acqua per il nodo N0640 – Confronto tra stato di fatto e stato di progetto

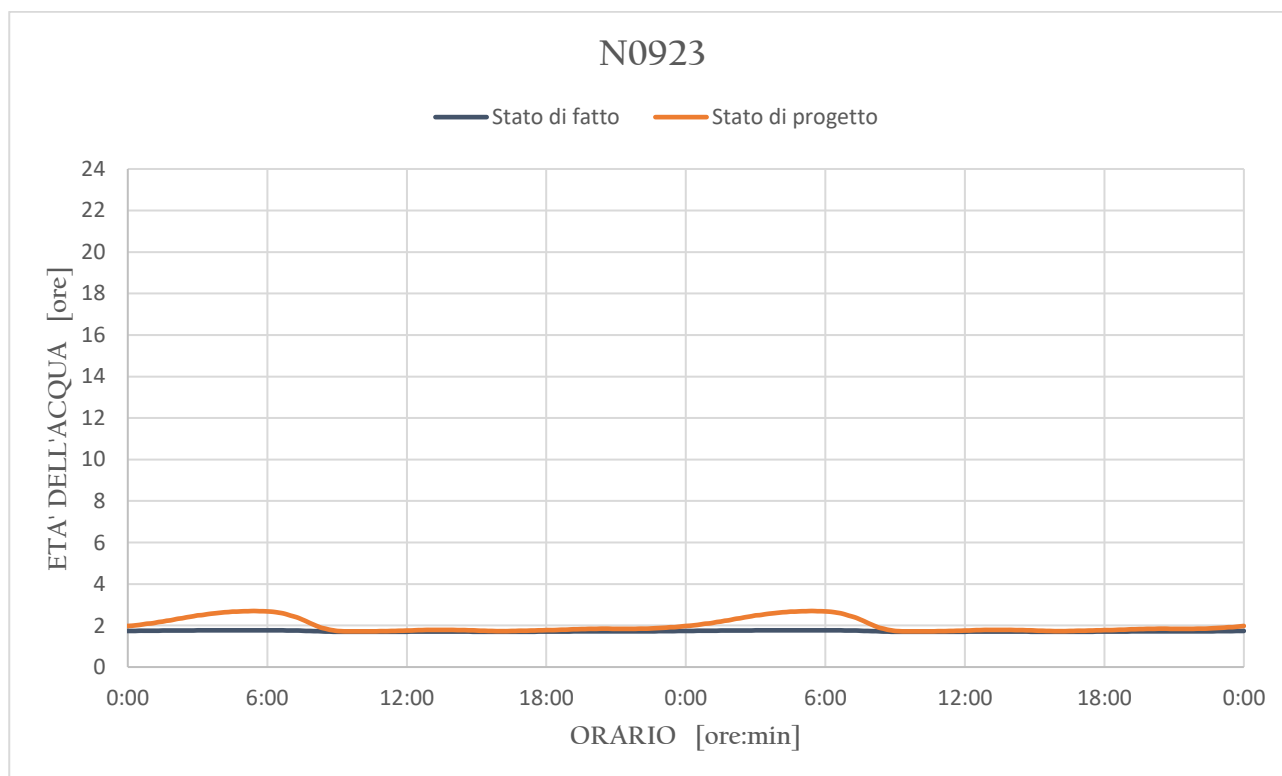


**Figura 10-14.** Età dell'acqua per il nodo N0665 – Confronto tra stato di fatto e stato di progetto





**Figura 10-15.** Età dell'acqua per il nodo N0465 – Confronto tra stato di fatto e stato di progetto



**Figura 10-16.** Età dell'acqua per il nodo N0923 – Confronto tra stato di fatto e stato di progetto

Come già descritto, il risultato principale e maggiormente visibile risulta essere il livellamento dei tempi attorno ad un valore praticamente costante, con variazioni massime contenute entro l'ora. Inoltre, l'atteso aumento dell'età dell'acqua si registra solo su alcuni nodi, con uno scostamento rispetto allo stato di fatto dell'ordine delle decine di minuti. In alcuni casi si registra addirittura una lieve riduzione. Come già anticipato in capo al presente capitolo, infatti, nonostante il generalizzato abbassamento delle pressioni, la distrettualizzazione può localmente andare ad aumentare la velocità di scorrimento, con effetti benefici per la qualità dell'acqua. L'effetto di aumento o riduzione dei tempi di residenza non può essere previsto a priori, ma si necessita sempre di un'analisi puntuale e dettagliata della rete nella sua interezza. In questo caso, dal grafico di Figura 10-5 non si evince la presenza di problematiche legate alla qualità di erogazione. È quindi possibile affermare con certezza che la distrettualizzazione determina un leggero aumento dei tempi di residenza in rete, ma in ogni caso presentando valori sempre prossimi a quelli ottimali, ben lontani dal valore di soglia massima assunto in tal contesto. Alla luce di ciò, non si ritiene di dover eseguire un'analisi ancor più approfondita selezionando un numero maggiore di nodi di controllo, bensì quanto sopra riportato risulta essere particolarmente esaustivo.

## II. ANALISI ECONOMICA E CALCOLO DELLA RIDUZIONE DI PERDITA

---

A completamento delle analisi riportate nella tesi, si rende utile l'esposizione dei vantaggi economici e la riduzione di perdita derivanti dalla distrettualizzazione dell'acquedotto. Nonostante gli interventi comportino una serie di costi, di seguito definiti puntualmente, se paragonati agli attuali costi di manutenzione e gestione dell'infrastruttura possono essere visti come un favorevole investimento.

I *costi allo stato di fatto (C)* rappresentano i costi annuali che il gestore dovrebbe sostenere se la rete rimanesse inalterata e possono essere distinti nelle seguenti aliquote:

- C<sub>1</sub> : costi di fornitura delle nuove condotte da posare in opera;
- C<sub>2</sub> : costi dovuti alla manodopera per la riparazione delle rotture in rete;
- C<sub>3</sub> : costi dovuti alla ricerca delle perdite idriche;
- C<sub>4</sub> : costi dovuti alla perdita di risorsa idrica.

Grazie al *Prezzario Nazionale per le opere edili e affini*, alle indicazioni di letteratura tecnica e all'analisi di progetti comprendenti interventi simili a quelli in oggetto, è stato possibile quantificare i costi unitari sotto riportati. Il costo di intervento per la sostituzione delle condotte è notoriamente dipendente dal loro diametro, nonché ovviamente dalla tipologia di pavimentazione stradale sotto cui giacciono.

Nel caso in esame, le condotte che subiscono la sostituzione si trovano esclusivamente su strade con pavimentazione flessibile, composte da strati superficiali in conglomerato bituminoso. Inoltre, i diametri risultano sempre minori di DN250. Il costo unitario è stato convenzionalmente calcolato come media dei due valori evidenziati, pesata sul numero di condotte associate ai due diversi diametri. Dall'analisi storica della rete di Bisceglie risulta poi che il *tasso di fallanza* sia pari a 47,37 rotture/anno, valore tipico per acquedotti con caratteristiche simili e comunque di fondamentale importanza per la definizione dei costi di manutenzione.

**Tabella 11-1.** Costi unitari di posa in opera delle condotte

DN [mm]	COSTO DI INTERVENTO - Sostituzione condotte - [€/m]		
≤ 150	260	310	400
≤ 250	325	375	465
≤ 400	520	575	660
	C.B.	PORFIDO	BASOLATO
	TIPO DI PAVIMENTAZIONE		

Considerata la lunghezza media delle condotte sostituite pari a circa 50m, è possibile a questo punto determinare i costi annui dovuti alla sostituzione delle condotte che presentano rotture consistenti:

$$C_1 = 268,85 \cdot 50 \cdot 47,37 = 636.771 \text{ €/anno}$$

Per i costi di manodopera associati, il calcolo risulta essere decisamente più rapido. Stimato un compenso pari a 29,00€/ora, considerando un tempo di intervento di circa 8h ed una forza lavoro di due uomini, il valore diviene:

$$C_2 = 29,00 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 47,37 = 21.980 \text{ €/anno}$$

L'incidenza del costo dovuto alla ricerca delle perdite in rete diviene difficile da computare, essendo l'attività differenziata a seconda della tipologia di apparecchiatura utilizzata, dell'esperienza e capacità degli operatori e della tipologia di perdita stessa, sia essa superficiale o profonda. Alcune indicazioni degli uffici d'Ambito Territoriale Ottimale offrono però un importante aiuto a tal proposito. L'A.T.O. 11 della provincia di Varese stima un costo unitario medio pari a 2000€/anno/km, comprendendo le seguenti attività: stima preliminare delle perdite, rilievo della rete ed implementazione del sistema informativo, modellazione idraulica, campagna di ricerca in campo, monitoraggio del sistema e attività di reporting. Noto quindi lo sviluppo totale della rete, pari a 113,8Km, si ottiene:

$$C_3 = 2000 \cdot 113,8 = 227.600 \text{ €/anno}$$

In ultima analisi, ma certamente di primaria importanza, si considerano i costi dovuti alla perdita di risorsa idrica. Tralasciando l'aspetto ambientale, già trattato in precedenza ma che esula dai contenuti di tale capitolo, le acque uscenti dalla rete di distribuzione rappresentano il costo preponderante per i gestori. I volumi persi, infatti, vengono immessi regolarmente in rete senza essere poi fatturati alle utenze, generando un pesante mancato guadagno. I volumi persi giornalmente, secondo quanto riportato anche nel §2.3, ammontano a 4207,45m<sup>3</sup>/gg. A tale volume, si associa un costo unitario pari alla tariffa applicata dal gestore, rappresentando così il mancato guadagno in maniera più che adeguata. Si è deciso di applicare un'unica tariffa, la cui scelta è ricaduta sulla *Tariffa P2*. In questo modo si evita di differenziare il costo dell'acqua a seconda delle tipologie di uso (domestico, commerciale, industriale, ecc), senza però rinunciare ad una buona approssimazione. Considerando infatti una *dotazione idrica giornaliera* pari a 250 l/ab/gg, si otterrebbe un consumo annuale ricadente nella *Tariffa P3*, essendo:

$$\frac{250 \cdot 365}{1000} = 91,25 \text{ m}^3/\text{anno}$$

Tuttavia, per tenere conto del minor costo dell'acqua per usi industriali e commerciali, è stata infine selezionata la *Tariffa P2*.

**Tabella 11-2.** Articolazione della tariffa per il servizio idrico di acquedotto

### ARTICOLAZIONE DELLA TARIFFA PER IL SERVIZIO DI ACQUEDOTTO

		Fasce di consumo annuale					
		Per ciascun CNF					
<b>USO DOMESTICO RESIDENTE</b>							
<b>USO CONDOMINIALE</b>							
Tariffa agevolata	da m <sup>3</sup>	0	a m <sup>3</sup>	20	€/m <sup>3</sup>	0,708642	
Tariffa base	da m <sup>3</sup>	20	a m <sup>3</sup>	30	€/m <sup>3</sup>	0,885802	
Tariffa p1	da m <sup>3</sup>	30	a m <sup>3</sup>	40	€/m <sup>3</sup>	1,545728	
<b>Tariffa p2</b>	<b>da m<sup>3</sup></b>	<b>40</b>	<b>a m<sup>3</sup></b>	<b>70</b>	<b>€/m<sup>3</sup></b>	<b>2,181229</b>	
Tariffa p3	oltre m <sup>3</sup>	70			€/m <sup>3</sup>	2,870164	

Il calcolo finale restituisce quindi:

$$C_4 = 2,18 \cdot 4207,45 \cdot 365 = 3.349.867 \text{ €/anno}$$

Di conseguenza, si possono determinare i costi totali annuali per la rete allo stato di fatto.

$$C = 636.762 + 21.980 + 227.600 + 3.349.867 = 4.236.097 \text{ €/anno}$$

In maniera del tutto analoga si procede alla definizione dei *costi di intervento (CI)* e dei *benefici (B)*.

I *costi di intervento (CI)* comprendono tutte le spese a carico del gestore per la posa in opera delle nuove condotte ( $CI_1$ ), nonché dell'installazione delle nuove valvole a saracinesca per la creazione dei distretti ( $CI_2$ ).

Il costo unitario di posa in opera per condotte su pavimentazioni in conglomerato bituminoso è stato già definito, pertanto, considerando una lunghezza totale di sostituzione pari a 8170m, si ottiene:

$$CI_1 = 268,85 \cdot 8170 = 2.196.504 \text{ €}$$

Per la posa in opera delle saracinesche, si fa riferimento invece al prospetto sotto riportato, considerando che il numero di valvole aventi diametro inferiore a 150mm è pari a 25, mentre se ne prevedono 20 con diametro compreso tra 150mm e 250mm. Infine, si specifica che per aumentare la durabilità delle valvole e garantire un agevole accesso per le operazioni di manutenzione e monitoraggio, si seleziona la modalità di alloggiamento su apposito pozzetto.

**Tabella 11-3.** Costi unitari di posa in opera delle valvole a saracinesca

DN [mm]	COSTO DI INTERVENTO - Posa in opera valvole - [€]	
≤ 150	250 - 310	1169,68
≤ 250	310 - 850	1848,88
≤ 400	-	-
	INTERRATA	ALLOGGIAMENTO SU POZZETTO
	MODALITÀ DI POSA IN OPERA	

$$CI_2 = (1169,68 \cdot 25) + (1848,88 \cdot 20) = 66.220\text{€}$$

Il totale dei costi di intervento, seppur definito in maniera semplificativa, risulta essere fortemente rappresentativo e pari a:

$$CI = 2.196.504 + 66.220 = 2.262.704\text{€}$$

Si prendono in considerazione, a questo punto, anche i *benefici (B)* ottenuti a valle della distrettualizzazione, in termini di risparmio di risorsa idrica. L'eliminazione di una certa aliquota di perdita permette di ridurre il mancato guadagno del gestore, espresso in precedenza con l'indice  $C_4$ .

Per esprimere tale quantità risulta prima necessario procedere con il calcolo della riduzione di perdita volumetrica. La stima della riduzione viene condotta con un metodo approssimato basato sui seguenti contributi:

- Variazione della portata di perdita dovuta alla modifica del regime pressorio medio in rete, stimata sulla base della relazione di Torricelli per l'efflusso da luci a battente, che produce un'ottima approssimazione nel caso di tubazioni rigide;
- Variazione della portata di perdita dovuta alla sostituzione delle tubazioni della rete, stimata applicando alla portata di perdita iniziale un tasso di riduzione calcolato come media ponderata tra il tasso globale di sostituzione della rete (con peso 70%) e il tasso di sostituzione delle tubazioni storicamente affette da perdite segnalate (con peso 30%).

Il valore di perdita iniziale associato allo stato di fatto è rappresentato dalle perdite reali relative all'anno 2017, calcolate secondo la metodologia IWA, mentre il regime pressorio medio della rete è stato determinato come media giornaliera delle pressioni ai nodi di calcolo.

Utilizzando i dati esposti al §2.3, si procede dapprima con la determinazione del coefficiente di proporzionalità che lega la pressione e la portata (C), secondo la legge di Torricelli. Determinato tale coefficiente, si determina la portata di perdita per lo stato di progetto, secondo il nuovo regime pressorio. È da tenere in considerazione che in tal modo si sovrastima la perdita per la rete allo stato di progetto. Il coefficiente C, infatti, una volta sostituite le condotte ammalorate, sarà necessariamente differente da quello determinabile allo stato di fatto. Tuttavia, considerando che non è mai stata presa in carico la dipendenza delle perdite dalla pressione, si ritiene tale condizione

sufficientemente rappresentativa. Il calcolo è di seguito riportato in forma tabellare, per una più agevole lettura.

**Tabella 11-4.** Calcolo della riduzione di perdita dovuta alla pressione

$P_{AVG,SdF}$	<b>26,41</b>	[m]
$P_{AVG,SdP}$	<b>21,89</b>	[m]
$Q_{perdita,SdF}$	5168	[m <sup>3</sup> /gg]
$Q_{perdita,SdF}$	59,81	[l/s]
<b>C</b>	11,64	[-]
$Q_{perdita,SdP}$	4705	[m <sup>3</sup> /gg]
$Q_{perdita,SdP}$	54,45	[l/s]
$\Delta Q_{perdita}$	<b>-8,96</b>	[%]

**Tabella 11-5.** Calcolo della riduzione di perdita dovuta alla sostituzione delle condotte

$L_{tot, rete}$	113,8	[km]
$L_{condotte con perdite}$	27,55	[km]
$n^{\circ} \text{ perdite totali rete}$	47,37	[perdite/anno]
$n^{\circ} \text{ perdite cond. sost.}$	11,37	[perdite/anno]
$L_{condotte sostituite}$	8,17	[km]
% condotte sostituite	7,18	[%]
% perdite storiche / perdite totali	24,00	[%]
<b>Indice di riduzione di perdita per sostituzione</b>	<b>-12,23</b>	[%]



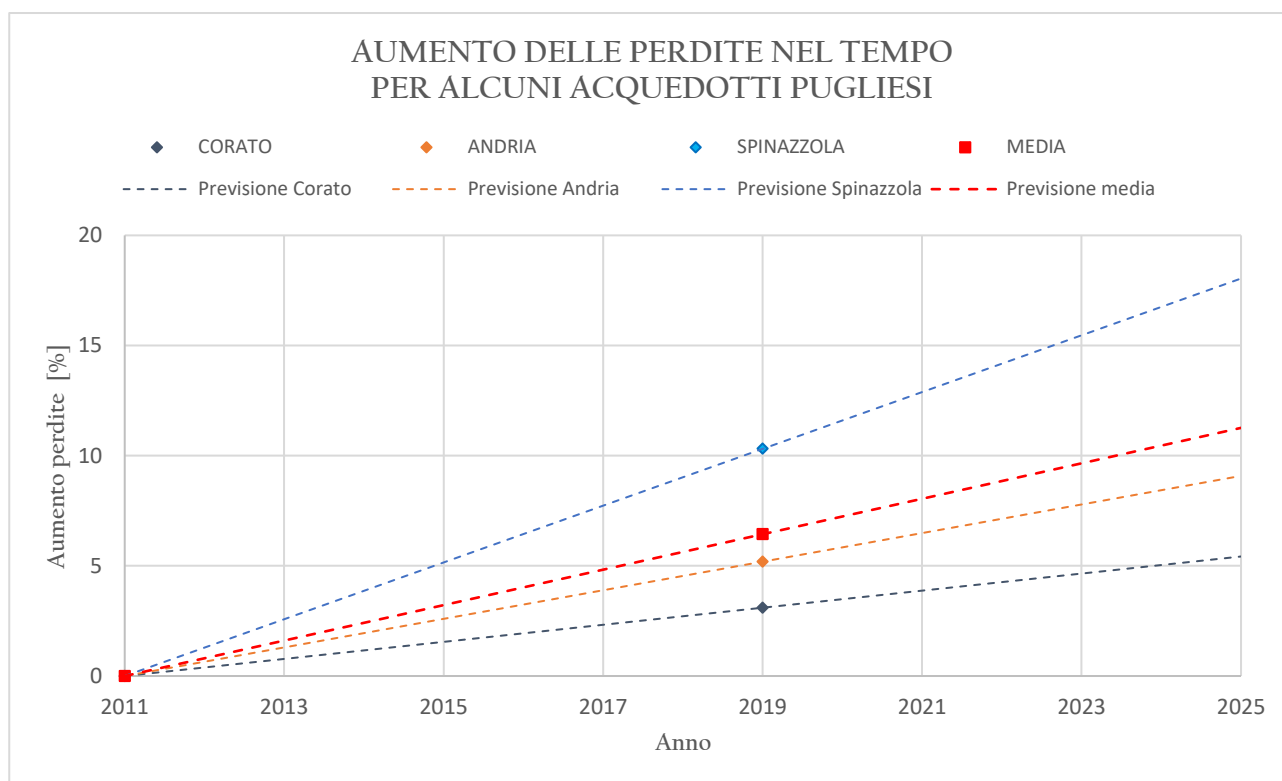
**Tabella 11-6.** Calcolo della riduzione di perdita totale

<b>Riduzione di perdita dovuta alla riduzione di pressione</b>	5,36	[l/s]
	<b>463</b>	[m <sup>3</sup> /gg]
<b>Riduzione di perdita dovuta alla sostituzione delle condotte</b>	7,31	[l/s]
	<b>632</b>	[m <sup>3</sup> /gg]
<b>Riduzione di perdita totale</b>	<b>1095</b>	<b>[m<sup>3</sup>/gg]</b>
	<b>-21,19</b>	<b>[%]</b>

Definita la riduzione giornaliera, si procede al calcolo dei *benefici* moltiplicando tale valore per la tariffa selezionata:

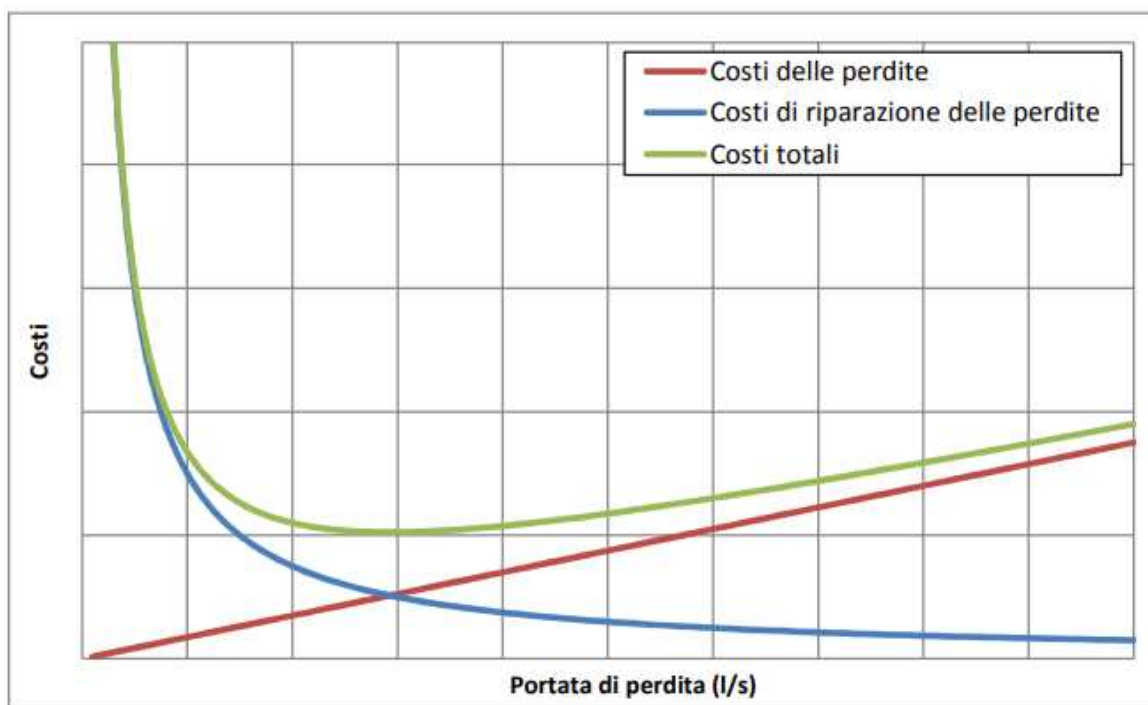
$$B = 1095 \cdot 365 \cdot 2,18 = 871.291\text{€}/\text{anno}$$

Il confronto tra *costi annuali*, *costi di intervento* e *benefici* permette di comprendere appieno i vantaggi della distrettualizzazione. I costi di gestione della rete di distribuzione attuale, se pur approssimati e non rappresentando la totalità delle spese, superano i 4 milioni di euro. Tale cifra, rappresenta poi una spesa ripetuta e soggetta ad un certo tasso annuo di crescita, per cui molto sconveniente (cfr. Figura 11-1). Il costo dell'intervento invece, oltre ad ammontare a circa la metà dell'importo, viene sostenuto una sola volta, producendo però effetti benefici che garantiscono funzionalità alla distribuzione per un lungo termine. La riduzione di perdita permette poi di eliminare il mancato guadagno da parte del gestore, per un ammontare di quasi 900mila euro.



**Figura 11-1.** Stima dell'aumento delle perdite nel tempo per alcuni acquedotti pugliesi

Nonostante quanto riportato per il caso in esame, in generale, una corretta politica di riduzione delle perdite non può prescindere da un'approfondita analisi costi-benefici. Se per la rete di analizzata gli interventi di sostituzione delle condotte e realizzazione di distretti si rivelano fondamentali, non è detto che ciò valga in ogni contesto. Tendenzialmente, infatti, si può affermare che i costi legati alla perdita di risorsa idrica aumentano linearmente con essa, mentre i costi di riparazione presentano una forte variazione in base alla portata di perdita. Nel caso di reti con volumi di perdita decisamente elevati, i costi di riparazione risultano costituire una piccola percentuale rispetto ai costi totali. Viceversa, per una rete con portate di perdita inferiori al 10-15%, la ricerca e la riparazione delle perdite diventa particolarmente onerosa. Esiste pertanto un *livello ottimale di perdita*, valore per cui si registrano i costi minimi (Figura 11-2).



**Figura 11-2.** Individuazione del livello ottimale di perdita

Dal punto di vista puramente economico, quindi dal lato dei gestori di acquedotto, l'analisi costi-benefici e le considerazioni ora espresse, rappresentano la migliore politica per la gestione delle perdite idriche. D'altro canto, in accordo ai criteri di tutela della risorsa idrica, sarebbe auspicabile che il criterio di guida per le strategie di intervento sia rappresentato dalla minimizzazione delle dispersioni d'acqua. Se così non fosse, a lungo termine si creerebbe la necessità di recuperare elevate portate in ingresso per far fronte alle perdite, comportando negli anni ingenti investimenti per la ricerca di nuove captazioni e adduzioni, oltre ai sempre crescenti costi di manutenzione.

## 12. CONCLUSIONI

---

La gestione delle perdite nelle reti di acquedotto rappresenta un'incombenza tecnica di grande rilevanza, specialmente in uno scenario come quello italiano, dove mediamente è possibile osservare perdite dell'ordine del 30-35%, con valori puntuali che superano anche il 60%. Da qui l'esigenza di applicare tecniche di efficientamento delle performance e minimizzazione delle perdite, quali la riduzione del regime pressorio e la sostituzione mirata delle condotte più degradate. Tali tecniche si basano prevalentemente sulla divisione dell'intera rete in distretti di sviluppo limitato (processo di *distrettualizzazione*) consentendo, oltre alla riduzione delle perdite, un monitoraggio più efficace ed una migliore gestione dei flussi. Una buona progettazione degli interventi prevede anzitutto un'attenta fase di acquisizione dati, allo scopo di realizzare un modello idraulico calibrato sulle condizioni reali e che possa ben approssimare l'effetto degli interventi di miglioramento. Dopodiché, è possibile valutare l'efficacia delle modifiche apportate confrontando i parametri della rete allo stato iniziale con quelli della rete distrettualizzata. Allo scopo di fornire evidenza dei benefici derivanti da una procedura di distrettualizzazione, è stato analizzato il caso studio della rete di Bisceglie (BT). Essa risulta caratterizzata da indici di performance piuttosto bassi, registrando una percentuale di perdita volumetrica del 38,1% (anno 2017) destinata ad aumentare nel tempo. Inoltre, l'elevata pressione media che caratterizza la rete tende ad esasperare le perdite, in maniera particolarmente accentuata durante le ore notturne. A valle di una completa caratterizzazione della rete, delle modalità di alimentazione, della domanda idrica, nonché delle caratteristiche plano-altimetriche, è stata condotta un'analisi di sensitività nei confronti della scabrezza. Questa ha permesso di esprimere un giudizio sul comportamento della rete a lungo termine la quale, a valle dei risultati, non permette né il mantenimento di un adeguato livello di servizio né tanto meno una flessibilità nei confronti delle diverse condizioni operative. Una simile analisi di sensitività è stata presa in considerazione anche per la regolazione delle valvole TCV già presenti in rete. Tali valvole, non permettono di ottenere benefici tramite una loro diversa regolazione. Risultano infatti quasi totalmente chiuse ed inoltre rappresentano una tipologia di valvola non ottimale per il raggiungimento degli obiettivi preposti. La rete di distribuzione è stata quindi soggetta ad una rivisitazione del suo schema di funzionamento. Innanzitutto, è stata prevista una sostituzione mirata

di un certo numero di condotte, parallelamente alla sostituzione delle valvole TCV esistenti con valvole PRV, nonché all'interposizione di nuovi sezionamenti per la creazione di sotto-distretti. Il risultato finale mette in luce importanti benefici. Si registra un generale abbassamento del regime delle pressioni (di circa 5m) che a sua volta permette di realizzare un abbattimento delle perdite totali dell'ordine del 21%. Nonostante ciò, la distrettualizzazione non comporta problematiche di insufficienza pressoria per nessuna utenza, garantendo il minimo livello di pressione previsto dal gestore per ogni condizione di funzionamento. È di grande interesse menzionare anche la riduzione dell'effetto della pendolazione, eliminando le grandi oscillazioni di pressione presenti durante il ciclo operativo giornaliero, nonché il sostanziale miglioramento nei confronti dell'invecchiamento. L'effetto prodotto dall'aumento di scabrezza nella nuova configurazione è infatti decisamente ridotto, così come l'effetto della variazione della domanda idrica, permettendo alla rete una maggiore flessibilità di funzionamento. Anche la qualità dell'acqua rimane pressoché invariata. È noto, infatti, che una delle principali problematiche generate dall'abbassamento delle pressioni è l'aumento del tempo di residenza in rete. In tal caso si registra un lieve incremento globale dell'età dell'acqua, che risulta comunque contenuta e ben al di sotto dei valori di soglia adottati. In ultima analisi, ma non per importanza, è necessario puntualizzare anche il vantaggio economico derivante dalle tecniche di intervento. I costi sostenuti per la distrettualizzazione, la sostituzione di condotte e di valvole, sono largamente inferiori ai costi di manutenzione annui a carico del gestore. Questi ultimi, rappresentano poi costi destinati ad un elevato tasso di crescita nel tempo, pertanto decisamente sconvenienti. In conclusione, è possibile confermare che la procedura di distrettualizzazione proposta per tale rete rappresenta una modalità intervento ottimale per la risoluzione delle perdite. Inoltre, i risultati ottenuti sono sostanzialmente di carattere generale. Infatti, nonostante le peculiarità di ogni singola rete (da investigare nel dettaglio di volta in volta), è possibile affermare che i risultati ottenuti per il caso studio possano essere attesi anche su reti differenti, ma pur sempre simili in termini plano-altimetrici, di domanda e di densità e tipologia di utenze. La reale efficacia degli interventi dovrà comunque essere valutata accuratamente per ogni caso studio, ottimizzando l'orientamento progettuale in relazione alle specifiche necessità.

# BIBLIOGRAFIA

---

## LIBRI DI TESTO

- L. Da Deppo – C. Datei, “*Acquedotti*”, Ed. Progetto Padova
- F. Brater - W. King, “*Handbook of hydraulics*”, McGraw Hill Ed.
- I.E. Idel’Chick, “*Handbook of hydraulic resistance*”, National Science Foundation & Israel Program for Scientific Translation (USA)
- V. Milano, “*Acquedotti*”, Hoepli Editore

## ARTICOLI

- ISTAT 21 marzo 2022, “*Report sulle statistiche dell’ISTAT sull’acqua – Anni 2019-2021*”
- Progetto Interreg IV (EU) Italia-Austria, “*Linee guida per la gestione delle perdite idriche*”
- O. Giustolisi – D. Savic – Z. Kapelan  
 “*Pressure driven demand and leakage simulation for water distribution networks*”,  
 Journal of Hydraulic Engineering May 2008, Vol. 134, Issue 5  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2008\)134:5\(626\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:5(626))
- P. Mathye – M. Scholz – S. Nyende Byakika  
 “*Optimal pressure management in water distribution systems: efficiency indexes for volumetric cost performance, consumption and linear leakage measurements*”,  
 MDPI Water 2022, 14, 805, <http://doi.org/10.3390/w14050805>
- G. Fioravanti – E. Piervitali – F. Desiato  
 “*Recent changes of temperature extremes over Italy: an index-based analysis*”,  
 Institute for Environmental Protection and Research (ISPRA), Springer-Verlag Wien 2015
- D. Fiorillo – Z. Kapelan – M. Xenochristou – F. De Paola – M. Giugni  
 “*Assessing the impact of climate change on future water demand using weather data*”,  
 Water Resources Management 2021 – Springer, <https://doi.org/10.1007/s11269-021-02789-4>

- D. J. Peres – R. Modica – A. Cancelliere  
*“Assessing future impacts of climate change on water supply system performance: application to the pozzillo reservoir in Sicily, Italy”*,  
 MDPI Water 2019, 11(12), 2531, <https://doi.org/10.3390/w11122531>
- O. Giustolisi – F. G. Ciliberti – L. Berardi – D. B. Laucelli  
*“Leakage management influence on water age of water distribution networks”*  
 Water Resources Research, 59, e2021WR031919, <http://doi.org/10.1029/2021WR031919>
- L. Monteiro – R. Algarvio – N. Carrico  
*“Enhanced water age performance assessment in distribution networks”*,  
 MDPI Water 2021, 13, 2574, <https://doi.org/10.3390/w13182574>
- U.S. Environmental Protection Agency, *“EPANET 2.2 User Manual”*
- C. Ciaponi – L. Franchioli – S. Papiri  
*“La stima del tasso di fallanza delle condotte per la valutazione dell’affidabilità delle reti di distribuzione idrica”*, 3° Convegno Nazionale di Idraulica Urbana 2009

## SITI INTERNET

- Cartografia regione puglia  
[http://www.sit.puglia.it/portal/sit\\_portal](http://www.sit.puglia.it/portal/sit_portal)
- Mappa degli acquedotti per la regione Puglia  
<http://webapps.sit.puglia.it/freewebapps/AcquedottiRurali/index.html>
- Shapefiles formato QGis per la regione Puglia  
<https://pugliacon.regione.puglia.it/web/sit-puglia-sit/download>
- Modello DTM della regione Puglia  
[http://www.sit.puglia.it/portal/portale\\_cartografie\\_tecniche\\_tematiche/WMS](http://www.sit.puglia.it/portal/portale_cartografie_tecniche_tematiche/WMS)
- Dettagli articolazione tariffaria ATO Puglia, AQP  
<https://www.aqp.it/clienti/tariffe/prezzi-ato-puglia/dettagli-articolazione-tariffaria>
- Approccio IWA per la gestione delle perdite idriche  
<https://www.arera.it/allegati/docs/dc/12/204OSS/WATER%20LOSS%20SPECIALIST%20GROUP.pdf>
- IWA Best Practices  
<https://www.leakssuitelibrary.com/iwa-water-balance/>
- Definizione dei macro-indicatori M1a e M1b  
<https://www.arera.it/allegati/docs/17/917-17all.pdf>

- Caratteristiche dell'indice MAPE e sue applicazioni  
<https://thinkingneuron.com/data-science-interview-questions-for-it-industry/#What-is-MAPE>
- Linee guida per la progettazione delle postazioni di misura e regolazione di portata e pressione, Acquedotto Pugliese  
<https://www.aqp.it/sites/default/files/2021-04/Linee%20guida%20per%20la%20progettazione%20di%20postazioni%20di%20misura%20e%20regolazione%20di%20portate%20e%20pressioni%20in%20reti%20idriche.pdf>
- Mappe degli scenari climatici per il territorio italiano  
<https://www.cmcc.it/it/scenari-climatici-per-litalia>
- Prezziario nazionale gratuito per opere edili e affini  
<https://www.prezziarionazionale.it/>

#### NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- DM 08/01/1997, n°99 – *“Regolamento sui criteri e sul metodo in base ai quali valutare le perdite degli acquedotti e delle fognature”*, Ministero dei Lavori Pubblici

#### ALTRI DOCUMENTI UTILI

- *“Linee guida per il risanamento di condotte AQP idriche e fognarie di diametri e materiali vari”*, Direzione Ingegneria Acquedotto Pugliese, Ed. Luglio 2021
- *“Digitalizzazione e distrettualizzazione delle reti idriche”*, Slides del corso di Costruzioni Idrauliche 2, Prof. Serrani (UNIVPM)
- *“Disciplinare tecnico per la fornitura e posa in opera di saracinesche in ghisa sferoidale”*, Direzione Ingegneria Acquedotto Pugliese, Ed. Gennaio 2020
- *“Elenco prezzi”*, Publiacqua S.p.a, area Valdarno
- *“Listino prezzi”*, Brandoni Valves, Ed. 2021
- *“Catalogo listino 2019”*, Siderghisa S.r.l



# APPENDICE

---

Lista dei contenuti:

## APPENDICE 1.

- Inquadramento generale della rete su ortofoto (SIT Puglia, 28/11/2022)
- Inquadramento generale della rete su ortofoto (InfraWorks Model Builder, 14/04/2023)

## APPENDICE 2.

- Risultati della calibrazione del modello idraulico

## APPENDICE 3.

- Andamento giornaliero della pressione nodale al variare della scabrezza (*stato di fatto*)
- Andamento giornaliero della pressione nodale al variare della scabrezza (*stato di progetto*)
- Influenza della domanda e della scabrezza sul regime medio delle pressioni in rete (*stato di fatto*)
- Influenza della domanda e della scabrezza sul regime medio delle pressioni in rete (*stato di progetto*)

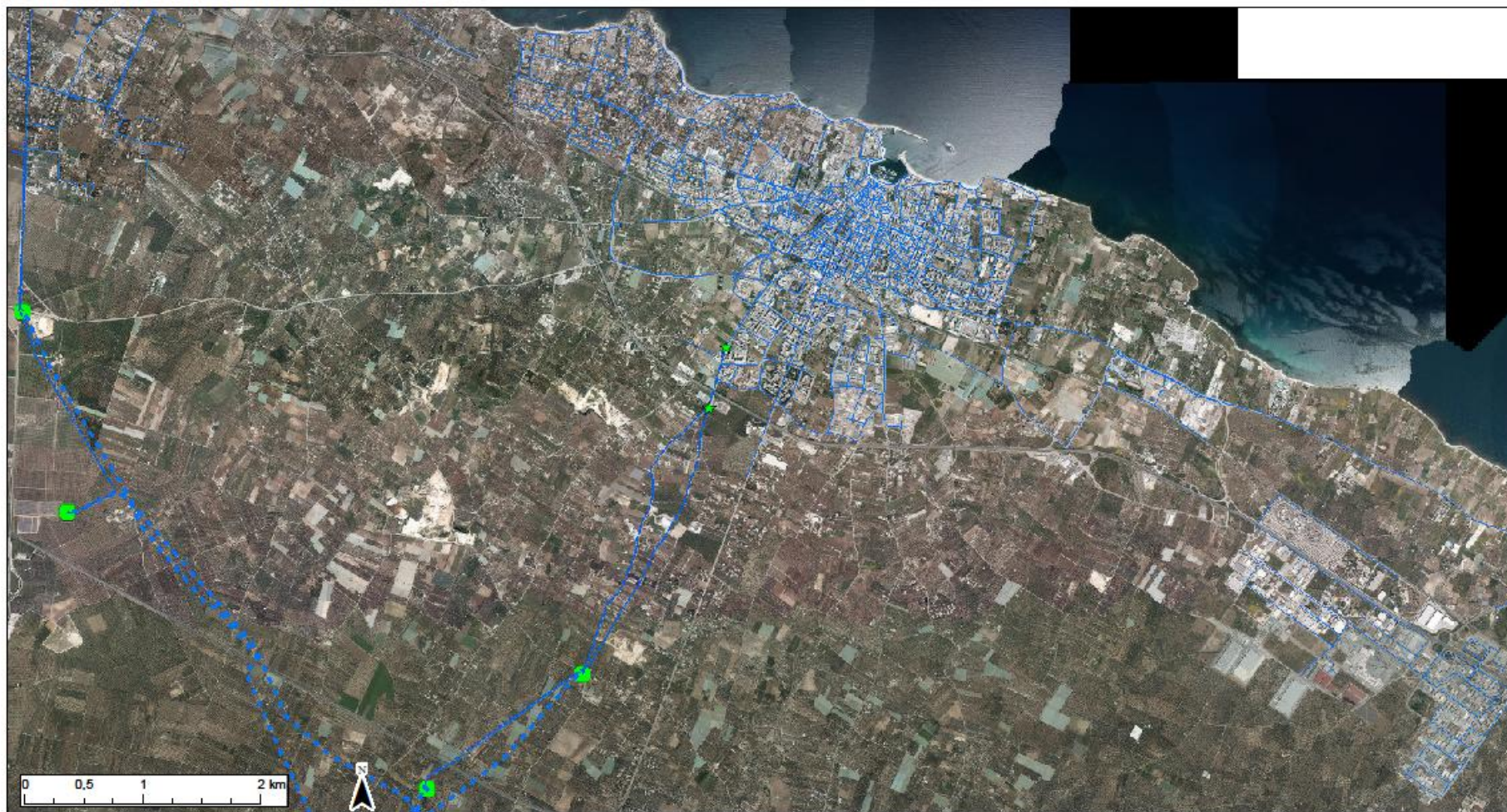
## APPENDICE 4.

- Età dell'acqua – confronto tra stato di fatto e stato di progetto –

## APPENDICE 1. *Inquadramento generale della rete*

# INQUADRAMENTO GENERALE

Sistema Informativo Territoriale - Regione Puglia -- 28/11/2022



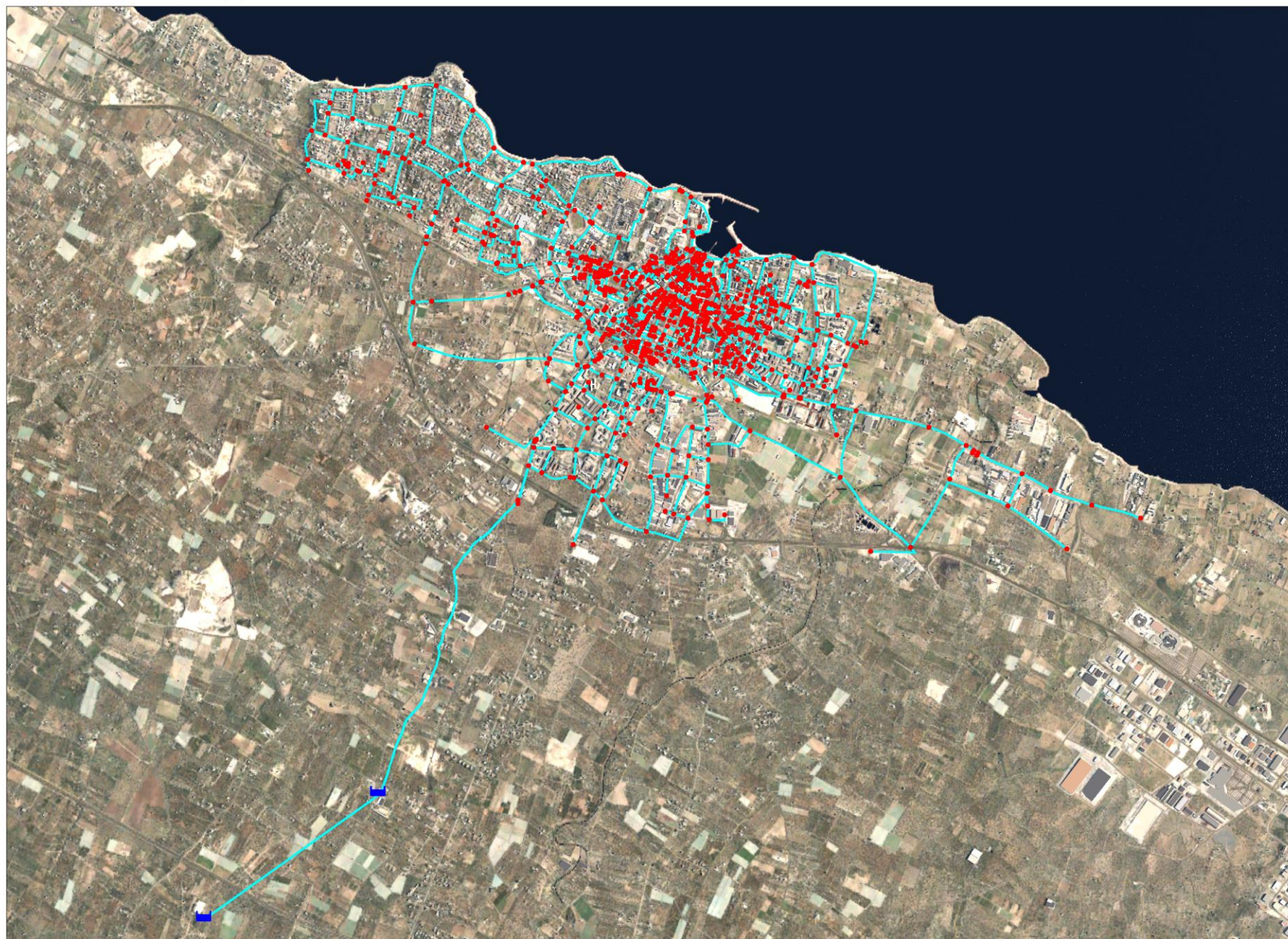
- ★ Origine distribuzione urbana (Odu)
- Vettore principale
- - - Diramazione
- - - Sub-diramazione
- Rete di distribuzione urbana
- Serbatoio

Ortofoto: riprese AGEA 2019



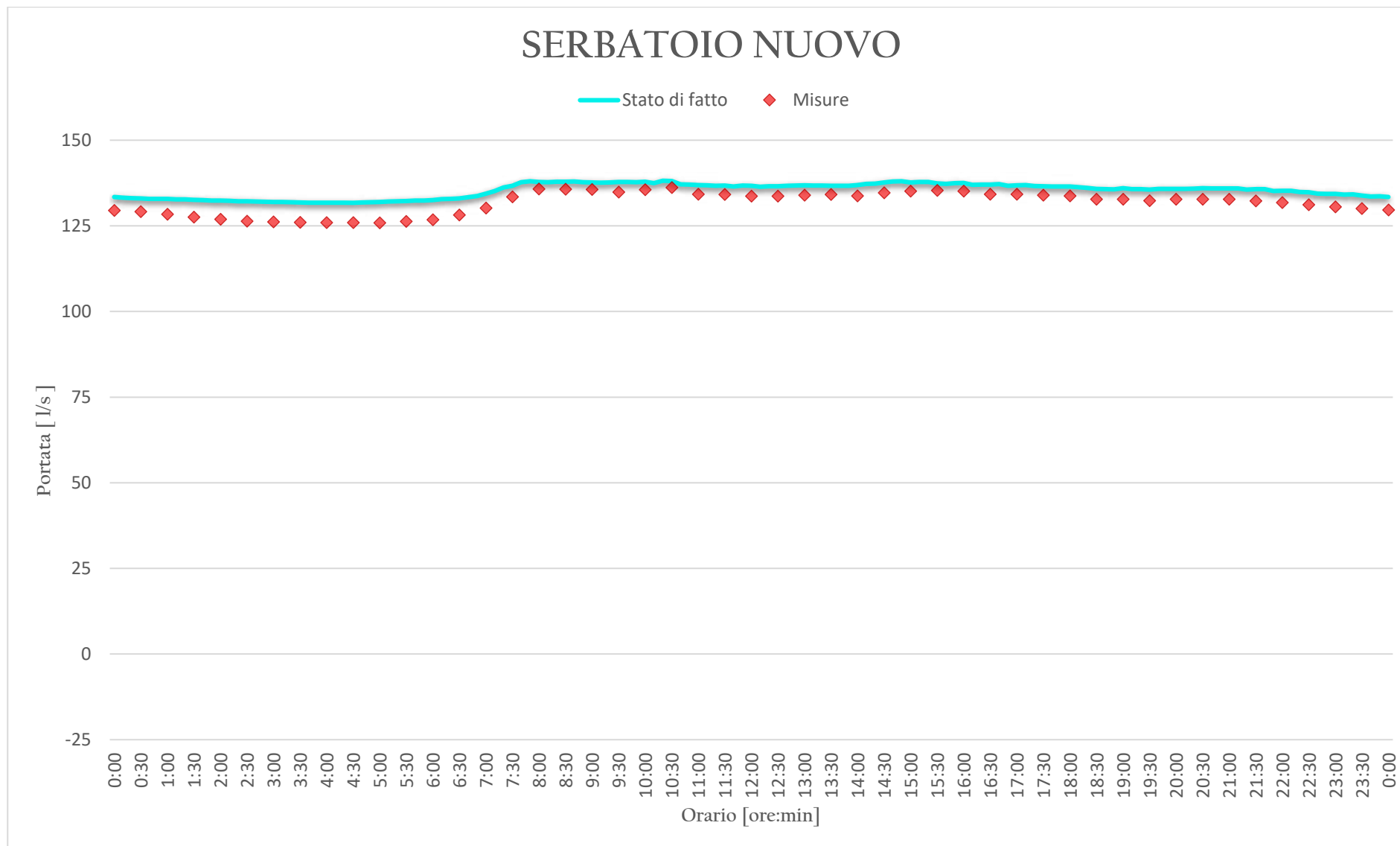
# INQUADRAMENTO GENERALE SU ORTOFOTO

InfraWorks Model Builder - Autodesk - 14/04/2023

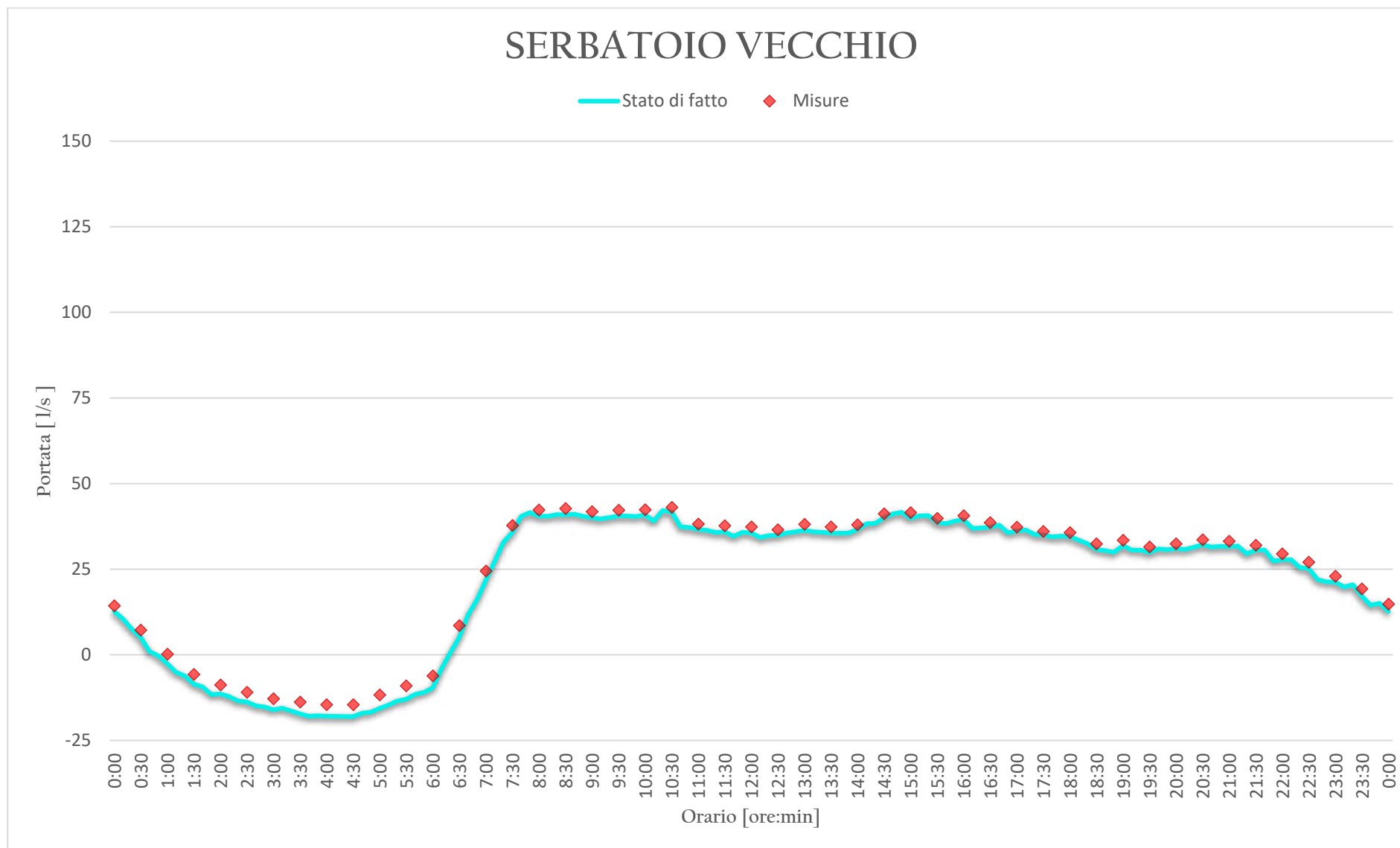


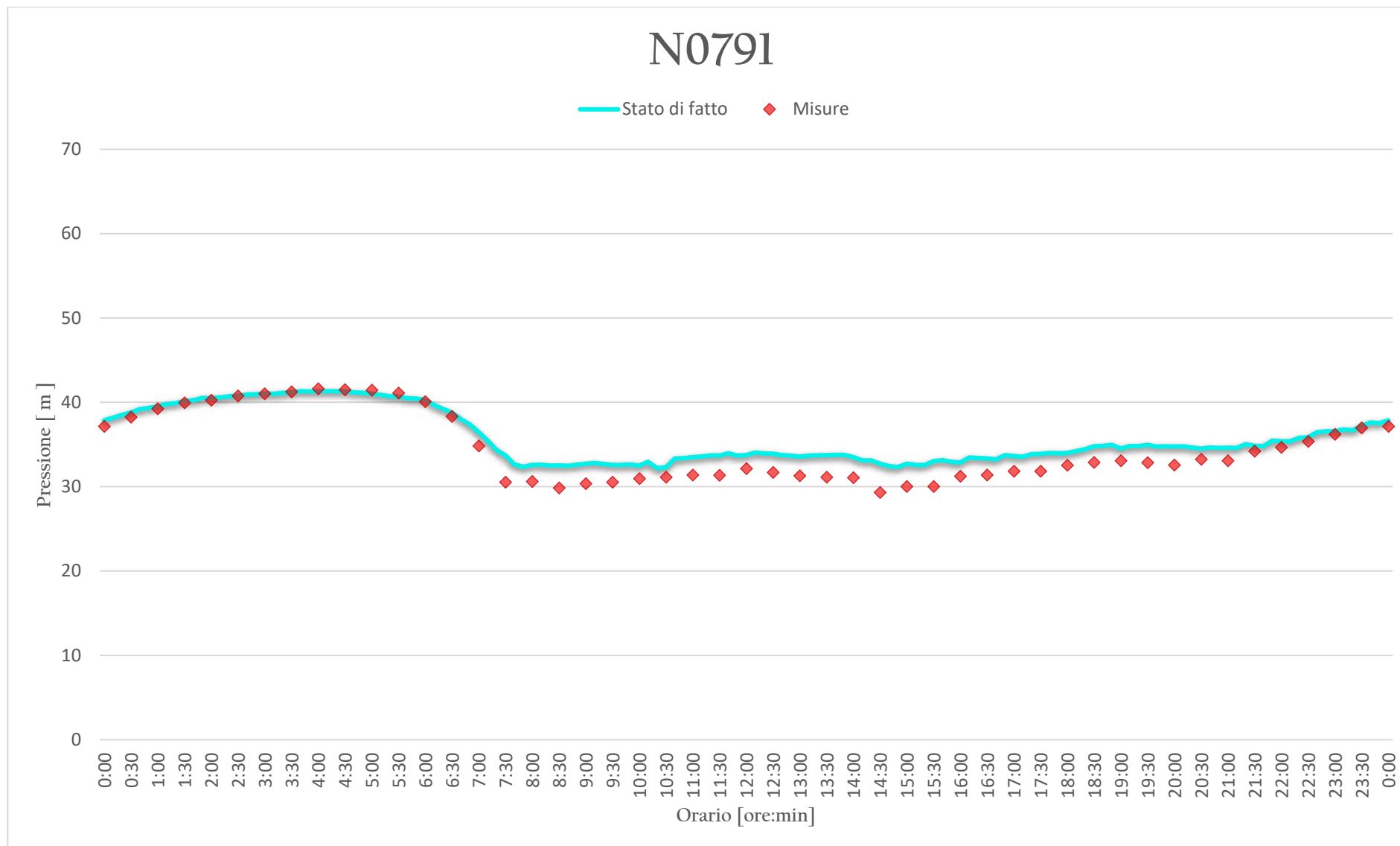
-  SERBATOIO DI ALIMENTAZIONE
-  NODO DI DERIVAZIONE
-  TUBAZIONE

## APPENDICE 2. *Risultati della calibrazione*

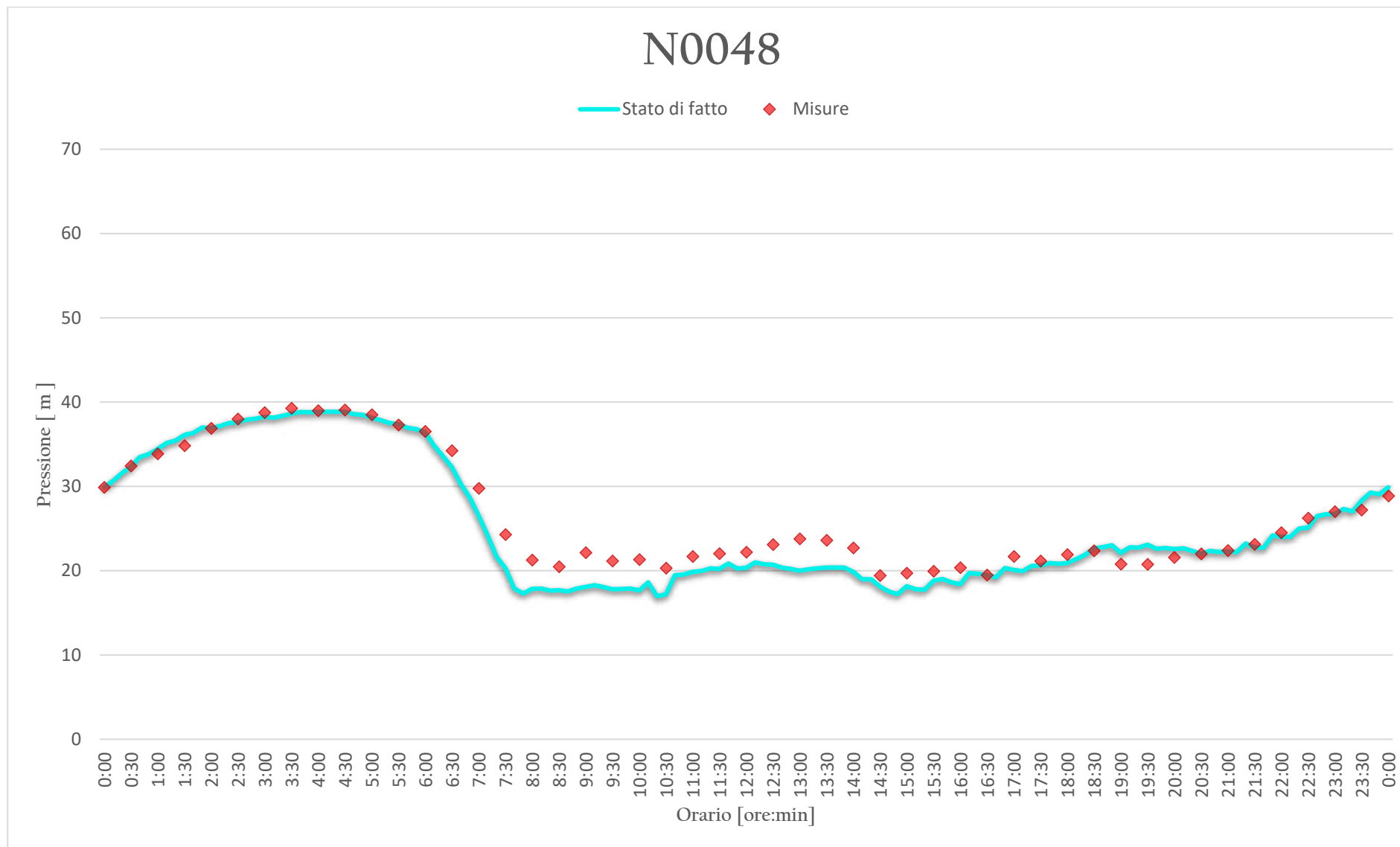


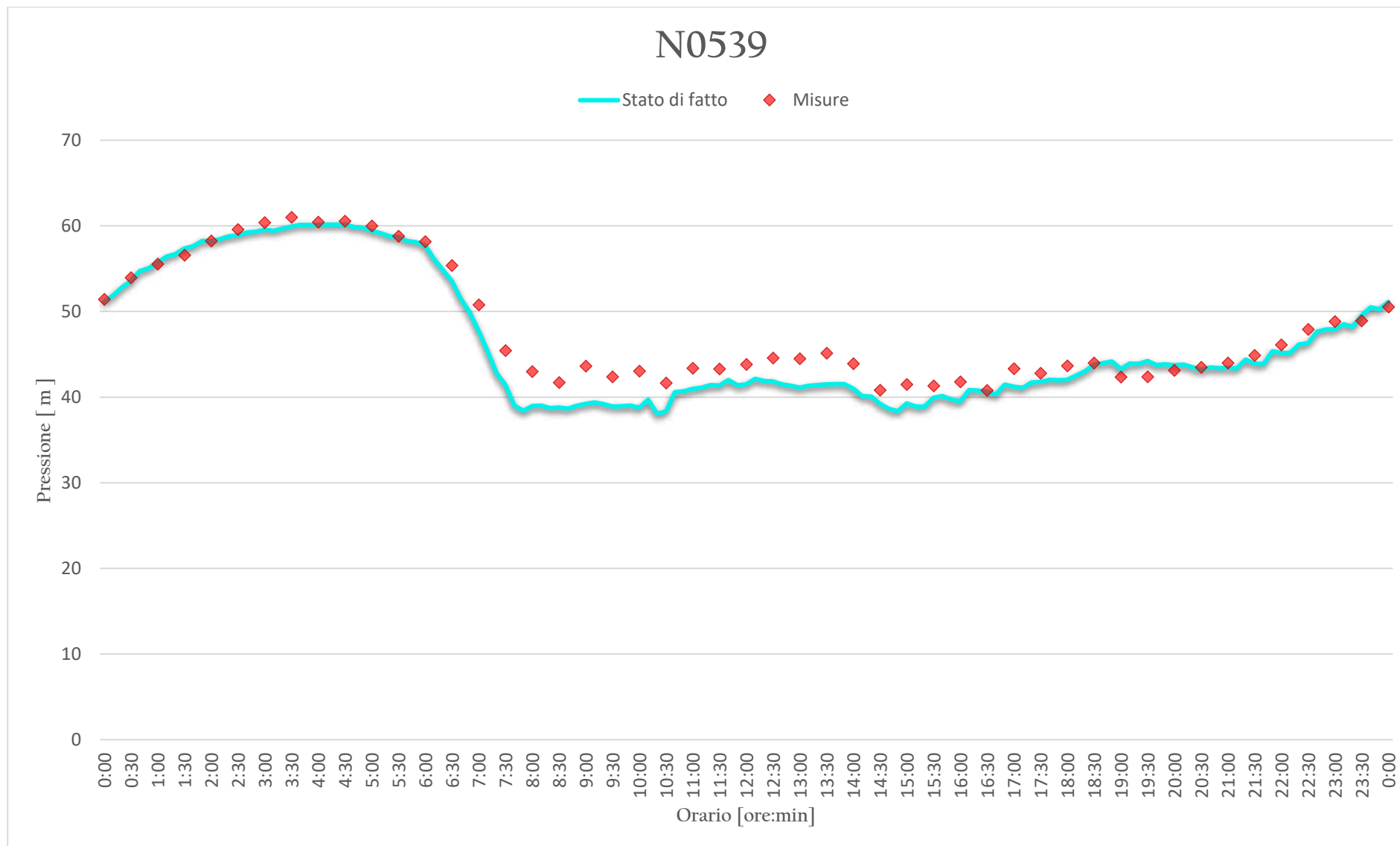


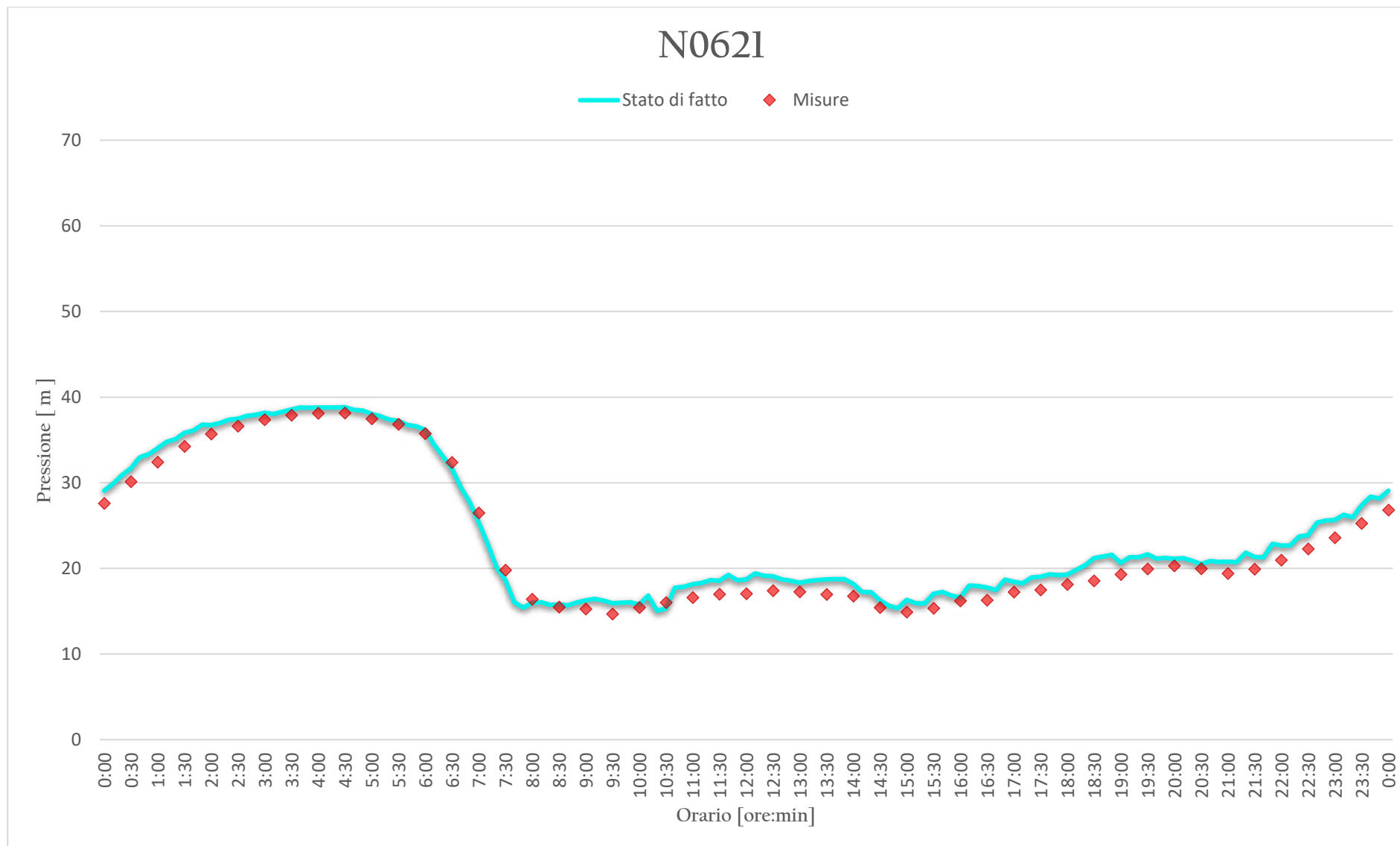


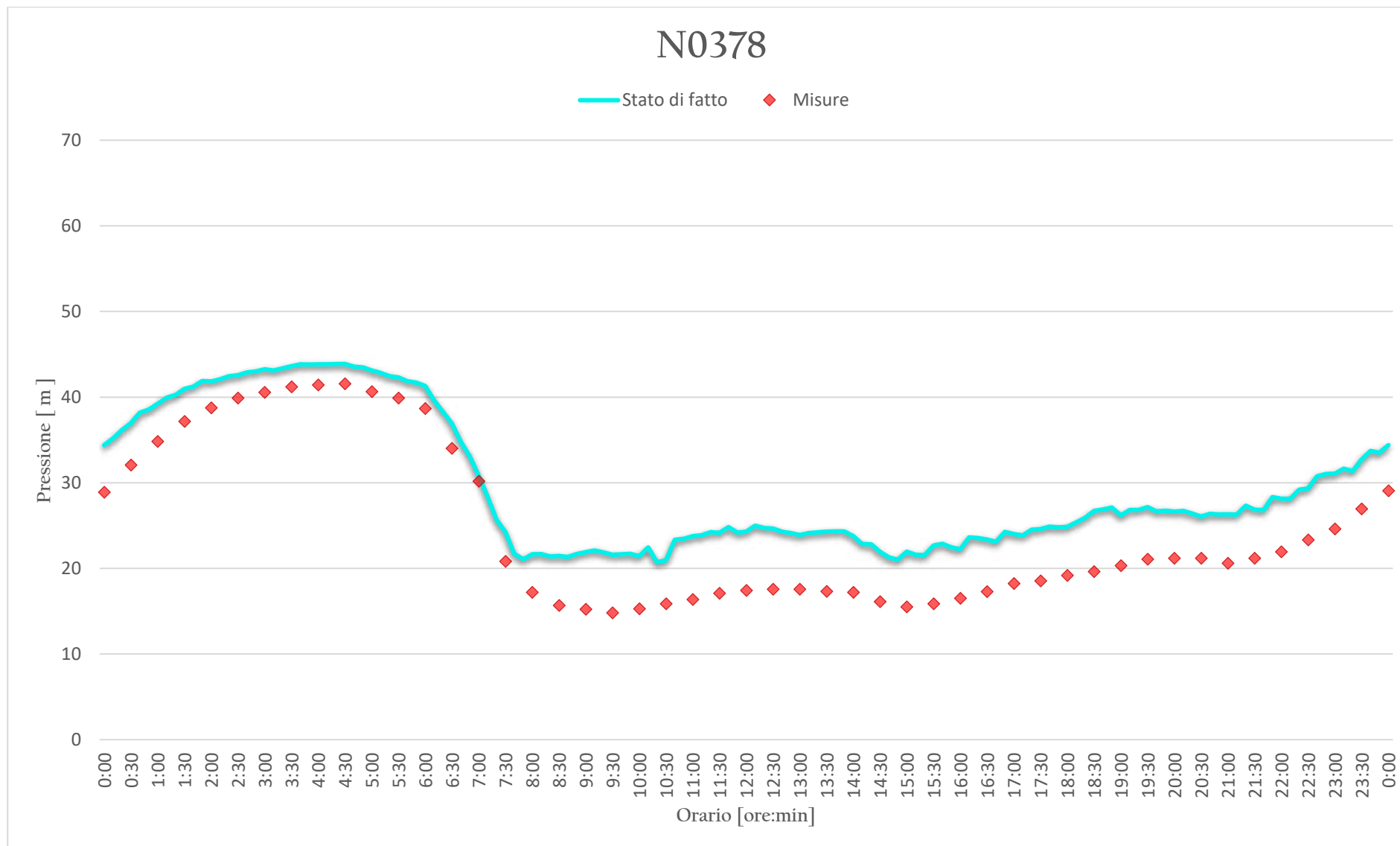


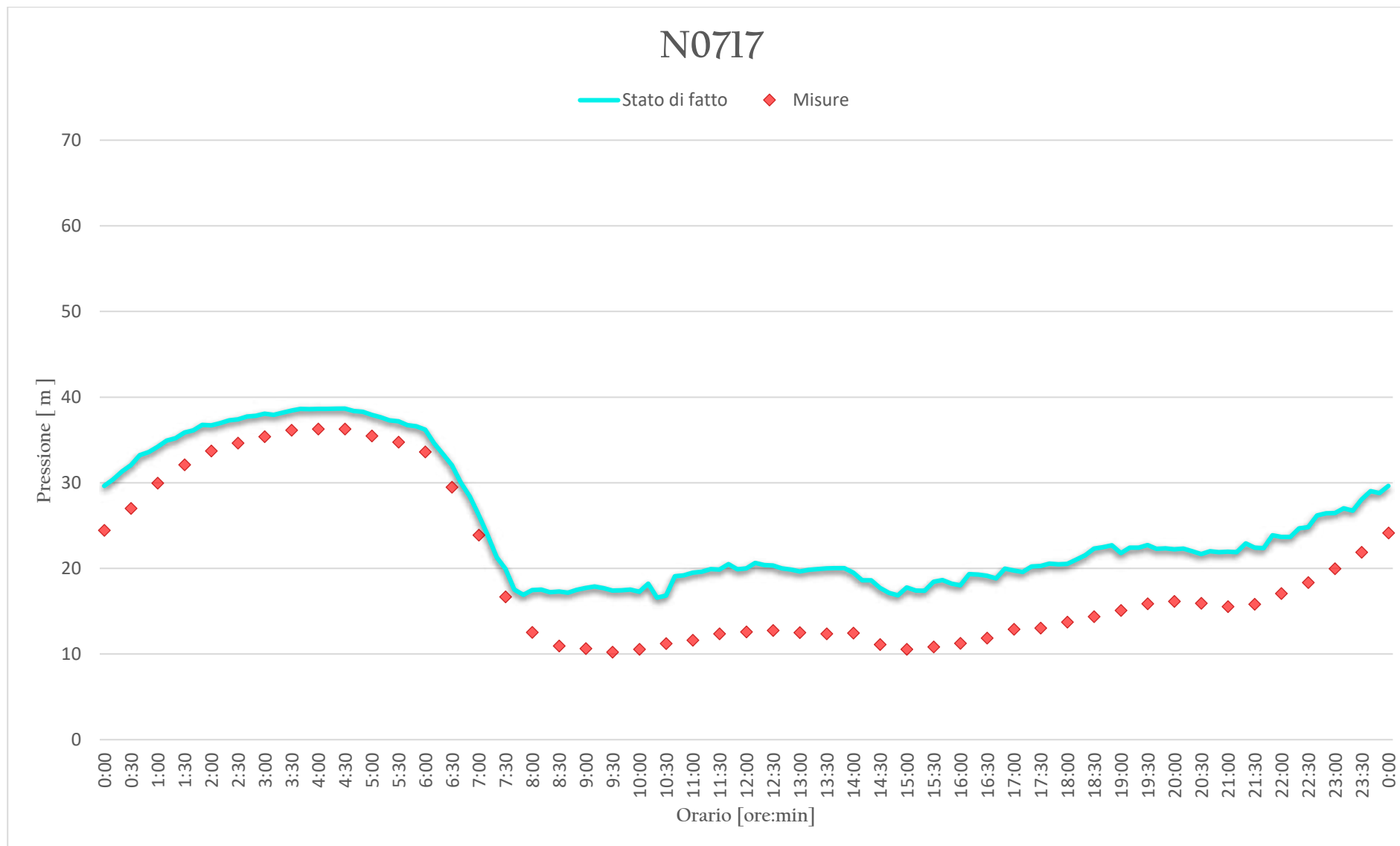


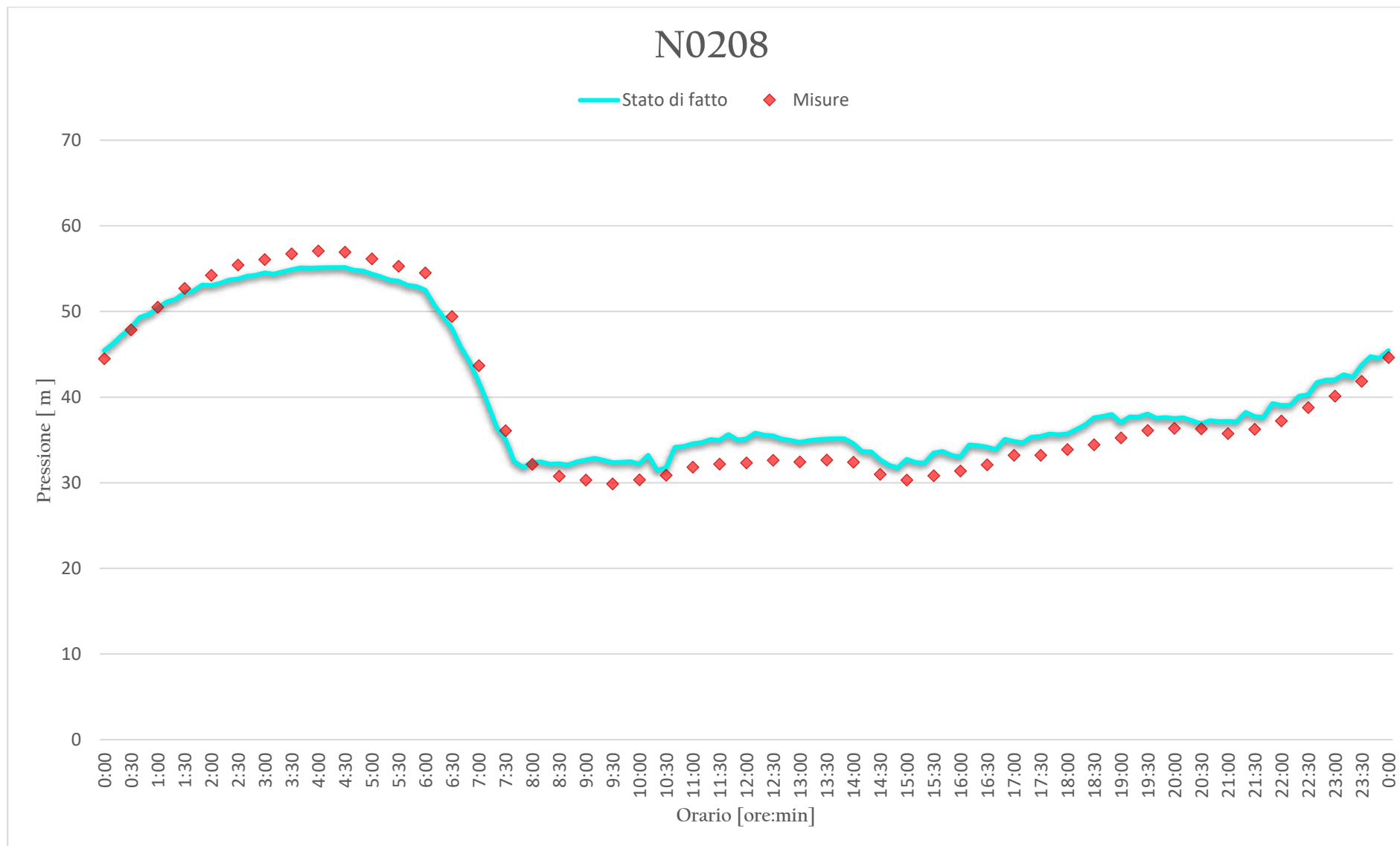




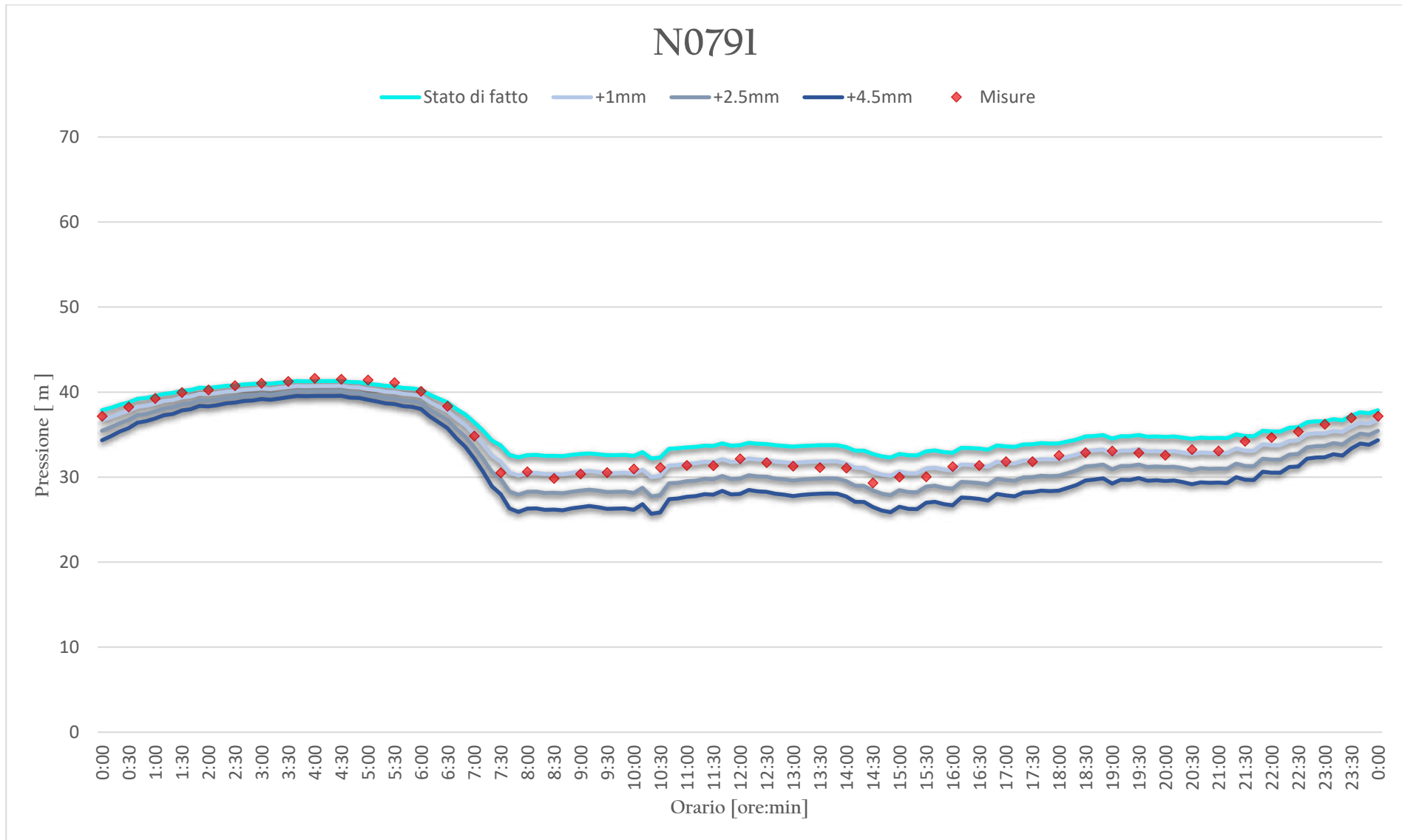




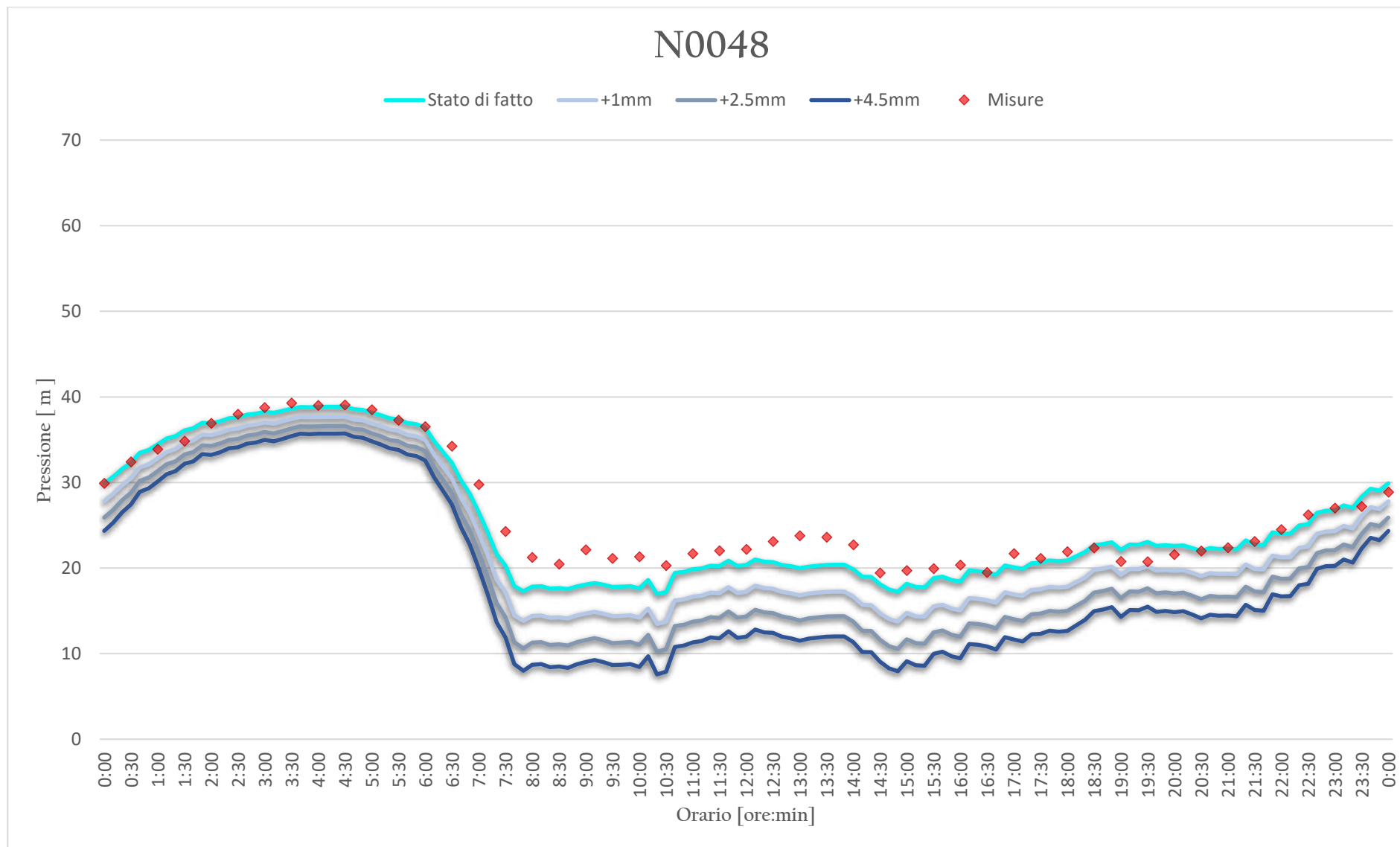


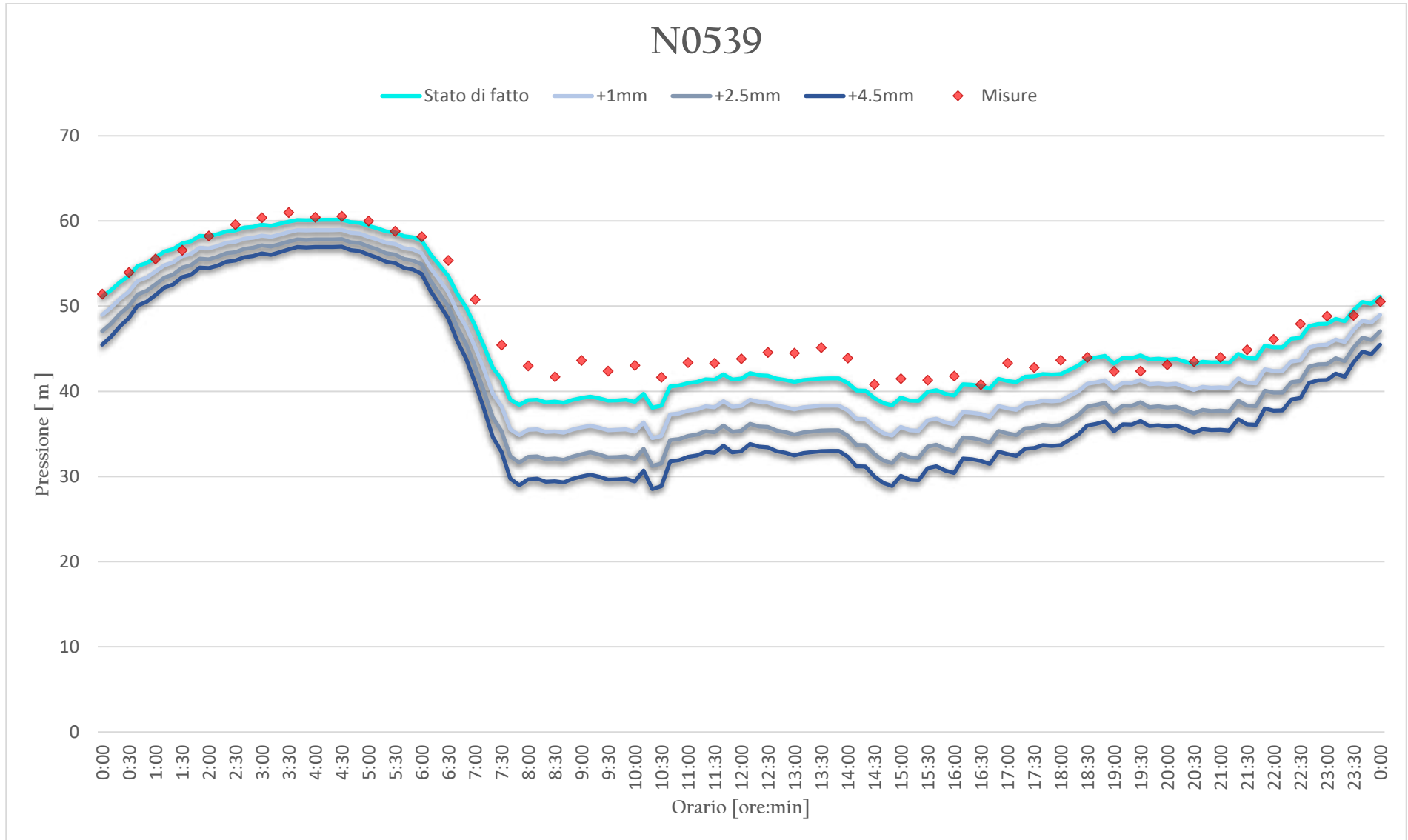


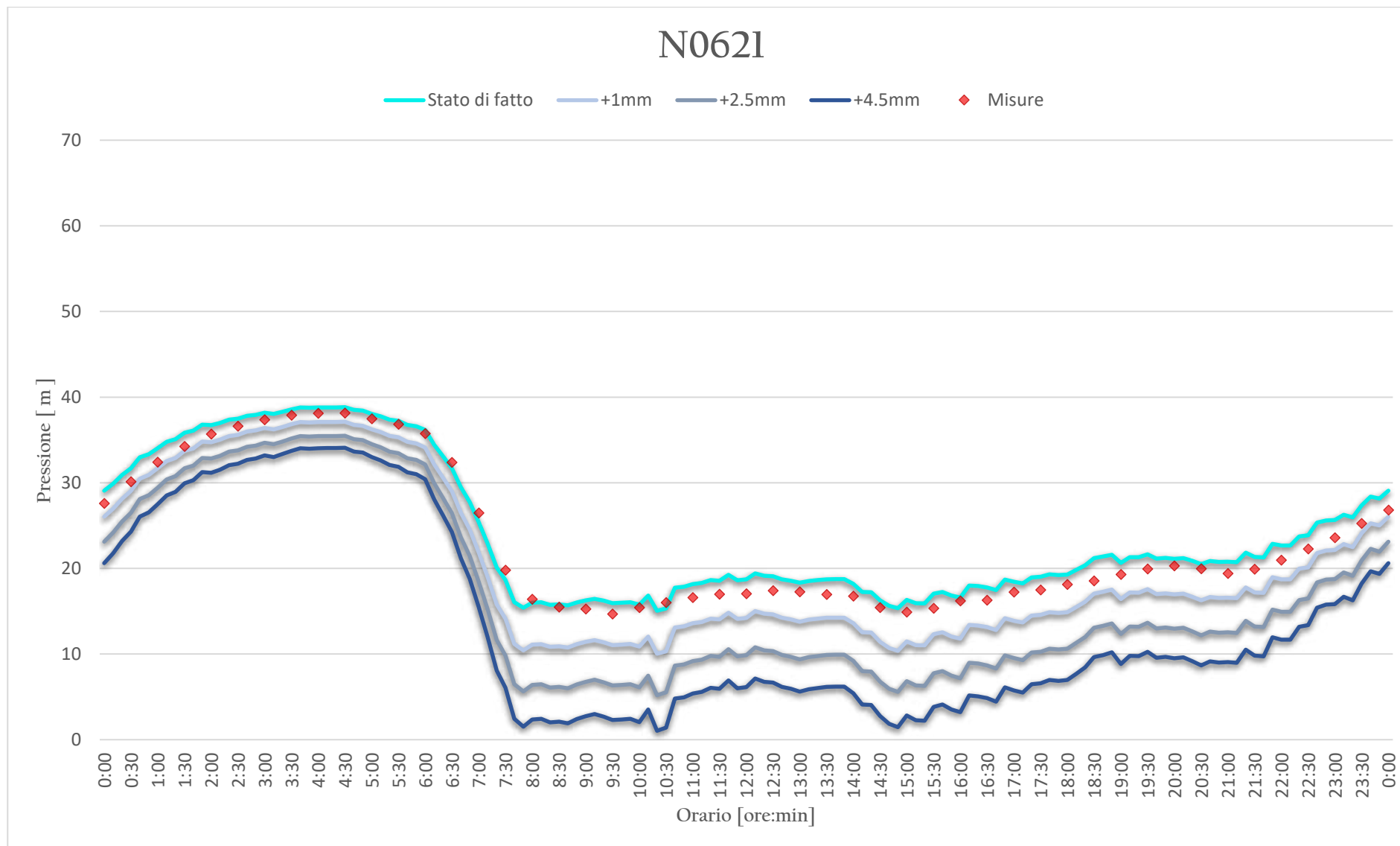
**APPENDICE 3.** *Andamento delle pressioni nodali per lo stato di progetto e per lo stato di fatto*

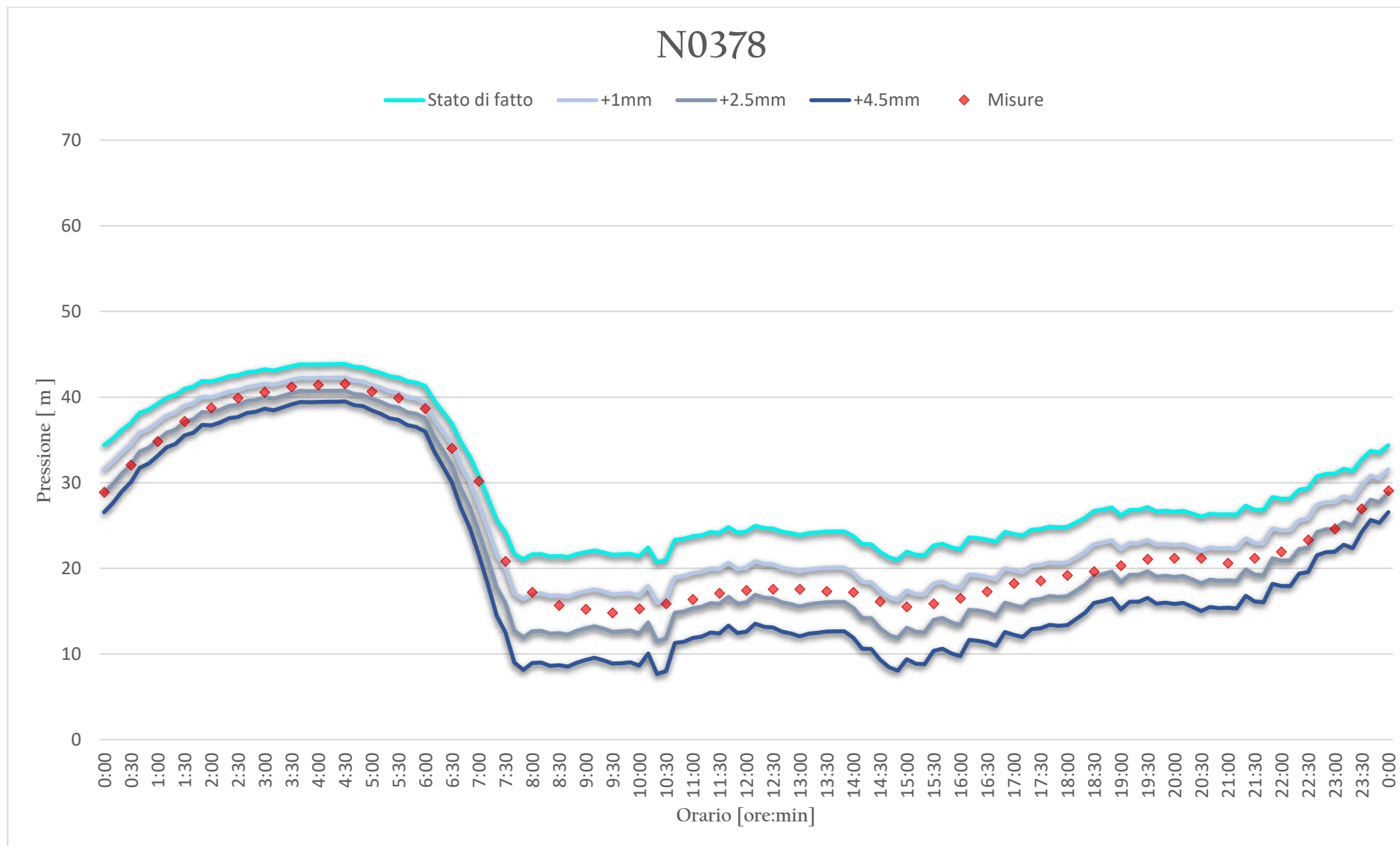


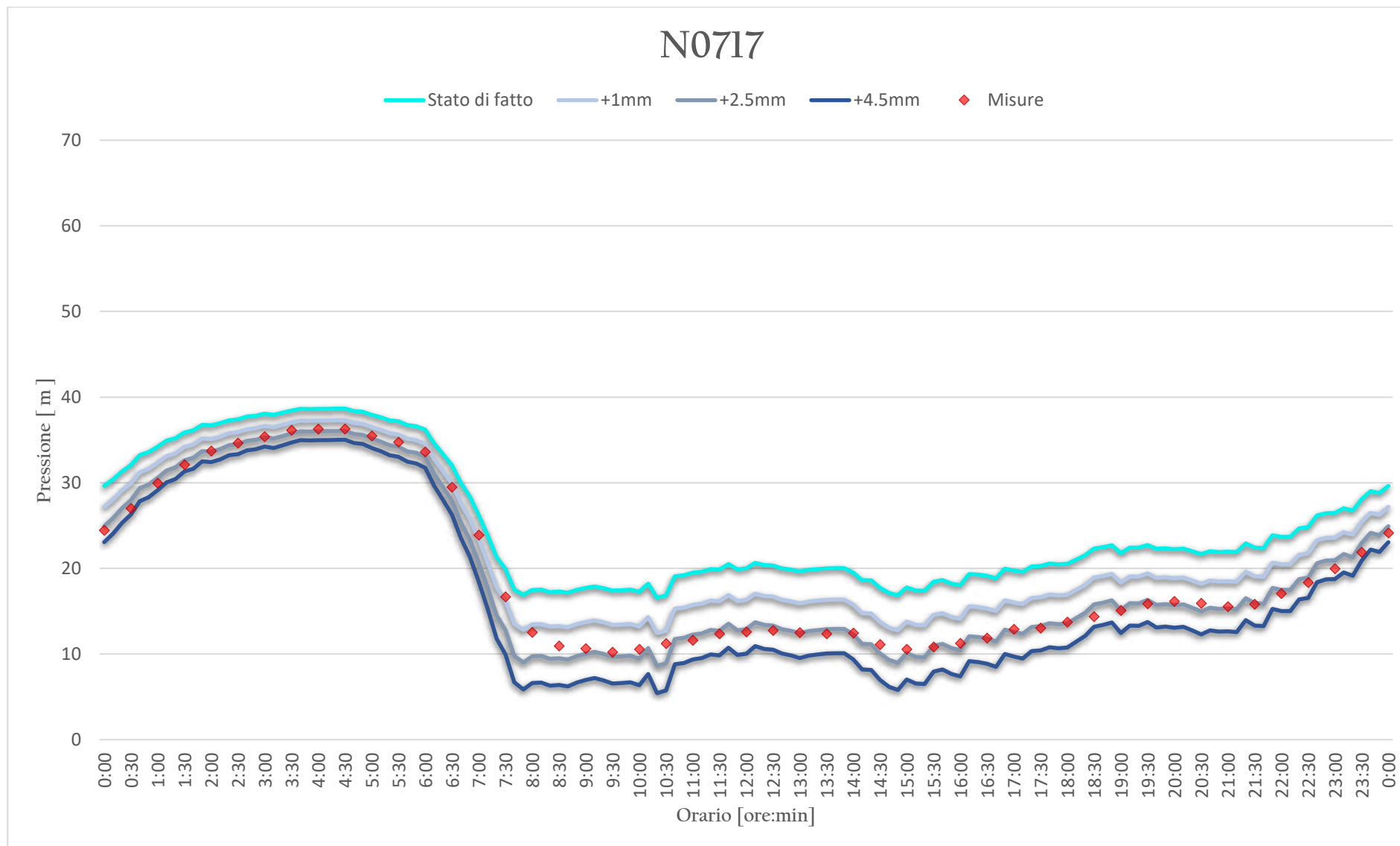


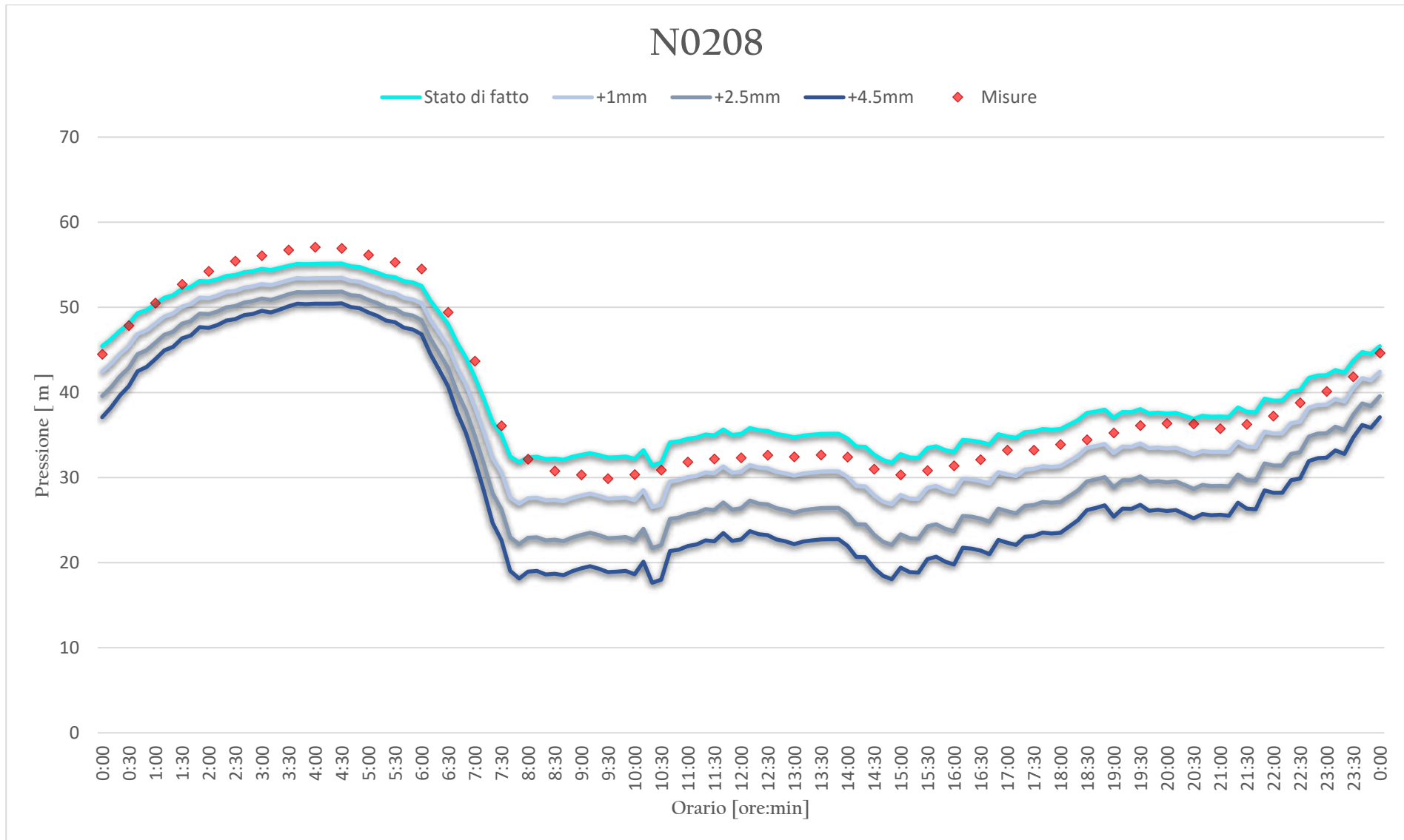


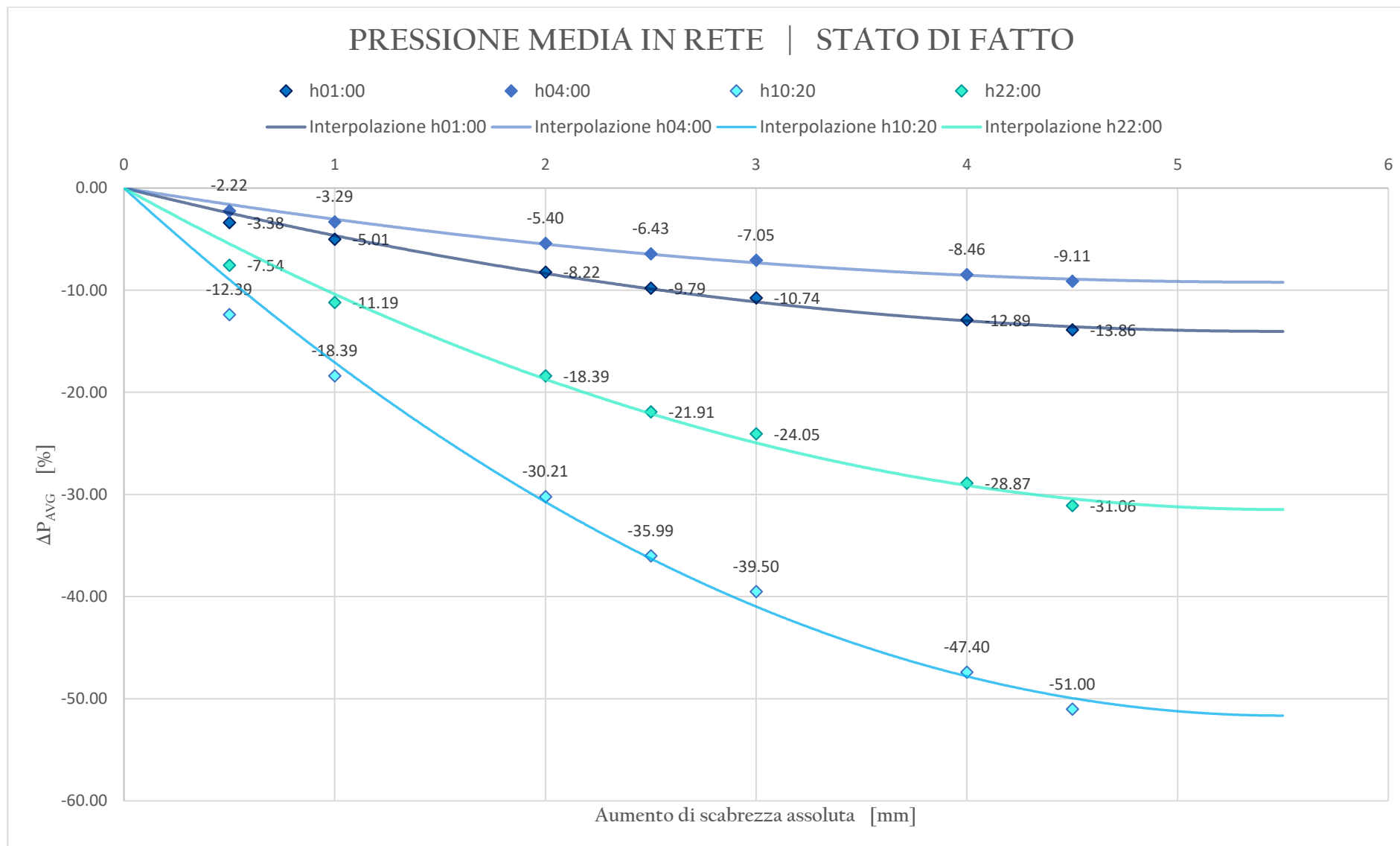


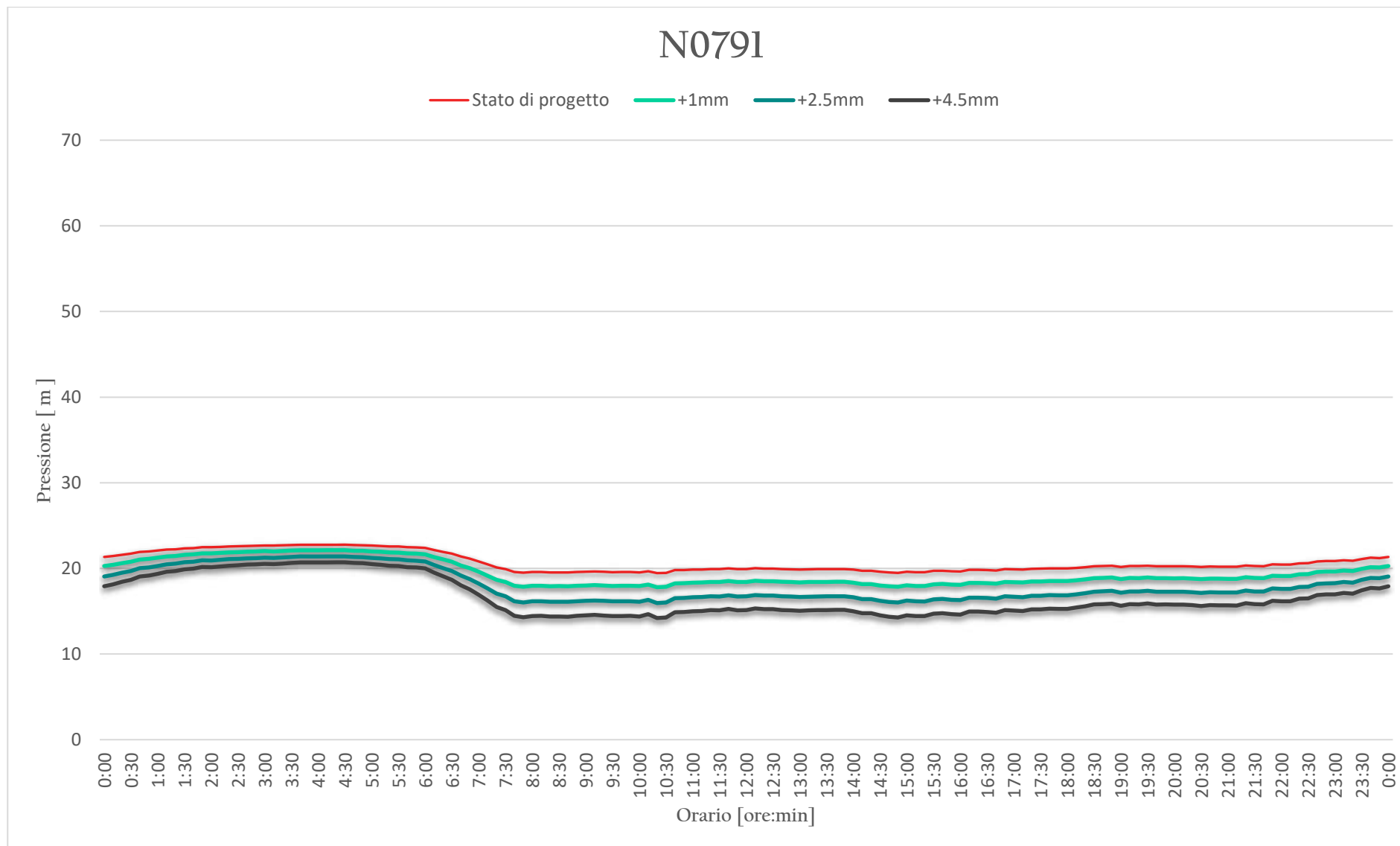




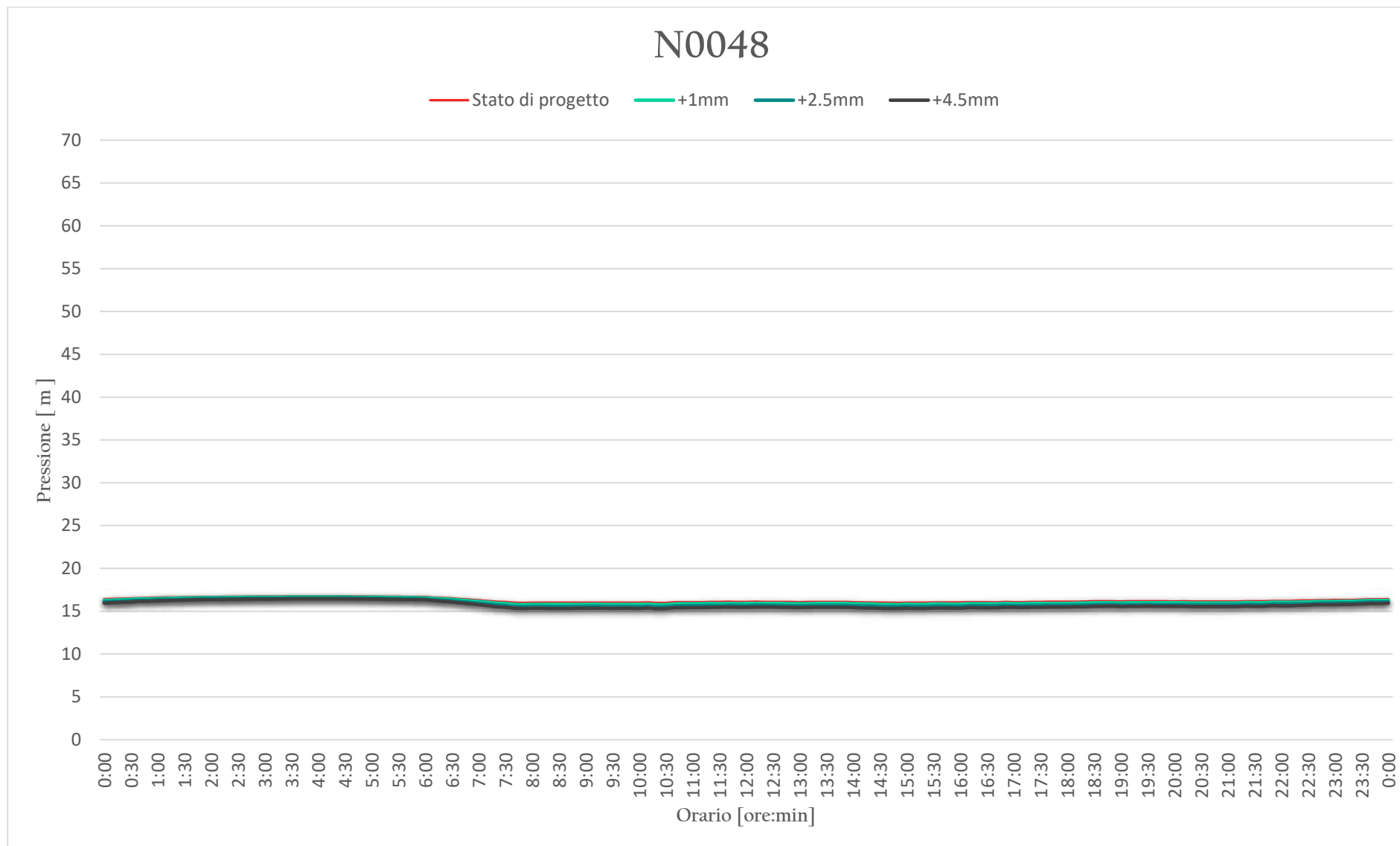


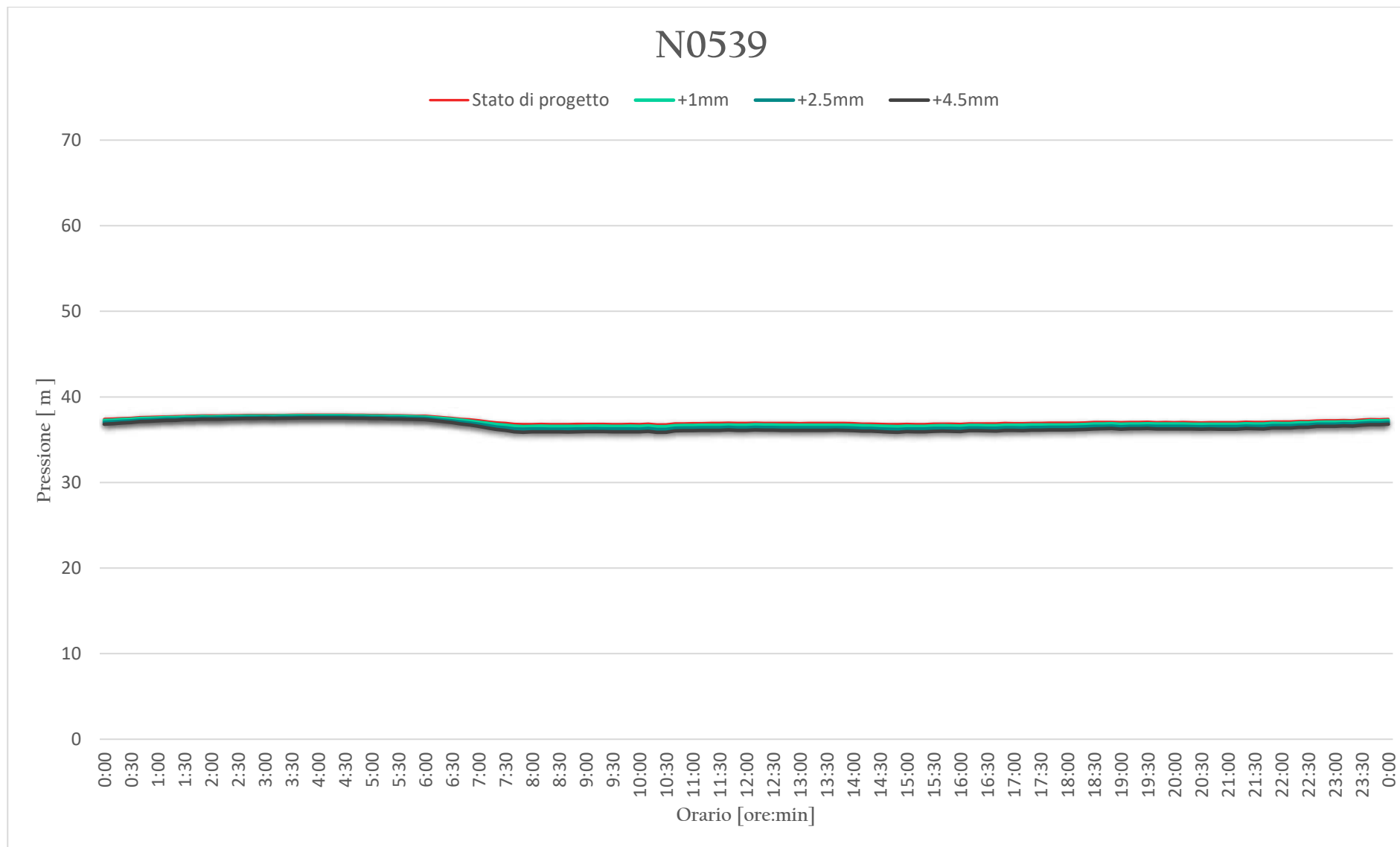


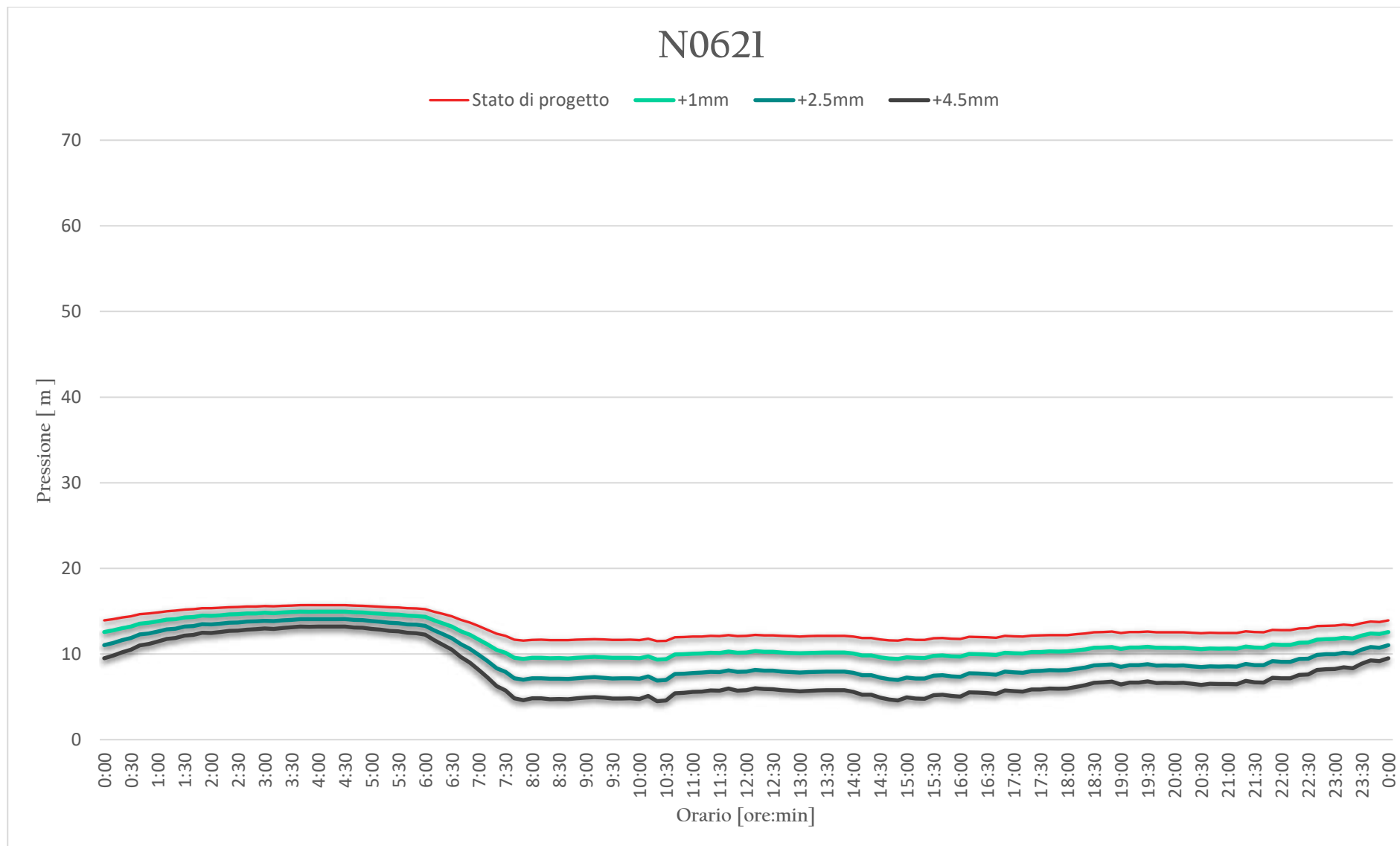


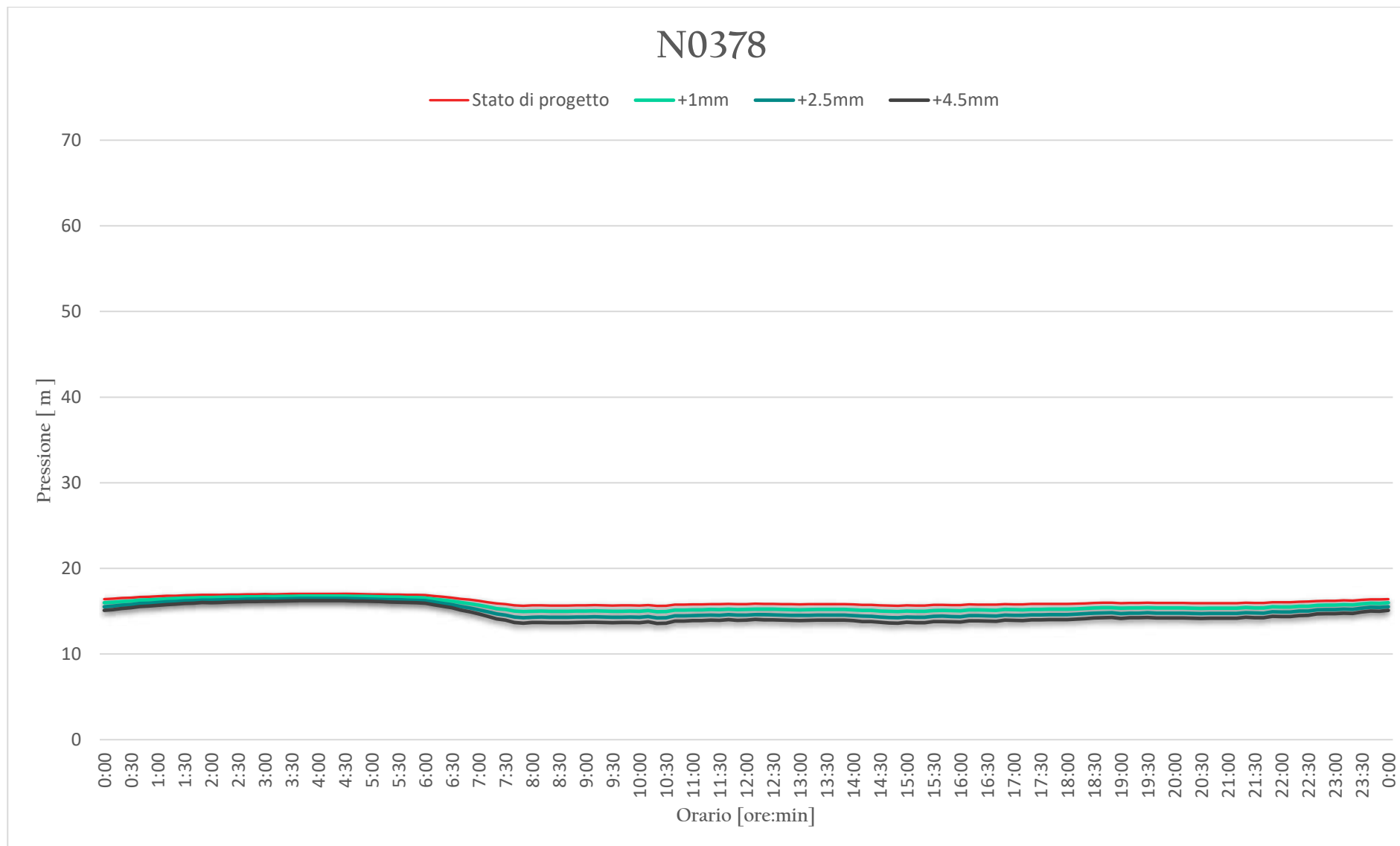


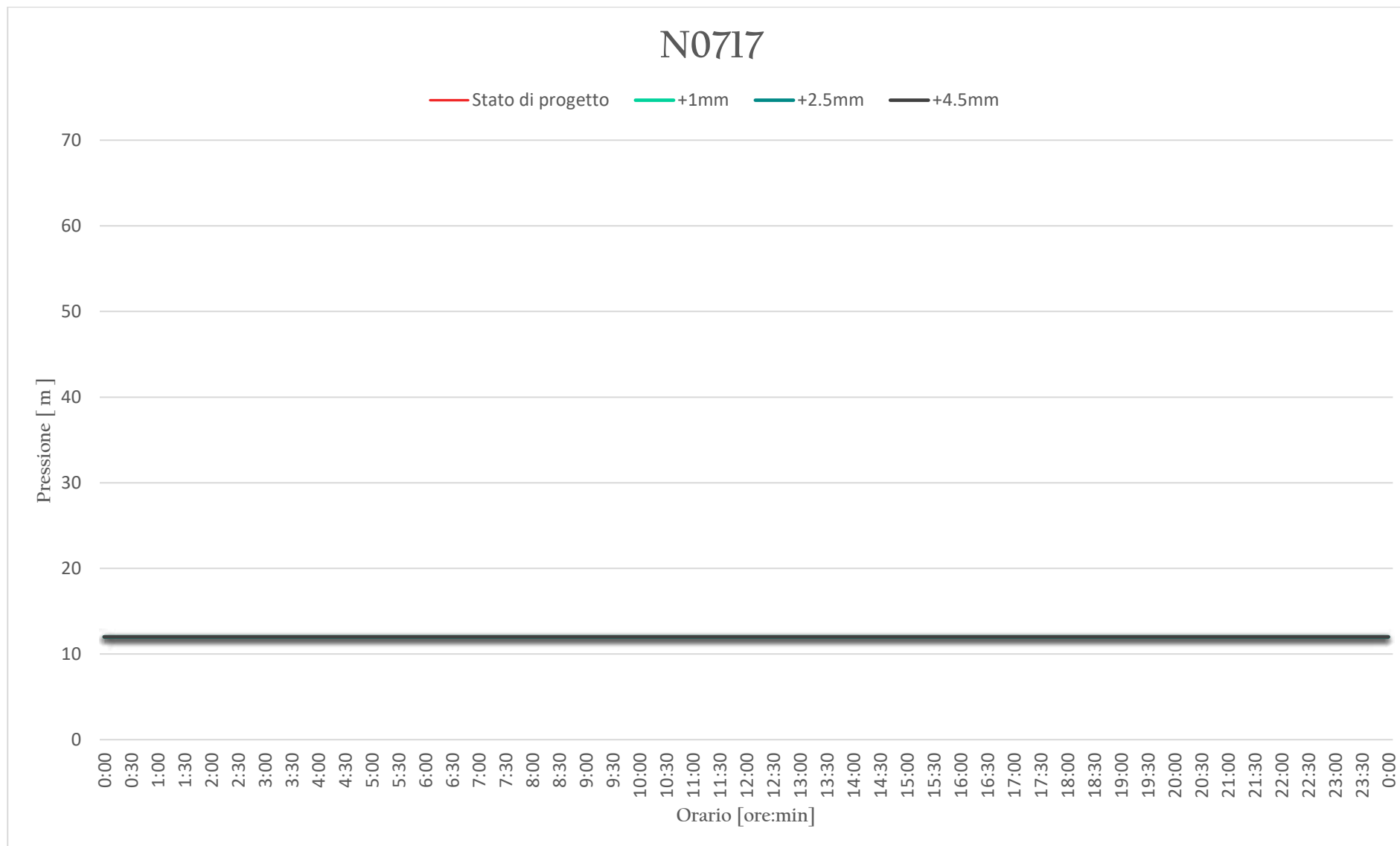


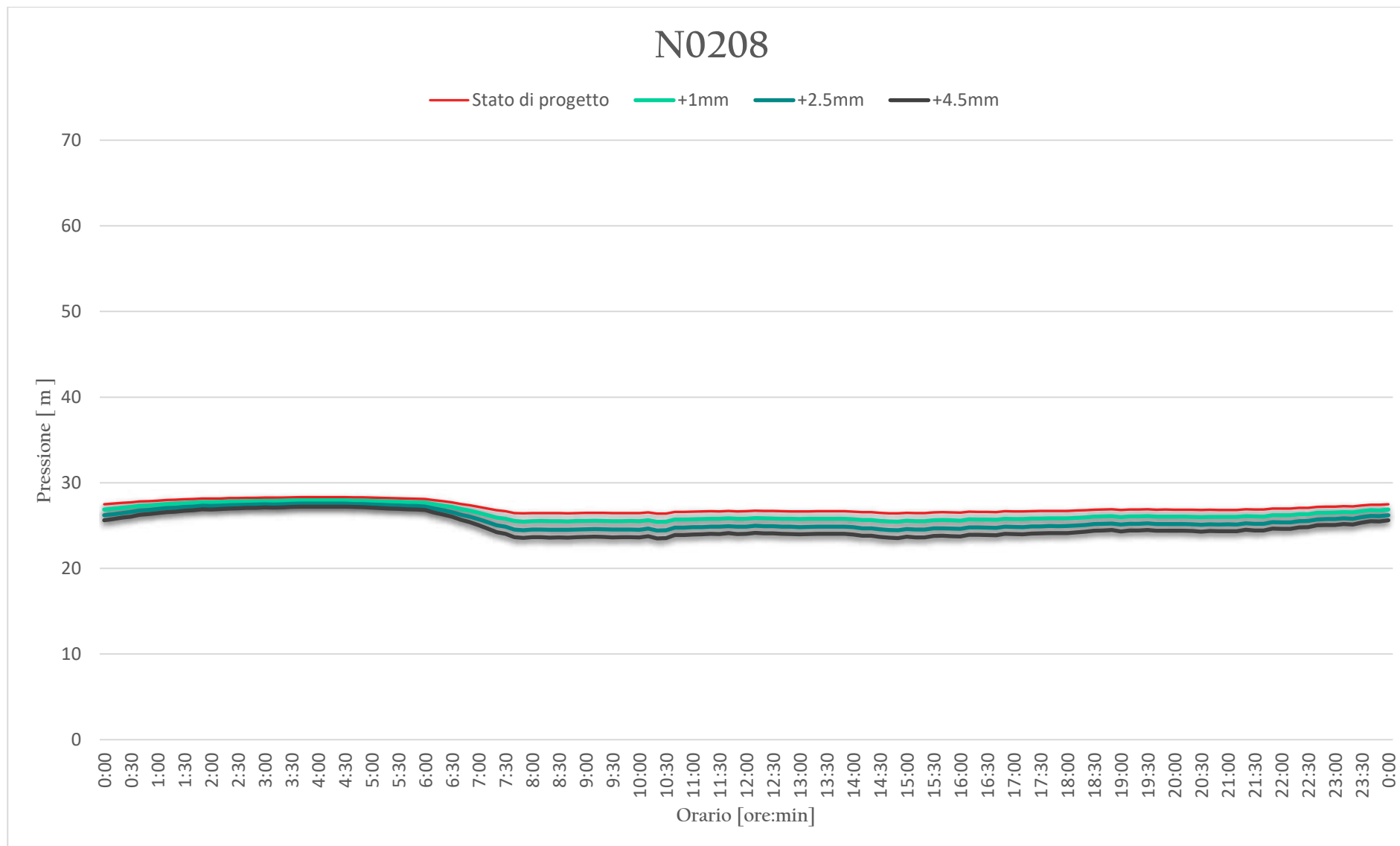


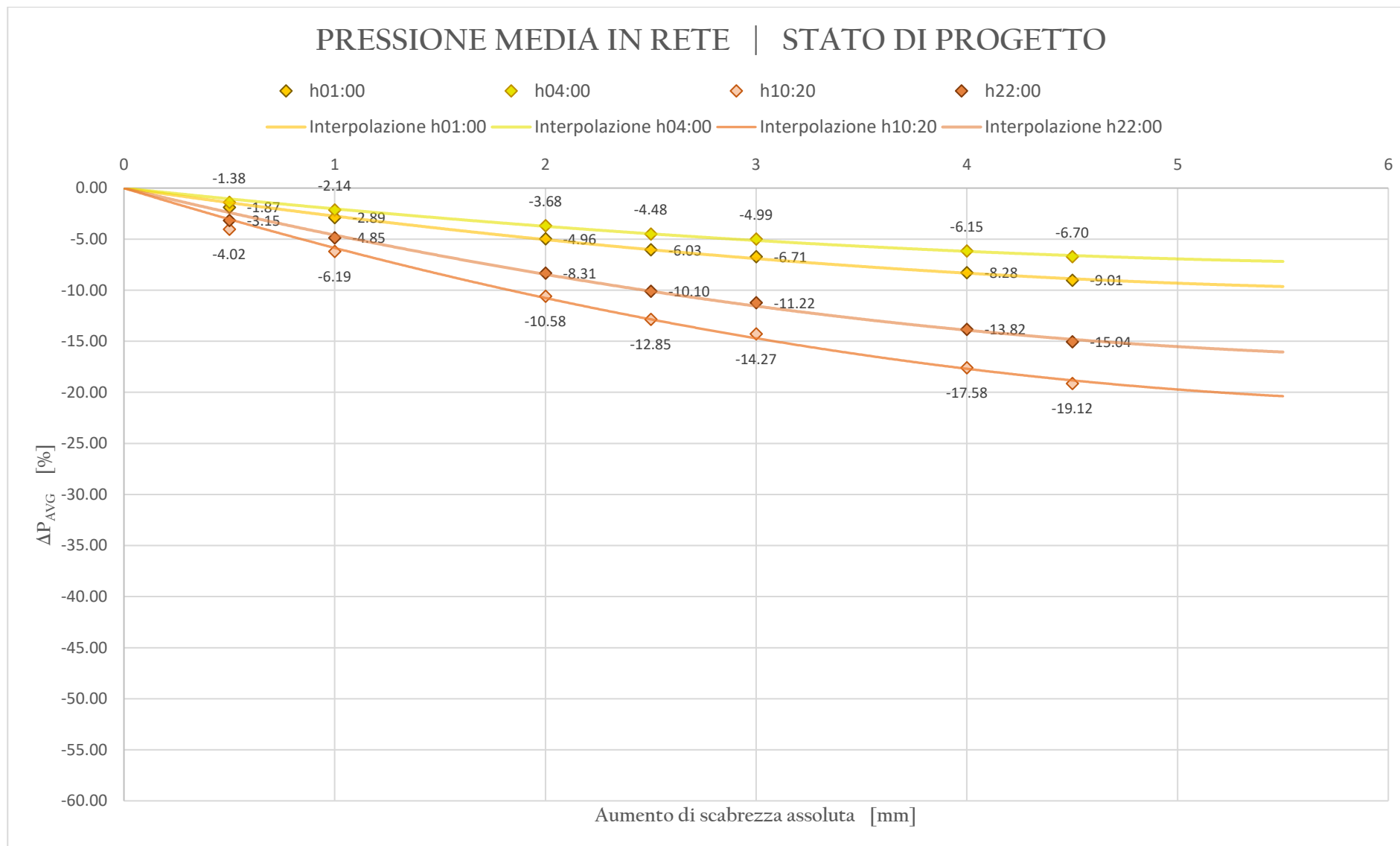






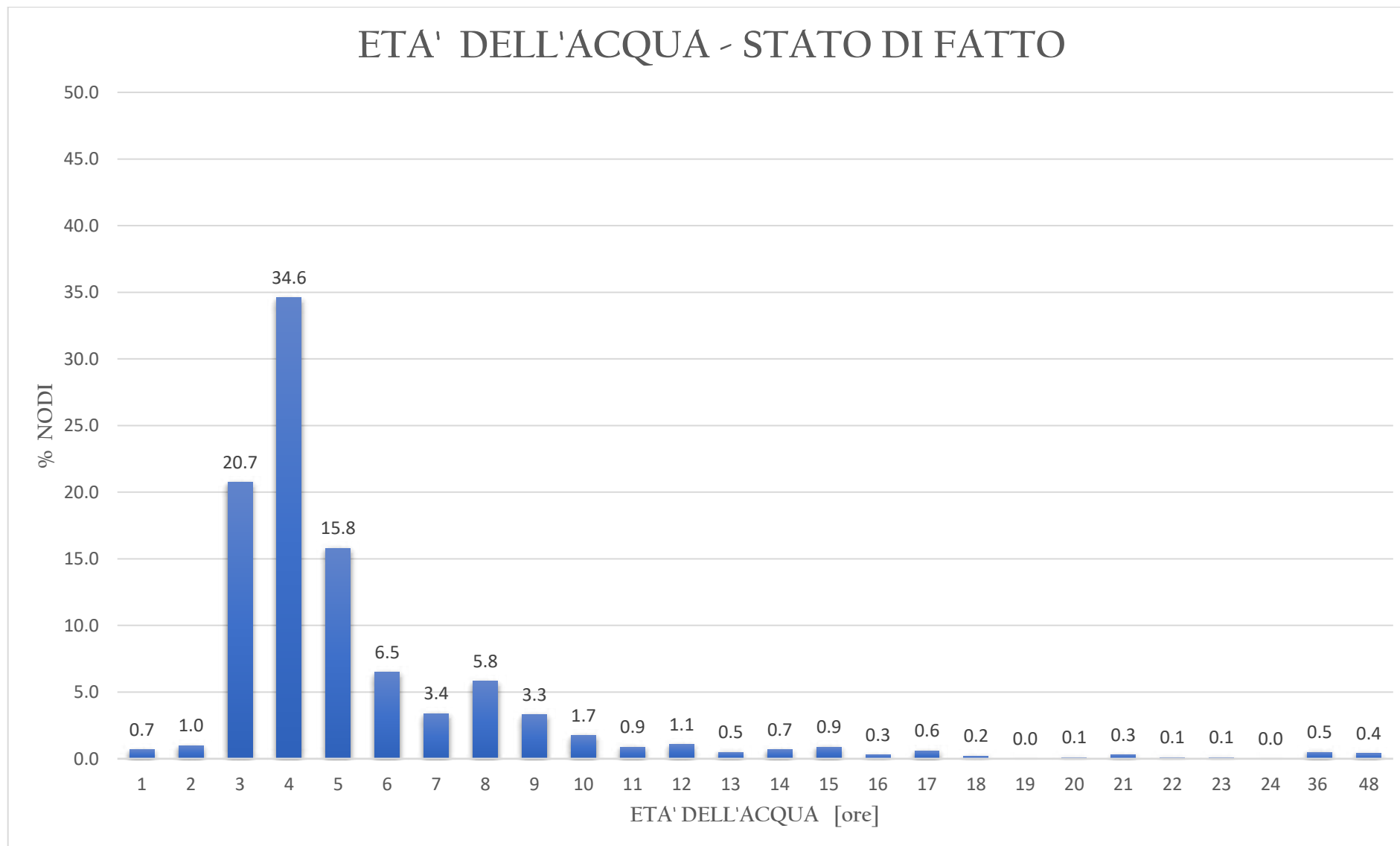


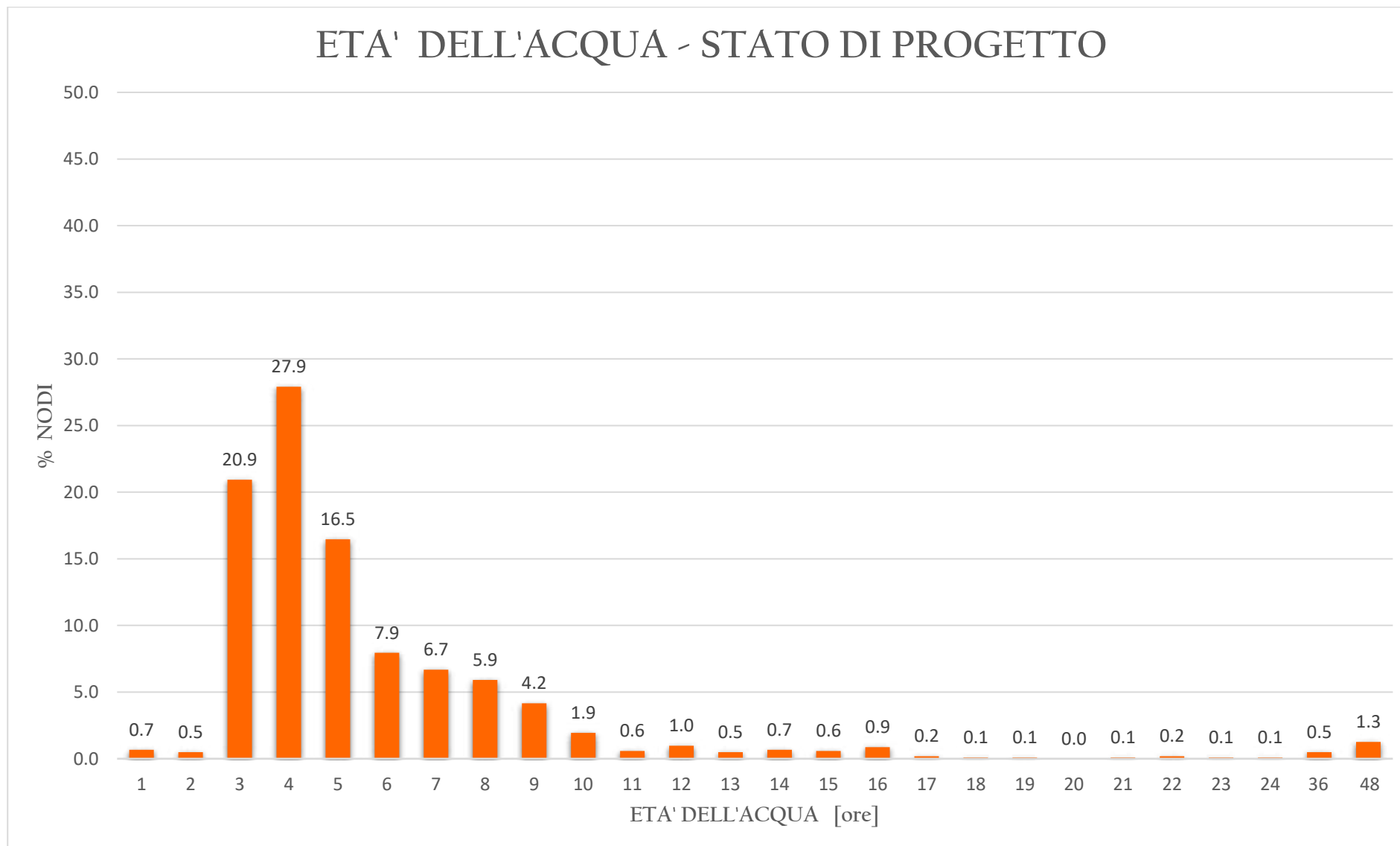




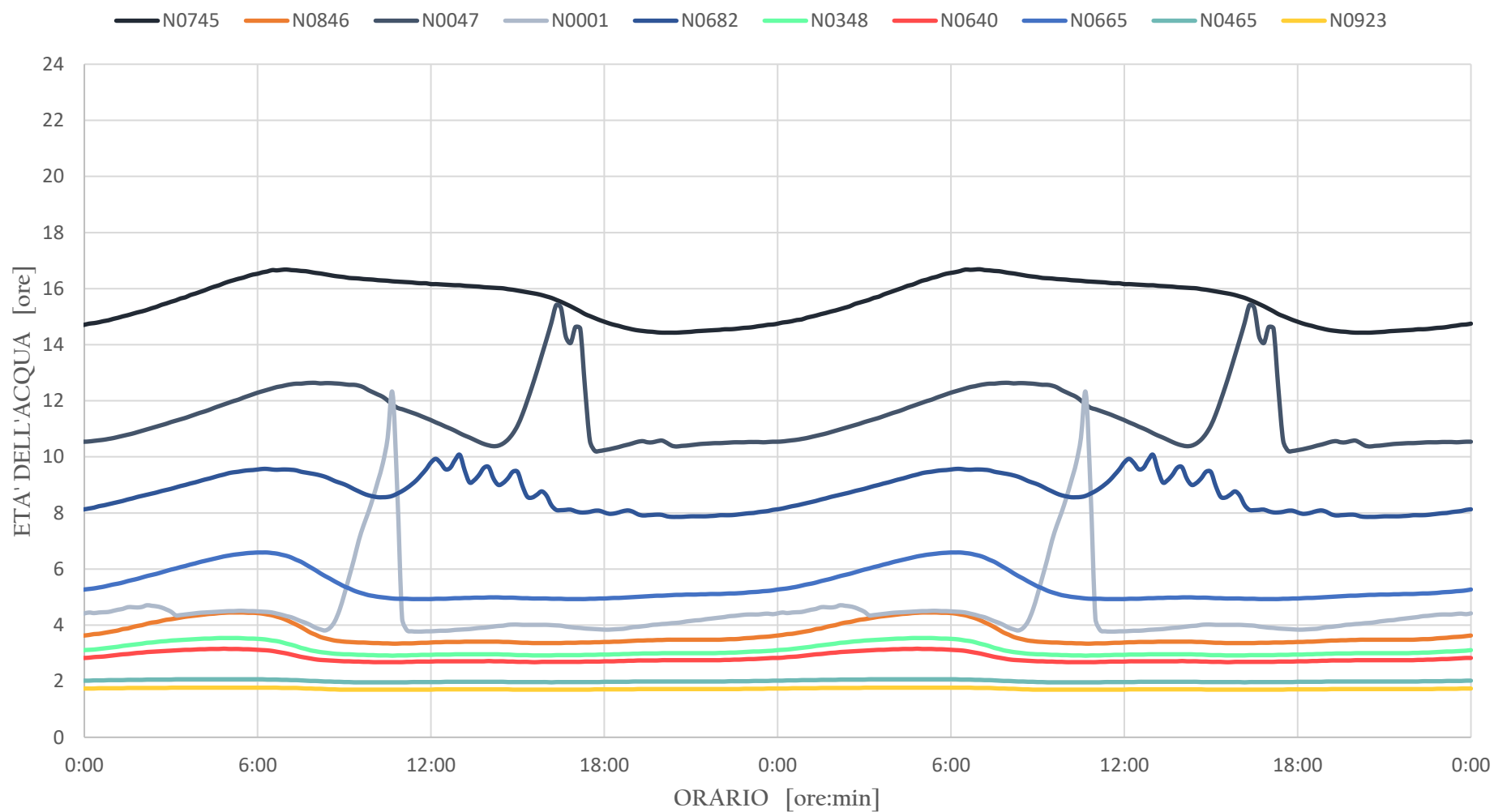
## APPENDICE 4. *Età dell'acqua – confronto tra stato di fatto e stato di progetto*







# ETA' DELL'ACQUA | STATO DI FATTO



# ETA' DELL'ACQUA | STATO DI PROGETTO

