



**Politecnico
di Torino**

Politecnico di Torino

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

**Analisi di criticità e progetto di interventi migliorativi
per il Sistema acquedottistico del Pescara**

Relatore:

Prof. Pierluigi Claps

Correlatore:

Ing. Riccardo Isola

Candidata:

Sonia Di Donfrancesco

Anno Accademico 2020/2021

Sommario

Sommario	I
Indice delle Figure.....	III
Indice delle tabelle	VI
1 Introduzione	1
1.1 Premesse.....	1
1.2 Obiettivi.....	2
2 Acquedotto del Pescara: stato attuale e criticità emerse in seguito agli eventi sismici.	4
2.1 Generalità sugli acquedotti e stato attuale dell'Acquedotto del Pescara	4
2.1.1 Schema di un acquedotto e normativa di riferimento.....	4
2.1.2 Acquedotto del Pescara	9
2.2 Potenzialità e problematicità dell'acquedotto esistente.....	14
2.2.1 EPANET 2.0.....	14
2.2.2 Modellazione dello stato esistente.....	23
2.2.3 Conseguenze degli eventi sismici del 2016- 2017	28
3 Progettazione idraulica della nuova condotta di adduzione	34
3.1 Schema del Progetto.....	36
3.1.1 Verifica del funzionamento a gravità del sistema	40
3.2 Breve illustrazione dei manufatti in progetto	44
3.2.1 Nuova condotta di adduzione	44
3.2.2 Manufatto <i>vasca alta</i>	46
3.2.3 Manufatto <i>vasca bassa</i>	47
4 Verifiche del modello in moto stazionario	49
4.1 Modello utilizzato	50
4.2 Scenario 1: portate di massima concessione	54
4.3 Scenario 2: portate eccedenti a quelle di massima concessione.....	56
4.4 Scenario 3: situazione emergenziale con assenza di sistemi di pompaggio	58

Indice

4.5	Scenario 4: situazione emergenziale con utilizzo della linea nuova ed esistente.....	59
4.6	Scenario 5: massima portata convogliabile dalla vasca bassa.....	60
4.7	Scenario 6: alimentazione contemporanea dalla vasca alta e dalla linea esistente.....	62
4.8	Scenario 7: alimentazione del Sistema con portate minime.....	63
4.9	Scenario 8: alimentazione della condotta in progetto con portata massima.....	63
4.10	Riepilogo dei risultati ottenuti con la modellazione.....	65
5	Il colpo d'ariete nella condotta in progetto: strategie di contenimento.....	68
5.1	Cenni teorici sul moto vario.....	68
5.2	Sezionamenti in corrispondenza del nodo idraulico Borgo D'Arquata.....	77
5.3	Simulazioni effettuate.....	81
5.3.1	Approccio emergenziale: chiusura valvola a farfalla.....	84
5.3.2	Approccio ordinario: chiusura valvola a fuso per manutenzione.....	115
6	Vulnerabilità intrinseca del Sistema acquedottistico.....	118
6.1	Cenni sulle teorie dell'affidabilità per le reti idriche.....	119
6.2	Indici descrittivi dei livelli di servizio.....	123
6.3	Caso studio: schema acquedottistico del Pescara e dei Monti Sibillini.....	127
6.4	Considerazione sugli indici e risultati ottenuti.....	135
7	Conclusioni.....	151
8	Bibliografia.....	154

Indice delle Figure

Figura 1 Rete di adduzione CIIP spa (fonte: www.ciip.it).....	4
Figura 2 Corografia generale dell'area	9
Figura 3 schema del funzionamento attuale	10
Figura 4 principali manufatti e condotte in corrispondenza di Capodacqua	11
Figura 5 Andamento delle condotte - Fonte mappa: Google Maps Pro	13
Figura 6 Partitore in pressone "Borgo D'Arquata"	13
Figura 7 Esempio componenti fisici in un sistema di distribuzione.....	15
Figura 8 Formule per le perdite di carico per flussi pieni	16
Figura 9 Vista del campo pozzi e dei manufatti nella frazione di Capodacqua	24
Figura 10 modellazione su EPANET- scenario 1 (immagine satellitare da Google Maps).....	25
Figura 11 Schematizzazione risorsa Capodacqua	26
Figura 12 Funzionamento complessivo del sistema attuale	28
Figura 13 rottura condotta acquedotto Pescara (fonte: bilancio dell'esercizio 2019- CIIP).....	30
Figura 14 Capodacqua - portate prelevate.....	32
Figura 15 Andamento portate Pescara del Tronto.....	32
Figura 16 Soluzioni alternative per la condotta in progetto (Fonte: studio di fattibilità- relazione generale).....	35
Figura 17 Schema del funzionamento della rete in progetto.....	39
Figura 18 Ipotesi preliminare di tracciato	40
Figura 19 Funzionamento a gravità dalla vasca di Pescara a quella di Capodacqua.....	42
Figura 20 Massima portata convogliabile a gravità dalla vasca Pescara.....	42
Figura 21 Schema idraulico da Capodacqua al partitore di Colleferno	43
Figura 22 Stralcio planimetrico della condotta in progetto	45
Figura 23 Vista in pianta della vasca alta ad una quota di 870,30 m	47
Figura 24 stralcio planimetrico: nuova vasca bassa	48
Figura 25 Modello EPANET.....	51
Figura 26 schema in corrispondenza di Capodacqua	52

Indice delle figure

Figura 27 condotte in corrispondenza della vasca alta.....	52
Figura 28 Schematizzazione dei pozzi.....	53
Figura 29 Dettaglio intercettazione adduttrici DN 500.....	54
Figura 30 esempio di variazione della pressione in un punto a monte di una manovra di regolazione (fonte: manuale Bentley hammer).....	69
Figura 31 prima fase del colpo d'ariete.....	74
Figura 32 seconda fase del colpo d'ariete.....	75
Figura 33 terza fase del colpo d'ariete.....	75
Figura 34 quarta fase del colpo d'ariete.....	76
Figura 35 schema planimetrico del nodo di Borgo D'Arquata esistente.....	78
Figura 36 collegamento della condotta in progetto con lo schema esistente.....	78
Figura 37 valvola a farfalla triplo eccentrico (fonte: valvotubi.it).....	79
Figura 38 valvola a fuso (fonte: idromet.it).....	81
Figura 39 Rappresentazione delle perdite di carico (Bentley Hammer, 2018).....	82
Figura 40 confronto andamento pressioni per una chiusura di 15 e 60 sec.....	86
Figura 41 Schematizzazione inserimento DN 900 nella condotta esistente.....	87
Figura 42 Inviluppo sovrappressioni e depressioni per una manovra in 60 sec senza dispositivi di protezione.....	87
Figura 43 schema SRV.....	92
Figura 44 posizionamento SRV nello schema.....	92
Figura 45 Schermata Hammer su impostazioni SRV.....	93
Figura 46 Inviluppo sovrappressioni e depressioni per una manovra in 60 sec con inserimento di SRV.....	94
Figura 47 confronto carichi piezometrici con e senza SRV.....	95
48 Confronto efficacia casse in termini di carico idraulico.....	97
Figura 49 Confronto efficacia casse in termini di pressioni.....	97
Figura 50 Esempio di piping differenziale in entrata ed in uscita da una cassa.....	99
Figura 51 Confronto andamento pressioni per diversi RoL.....	100
Figura 52 Confronto andamento pressioni per diversi RoL -Zoom.....	100
Figura 53 HG per una cassa da 20 m3 con differenti livelli iniziali di riempimento.....	101

Indice delle figure

Figura 54 HG per una cassa da 40 m ³ con differenti livelli iniziali di riempimento.....	102
Figura 55 Utilizzo contemporaneo di una SRV e una cassa d'aria.....	104
Figura 56 Inviluppo pressioni massime e minime con cassa e SRV.....	105
Figura 57 Schematizzazione del by-pass	106
Figura 58 schermata inserimento dati PSV	107
Figura 59 inviluppo pressioni massime e minime con utilizzo di by-pass.....	108
Figura 60 flusso in corrispondenza della valvola PSV.....	108
Figura 61 Inviluppo delle pressioni con by-pass regolato da valle	110
Figura 62 Inviluppo delle pressioni con by-pass regalato da monte e cassa di piccole dimensioni a valle.....	111
Figura 63 inviluppi per manovra brusca con by-pass.....	114
Figura 64 inviluppo per manovra brusca con cassa d'aria e valvola SRV.....	114
Figura 65 profilo con manovra a step in 5 min	116
Figura 66 profilo con manovra a step in 8 minuti	117
Figura 67 Schema acquedottistico ATO5	128
Figura 68 rete idrica su QGIS dell'ATO 5.....	130
Figura 69 Indicazione dei nodi chiave della rete.....	131
Figura 70 percorsi tra i rami principali della rete.....	132
Figura 71 percorsi tra i rami secondari della rete.....	132
Figura 72 Rappresentazione schematica di un anello con un solo partitore principale.....	136
Figura 73 Distribuzione della variabile CONS tra i comuni dello schema	139
Figura 74 Distribuzione della variabile CAR tra i comuni dello schema.....	140
Figura 75 Distribuzione della variabile PERC tra i comuni considerati	141
Figura 76 Distribuzione del parametro DIST tra i comuni dello schema.....	142
Figura 77 Distribuzione del parametro VOL tra i comuni dello schema	143
Figura 78 Distribuzione del parametro FRE tra i comuni dello schema	144
Figura 79 Distribuzione del parametro SEV tra i comuni dello schema.....	145
Figura 80 Distribuzione dell'indice vulnerabilità intrinseca tra i comuni dello schema.....	146
Figura 81 Vulnerabilità del sistema con impianti di soccorso	150

Indice delle tabelle

Tabella 1 Coefficienti di scabrezza per tubi nuovi (Fonte: EPANET 2 User manual)	17
Tabella 2 Scenario portate ATO5 Marche (fonte: Bilancio dell'esercizio 2019-CIIP)	31
Tabella 3 Verifica perdite di carico	41
Tabella 4 Diametri delle condotte inserite nel modello di simulazione	50
Tabella 5 Risultati scenario 1A	55
Tabella 6 risultati scenario 1-005	55
Tabella 7 Scenario 2	56
Tabella 8 scenario 2-015	57
Tabella 9 scenario 3	58
Tabella 10 Scenario 4	59
Tabella 11 scenario 5	60
Tabella 12 scenario 5 -015	61
Tabella 13 scenario 5-005	61
Tabella 14 scenario 6	62
Tabella 15 scenario 7	63
Tabella 16 scenario 8	64
Tabella 17 scenario 8 -015	65
Tabella 18 scenario 8- 005	65
Tabella 19 Sintesi delle capacità di portata del sistema di adduzione e relativa pressione al partitore di Colleferno	66
Tabella 20 Riferimento normativa D.M. 12/12/1985	88
Tabella 21 confronto casse in termini di carichi idraulici	98
Tabella 22 Confronto casse con volume iniziale di 5 metri cubi	102
Tabella 23 tabella riassuntiva principali risultati ottenuti	112
Tabella 24 riepilogo dei parametri indicatori dei livelli di servizio	126
Tabella 25 Dotazione idrica pro capite stimata per la Regione Marche	136

Introduzione

1.1 Premesse

Il presente lavoro di tesi è stato in realizzato in collaborazione con lo studio di Ingegneria Isola – Boasso, a cui è stata assegnata la progettazione definitiva degli interventi in progetto del sistema acquedottistico del Pescara, il cui funzionamento è stato fortemente compromesso dagli eventi sismici del centro Italia avvenuti tra il 2016 e il 2017.

Tali eventi sismici sono stati definiti dall'INGV come sequenza sismica Amatrice – Norcia – Visso e hanno avuto inizio ad agosto 2016 con epicentri situati tra l'alta valle del Tronto, i Monti Sibillini, i Monti della Laga e i Monti dell'Alto Aterno.

La prima scossa è stata registrata il 24 agosto 2016 con magnitudo di 6.0 ed epicentro situato tra i comuni di Accumuli (RI) e Arquata del Tronto (AP). Il 30 ottobre 2016 è stata registrata la scossa più forte di magnitudo 6.5 con epicentro tra i comuni di Norcia e Preci, in provincia di Perugia. Una nuova sequenza di quattro forti scosse è avvenuta il 18 gennaio 2017, con la massima di magnitudo 5.5, ed epicentri collocati tra i comuni Montereale, Capitignano, e Cagnano Amiterno nella provincia dell'Aquila. Gli eventi ebbero devastanti conseguenze sulla popolazione civile con 41 mila sfollati, 388 feriti e 303 morti.

Oltre agli effetti importanti prodotti in quest'area nell'edilizia civile, privata e pubblica, la sequenza sismica ha aggravato la vulnerabilità della rete acquedottistica montana, facendo emergere tutte criticità rappresentate dalle scelte passate e solamente con gli interventi tempestivi del gestore della rete CIIP S.p.A si è potuta garantire la continuità dell'erogazione idrica. Le reti idriche maggiormente colpite da questi eventi sono quelle situate nell'Ambito territoriale ottimale n° 5 delle Marche. I due acquedotti in questione sono quello del Pescara e dei Monti Sibillini le cui sorgenti principali sono ubicate nel Parco dei Monti Sibillini.

Per quanto concerne l'acquedotto del Pescara, le condotte che lo compongono attraversano zone caratterizzata da diffusi fenomeni franosi del tipo crollo, ribaltamento, colata detritica e scorrimenti rotazionali e traslazionali di imponenti dimensioni. Da Capodacqua, punto in cui è presente la sorgente principale, ad Arquata del Tronto la linea acquedottistica è poggiata in gran parte del suo tracciato sulla coltre detritica e solo in piccola parte su un substrato prevalentemente di tipo arenaceo.

Ciò comporta che la linea acquedottistica risenta fortemente, soprattutto in condizioni di scuotimento sismico, del differente substrato geologico sul quale è appoggiata nonché delle differenti modalità di realizzazione dell'infrastruttura stessa.

Infatti, a seguito degli eventi sismici la linea ha riportato notevoli lesioni, proprio a causa della sollecitazione sismica sui depositi costituenti la coltre detritica; sono state riscontrate numerosissime fratture parallele al versante sull'area collocata al di sopra dell'abitato di Pescara del Tronto, sito dove è particolarmente importante porre attenzione sugli effetti di amplificazione dell'input sismico.

Inoltre, è emersa la criticità di affidare l'immissione nel sistema della portata della sorgente Capodacqua ad un impianto di sollevamento che, pur disponendo di tutti i necessari dispositivi di sicurezza, non garantisce un corretto funzionamento in una situazione di emergenza per molteplici cause quali interruzione delle linee elettriche o lo spegnimento del gruppo elettrogeno.

Pertanto, è chiara la necessità della progettazione di un nuovo tracciato dell'acquedotto, che tenga in conto l'elevata sismicità della zona, capace di generare terremoti potenzialmente fino ad una magnitudo di 7.0.

La sequenza sismica del sistema di fagliezioni Amatrice – Norcia ha avuto conseguenze anche sul regime idrodinamico e sulle idrostrutture del massiccio dei Sibillini, alterando i valori delle portate e dei livelli piezometrici di molte sorgenti afferenti a tale sistema. Tale quadro è stato aggravato dalla scarsità delle precipitazioni negli ultimi anni.

Particolarmente critica risulta la diminuzione della portata del gruppo sorgentizio Foce di Montemonaco, che dal valore di 526 l/s si è abbassata a 187 l/s.

Sulla base di queste considerazioni e sul fatto che il territorio italiano è sottoposto a periodi di siccità sempre più frequenti, con ricorrenze prossime ai cinque anni, si è posta l'attenzione anche sulla vulnerabilità del sistema acquedottistico dell'ATO 5, quando per cause di diversa natura si verificano una riduzione di funzionalità del sistema di approvvigionamento idrico.

1.2 Obiettivi

Fatte queste premesse, il lavoro di tesi è principalmente suddiviso in due macro-argomenti: interventi in progetto nell'acquedotto del Pescara e vulnerabilità del sistema acquedottistico dell'ATO 5 - Marche Sud.

In particolare, nel capitolo 2 viene esaminato il funzionamento attuale dell'acquedotto esistente, analizzandone le potenzialità e le criticità emerse a seguito degli eventi sismici.

I capitoli 3 e 4 sono incentrati sulla nuova condotta di adduzione in progetto: nel capitolo 3 sono illustrate le caratteristiche dei manufatti e delle condotte in via di progettazione, mentre il capitolo 4 tratta le verifiche idrauliche effettuate sulla nuova condotta in diversi scenari di alimentazione e vetustà delle tubazioni. L'obiettivo è quello di dimostrare l'elevata flessibilità gestionale del sistema in esame, che permette di fronteggiare qualsiasi situazione di emergenza, assolvendo ai requisiti antisismici richiesti.

Nel capitolo 5 è analizzato il fenomeno del colpo d'ariete nella condotta in progetto, facendo una disamina di diverse strategie di contenimento degli effetti. A tal scopo si utilizza un software di modellazione idraulica *Hammer* della Bentley Institute, che permette la modellazione dei transitori sulla base delle tipiche equazioni differenziali iperboliche rappresentative dei problemi di propagazione delle onde.

Infine, il capitolo 6 si concentra sul secondo macro-argomento: la vulnerabilità del sistema acquedottistico dell'ATO 5 composto dalle reti interconnesse del Pescara e dei Monti Sibillini.

La valutazione della vulnerabilità è effettuata a partire da una metodologia proposta da *Claps, Sileo, Mecca* (2000) che lega l'affidabilità del sistema rispetto alla domanda e alla capacità delle utenze a sopportare gli effetti derivanti da magre eccezionali o riduzioni di funzionalità dovute a rotture meccaniche di componenti dello schema.

I risultati emersi da tale studio, che forniscono indicazioni di massima sulla vulnerabilità delle utenze solo in relazione a caratteristiche fondamentali dello schema, potranno essere comparati con le criticità riscontrate sul territorio e consentire futuri approfondimenti in ottica di gestione del sistema.

2 Acquedotto del Pescara: stato attuale e criticità emerse in seguito agli eventi sismici.

L'acquedotto del "Pescara" è un complesso sistema di manufatti e condotte che alimenta la rete idropotabile di Ascoli Piceno e di tutta la bassa valle del Tronto e che opera in connessione con l'acquedotto dei "Sibillini". Le sorgenti principali si trovano nelle località di Capodacqua e Pescara del Tronto e le opere di captazione, attraverso un susseguirsi di gallerie, ponti e scavi in trincea, alimentano la linea acquedottistica realizzata negli anni '50,

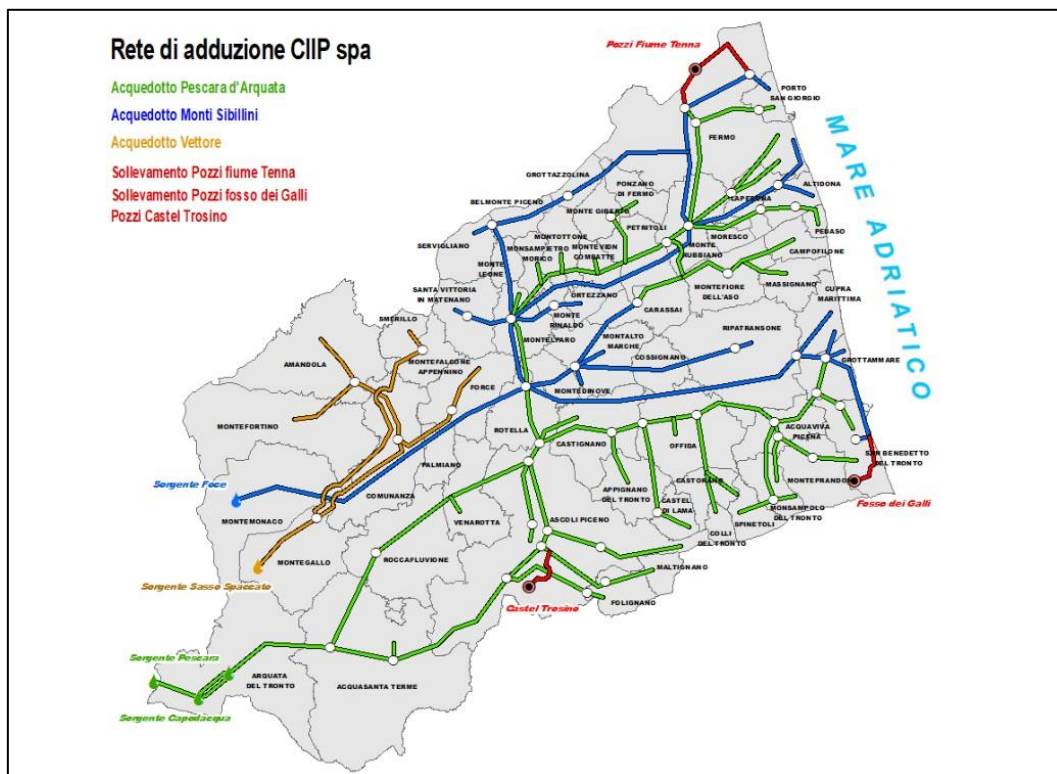


Figura 1 Rete di adduzione CIIP spa (fonte: www.ciip.it)

2.1 Generalità sugli acquedotti e stato attuale dell'Acquedotto del Pescara

2.1.1 Schema di un acquedotto e normativa di riferimento

Con acquedotto si intende l'insieme delle opere necessarie a prelevare, trattare, immagazzinare e distribuire l'acqua dal punto di presa all'utilizzazione finale.

Facendo riferimento alla vigente normativa D.M.LL.PP 8 gennaio 1997, n.99 *Regolamento per la definizione dei criteri e del metodo in base ai quali valutare le perdite negli acquedotti*, gli usi relativi agli impianti di acquedotto sono distinti in:

“

- *Uso civile potabile*: relativo al consumo umano, ovvero a tutti gli usi domestici, relativi agli utilizzi della cucina, degli apparecchi igienico- sanitari e fontane pubbliche;
- *Uso civile domestico non potabile*: relativo alle acque di lavaggio dei vasi igienici, alle acque di innaffiamento dei giardini, a quelle utilizzate negli impianti di riscaldamento e condizionamento e negli impianti tecnologici in genere relativi agli edifici civile;
- *Uso agricolo*: relativo all'uso irriguo e per estensione all'uso zootecnico e ittologico;
- *Uso produttivo*: relativo agli usi industriali e dei settori commerciale e terziario per la parte non potabile;
- *Altri usi*: comprendono gli usi vari non sopra specificati, ad esempio acque di lavaggio di strade, di innaffiamento di verde pubblico e di impianti sportivi, di bonifica per colmata, per idranti antincendio, le acque destinate alla conservazione dell'ecosistema ed alla ricarica delle falde, ecc.

“

Tra questi ambiti, il rifornimento e la distribuzione dell'acqua per uso domestico generalmente presentano le maggiori problematiche, sia per la necessità di assicurare un servizio continuativo e confacente alla variabilità della domanda, sia per la varietà delle condizioni da esaminare durante le fasi di progettazione e di costruzione.

Per gli acquedotti per servizio domestico, il primo punto da trattare è l'individuazione delle possibili fonti da cui derivare la portata necessaria in relazione alla sua variabilità nel tempo e alla qualità dell'acqua relativa alla regolarità dei caratteri.

Altro aspetto da considerare, contestualmente al primo, è la quota delle fonti e dell'opera di presa rispetto alla quota piezometrica del territorio da servire; infatti, i modi d'alimentazione del sistema adduzione- distribuzione sono essenzialmente di due tipi:

- A gravità se la quota della fonte domina l'area da servire; generalmente centri posti in zona montana o collinare hanno acquedotti di questo tipo, alimentati da sorgenti collocate a quote elevate;
- Con sollevamento quando la quota della fonte non è sufficientemente elevata per la zona da servire e si rende quindi necessario un impianto di sollevamento per creare il salto piezometrico necessario.

Frequentemente si ha anche una combinazione dei due modi, con funzionamento a gravità dall'opera di presa e sollevamento a valle.

L'approvvigionamento della risorsa idrica avviene secondo diverse modalità, variando la tipologia dell'opera di presa a seconda della fonte.

L'acqua proveniente da sorgenti montane ha caratteristiche qualitative pregiate e stabili. Il moto di filtrazione dell'acqua nel terreno crea infatti un primo effetto depurativo da particelle solide sospese che trasportano inquinanti legati alle superfici come metalli o sostanze organiche. Altro vantaggio delle sorgenti, riguarda la facilità nella captazione delle acque, infatti, affiorando naturalmente in superficie, non si rende necessaria alcuna opera di prelievo.

Le acque di falda artesiane hanno gli stessi vantaggi delle acque da sorgente, ma con la differenza che non affiorano in superficie ed è necessario l'utilizzo di pompe per il prelievo.

Le acque da falde artesiane sono invece giudicate meno affidabili, in quanto in contatto con l'atmosfera e di conseguenza facilmente inquinabili da sostanze provenienti dall'esterno.

Infine, in alcuni casi si può prevedere l'approvvigionamento derivando la portata da corsi d'acqua laghi artificiali o naturali. Tali risorse hanno sicuramente il vantaggio di facilità di captazione nonché la semplicità nella caratterizzazione dal punto di vista quantitativo. Tuttavia, non è infrequente che siano contaminate e che sia necessario un impianto di potabilizzazione a monte del centro di utilizzazione.

La distribuzione delle acque ai centri abitati è fortemente legata alla variabilità della richiesta da parte degli utenti, che deve essere considerata secondo diverse scadenze temporali, ovvero quella giornaliera e quella stagionale.

Il soddisfacimento della domanda variabile e, relativamente, senza limiti, comporta la necessità di definire il volume d'acqua necessario che deve essere immesso nella rete di distribuzione

quotidianamente; a tal fine è necessario conoscere e descrivere la composizione, la struttura e gli usi della comunità da servire.

Si ha quindi il problema di dover conciliare la variabilità dei consumi dell'utilizzazione finale a fronte dell'alimentazione che segue una legge pressoché costante o non eccessivamente variabile nel corso del giorno. In tal senso è evidente la necessità di inserire una capacità di assegnato volume tra l'adduzione e la consegna alla rete, per regolare la portata verso gli utenti. Tale volume serve ad integrare la portata immessa in rete quando questa eccede la portata media proveniente dall'adduzione, ad esempio nelle ore di punta e ad accumularla nel caso contrario, come nelle ore notturne.

Il volume del serbatoio è deducibile nota la funzione d'erogazione, ovvero la forma del diagramma dei consumi, oppure, quando questa non è nota, di norma si assume sia il 30% del volume giornalieri proveniente dall'adduzione nei piccoli centri, mentre circa il 15% nei centri relativamente grandi.

In aggiunta al volume di compenso, il serbatoio deve disporre di un ulteriore volume per fronteggiare le emergenze, come per esempio un guasto dell'adduzione o per il servizio antincendio.

Di norma il serbatoio si colloca al termine dell'opera di adduzione e appena a monte di quella di distribuzione, con una piezometrica decrescente dalla quota del serbatoio verso i rami periferici della rete. Un altro schema prevede invece di collocarlo all'estremità dell'abitato: nelle ore di punta la rete sarà alimentata sia dalla sorgente che dal serbatoio di testata, con una piezometrica risultante di forma concava, mentre nelle ore notturne, dove la domanda è ridotta, si avrà un vaso di acqua nel serbatoio. Nei grandi centri abitati solitamente si hanno schemi più complessi e un numero maggiore di serbatoi variamente collegati tra loro e alla fonte.

Altro elemento degli schemi acquedottistici sono gli impianti di sollevamento, che si rendono necessari soprattutto in zone pianeggianti; la quota dei serbatoi infatti non è libera, ma condizionata dalla distribuzione delle quote del territorio e del centro, nonché dalla forma della rete.

Infine, per le acque ritenute non potabili all'origine (acque superficiali o di falda freatica) sono necessari impianti di trattamento il cui posizionamento è variabile in funzione dell'articolazione del sistema compreso tra l'opera di presa e la sezione d'origine della rete.

Tra le norme più importanti che trattano della progettazione e della gestione delle reti di acquedotto vi è la Legge 5 gennaio 1994, n. 36 detta anche Legge Galli, grazie alla quale si iniziò a riorganizzare il settore idrico in Italia. I principi essenziali su cui si basa sono:

- Uso pubblico di tutte le acque, intesa come risorsa da salvaguardare e utilizzare secondo criteri di solidarietà;
- Uso razionale delle risorse;
- Priorità dell'uso dell'acqua per il consumo umano;
- Equilibrio del bilancio idrico.

Viene introdotto il concetto di servizio idrico integrato, ovvero l'insieme dei servizi pubblici di captazione, adduzione, distribuzione dell'acqua ad usi civili, di fognatura e di depurazione. Inoltre, per una migliore gestione, sia dal punto di vista tecnico che economico, sono stati introdotti gli A.T.O. (*Ambiti territoriali ottimali*), ovvero delle regioni all'interno delle quali operano i servizi idrici integrati.

Di rilievo è infine la Delibera ARERA 917/2017/R/idr che definisce i livelli minimi e gli obiettivi per la qualità tecnica nel servizio idrico integrato, mediante l'introduzione di sei macro-indicatori:

- M1: perdite idriche;
- M2: frequenza del servizio;
- M3: qualità dell'acqua erogata;
- M4: adeguatezza del sistema fognario;
- M5: smaltimento dei fanghi in discarica;
- M6: qualità dell'acqua depurata.

2.1.2 Acquedotto del Pescara

L'acquedotto del Pescara è un insieme di manufatti e condotte realizzati negli anni '50 che opera in connessione con l'acquedotto dei "Sibillini", alimentando la rete idropotabile di Ascoli Piceno e di tutta la bassa valle del Tronto.

Le sorgenti principali sono posizionate nelle località di Capodacqua e Pescara ed alimentano la rete attuale, situata interamente in sinistra idraulica del fiume Tronto, principalmente grazie ad un sollevamento situato a Capodacqua che riesce a garantire una portata di 350-450 l/s al partitore di Colleformo.

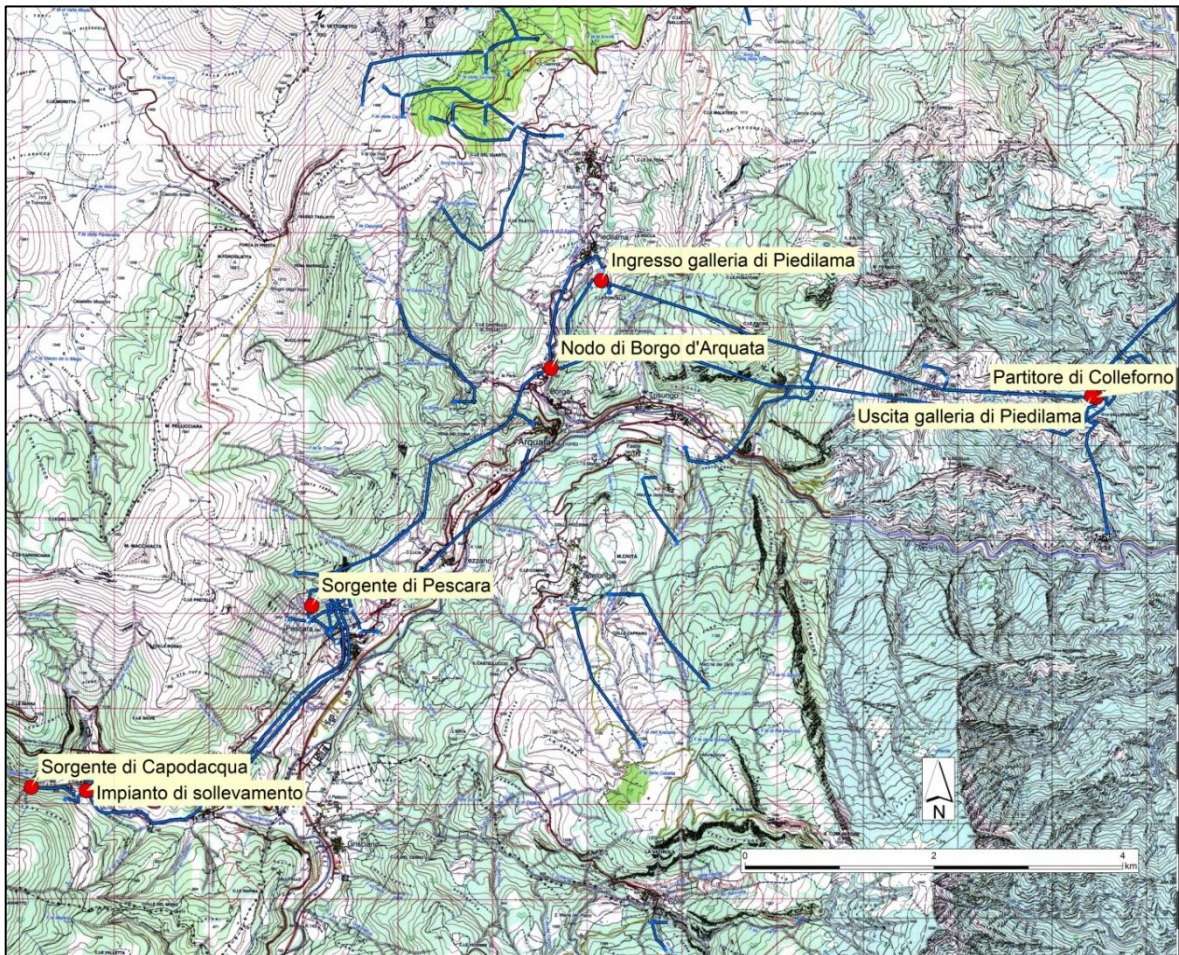


Figura 2 Corografia generale dell'area

In particolare, la risorsa proveniente da Capodacqua è da ripartire tra più contribuiti. La sorgente Capodacqua è posta ad una quota di 891 mt s.l.m., ed immette tale contributo in una vasca di carico

Acquedotto del Pescara: stato attuale e criticità emerse in seguito agli eventi sismici

posta a 850 mt s.l.m., per poi essere trasportata tramite un'adduttrice in acciaio, nell'impianto di sollevamento di Capodacqua posto ad una quota di 818 mt s.l.m.

Al sollevamento arriva anche il contributo della sorgente *Clover* posta a 823 mt s.l.m., la cui portata concessa è di circa 45 l/s.

Un altro contributo alla risorsa idrica totale è dato dal campo pozzi situato a monte della vasca di carico di Capodacqua; tale quota parte è immessa a valle del sollevamento direttamente nelle condotte prementi che si dipartono dall'impianto fino all'abitato di Pescara del Tronto.

Infine, prima degli eventi sismici del 2016, un'altra sorgente denominata *Fosso Rio* e posta a 947 mt s.l.m. dava un contributo di 10 l/s, adesso nullo.

Si è stimato che la portata concessa dal sollevamento, il campo pozzi e la sorgente *Clover* sia circa di 429,80 l/s.

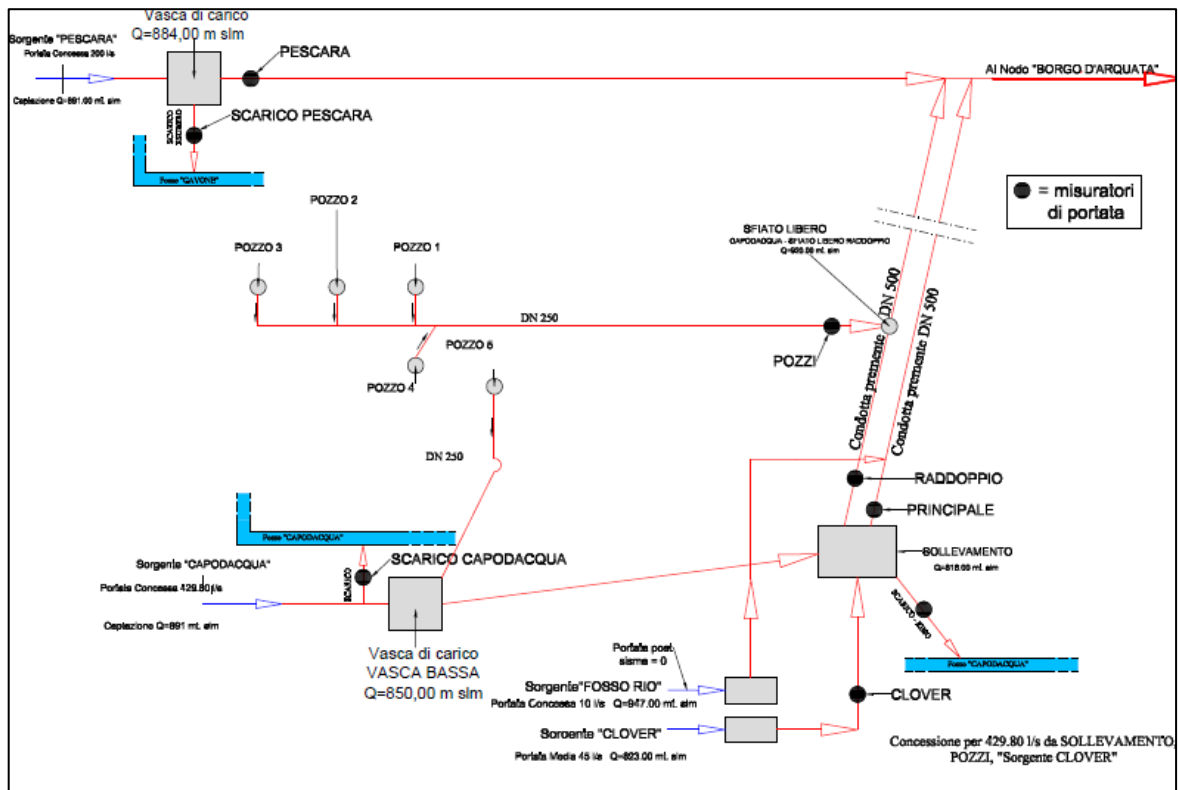


Figura 3 schema del funzionamento attuale

L'acquedotto esistente è strutturato come descritto di seguito.

Vasca di carico Capodacqua.

È posta ad una quota di 850 m s.l.m. e riunisce la risorsa proveniente dalla sorgente Capodacqua e dal pozzo 5; tramite una condotta in acciaio DN 500, l'acqua è trasportata all'impianto di sollevamento posto ad una quota di 818 m s.l.m.

In figura 4, riportata da *QGIS*, si notano i principali manufatti in corrispondenza della frazione di Capodacqua: le condotte che convogliano l'acqua delle sorgenti all'impianto di sollevamento e le due prementi in un'uscita dal manufatto.



Figura 4 principali manufatti e condotte in corrispondenza di Capodacqua

Dall'impianto di sollevamento a Capodacqua alla vasca di Pescara del Tronto.

L'impianto è posto alla quota di 818 m s.l.m. e vi sono convogliate, oltre alla risorsa proveniente dalla sorgente principale, anche quella proveniente dalla sorgente *Clover*, stimata essere intorno ai 45 l/s. All'interno dell'impianto di sollevamento solo collocate sei pompe, di cui delle prime cinque solo tre funzionano contemporaneamente, mentre le altre due aumentano la ridondanza del sistema.

La sesta pompa è utilizzata in alternativa alle pompe n°1-5 senza dispendio di energia elettrica; si tratta di una pompa a funzionamento idraulico, ovvero che sfrutta l'energia idraulica di acqua a scarico per sollevare una parte della portata.

Non avendo informazioni a sufficienza sulle componenti dell'impianto di sollevamento, come ad esempio le tipologie di pompe e le curve caratteristiche, necessarie a modellare compiutamente il sistema, nel prossimo paragrafo ai soli fini dello studio delle potenzialità dell'acquedotto esistente, il sollevamento verrà schematizzato come un serbatoio a risorsa infinita.

Scopo dell'impianto è quello di dare all'acqua un carico sufficiente da poter raggiungere la vasca di disconnessione idraulica in corrispondenza della sorgente *Pescara* nei pressi del centro abitato di Pescara del Tronto.

La vasca è raggiunta con due condotte prementi DN 500 che dal sollevamento nella frazione di Capodacqua si snodano sul territorio, prevalentemente in trincea e per brevi tratti in galleria, fino al raggiungimento della vasca di disconnessione posta ad una quota di 884 m s.l.m.

Di seguito si riporta lo sviluppo dell'acquedotto su un rilievo di Google Earth Pro. In blu scuro sono riportate le condotte adduttrici e distributrici dell'acquedotto. Le due condotte prementi partono dal sollevamento e divergono nel tracciato dopo la frazione di Capodacqua per poi seguire un andamento parallelo dopo aver superato il centro abitato di Tufo.

Sono inoltre riportate in rosso i tratti in galleria e segnalati i punti di sorgente con l'icona della goccia d'acqua.

Sopra l'abitato di Pescara del Tronto, in corrispondenza del tratto in rosso della galleria, è ubicata la vasca di disconnessione, che rappresenta il punto di arrivo delle due condotte DN 500 e il punto di immissione della risorsa idrica della sorgente Pescara del Tronto, la cui portata concessa stimata attualmente è di 200 l/s.



Figura 5 Andamento delle condotte - Fonte mappa: Google Maps Pro

Dalla vasca di disconnessione l'acqua è convogliata in una condotta in calcestruzzo dal diametro nominale di 700 mm che dell'abitato di Pescara del Tronto arriva al partitore in pressione nei pressi di Borgo D'Arquata.

Nodo di Borgo D'Arquata



Figura 6 Partitore in pressione "Borgo D'Arquata"

Il nodo "Borgo D'Arquata" è un partitore in pressione posto alla quota di 695 m slm, con due condotte in ingresso e tre in uscita.

La condotta n° 1 arriva dalla vasca Pescara del Tronto; prima dell'ingresso al partitore vi è una turbina per la dissipazione di energia in eccesso.

La n° 2 invece è una condotta secondaria in acciaio dal diametro nominale di 125 mm che trasporta circa 25 l/s di acqua provenienti dalla sorgente *Camartina* posta ad una quota di 976 m s.l.m.

La condotta n° 4 è una condotta principale dal diametro nominale di 1200 mm che prosegue fino all'imbocco galleria Piedilama seguita dalla condotta in acciaio dal DN 1000 che porta l'acqua fino al partitore a pelo libero di Colleformo posto alla quota di 836,5 m s.l.m, punto di recapito finale delle acque raccolte.

Infine, la condotta secondaria n° 3 preleva una portata talmente bassa da poter essere trascurata, mentre la n°5 è una tubazione disconnessa.

2.2 Potenzialità e problematicità dell'acquedotto esistente

In questo capitolo si vogliono studiare le potenzialità dell'acquedotto partendo dai dati noti sulle portate concesse dalle sorgenti, la lunghezza e i materiali delle condotte, nonché le quote dei vari manufatti presenti e dei punti di collegamento.

Per la modellazione si utilizzerà il software EPANET versione 2.0 sviluppata dalla United States Environmental Protection Agency (EPA), di cui di seguito si illustreranno gli aspetti fondamentali e le equazioni risolutive utilizzate.

Infine, si valuteranno le criticità emerse in seguito agli eventi sismici verificatesi negli anni 2016 e 2017 e le prerogative della variante dell'acquedotto in progetto.

2.2.1 EPANET 2.0

EPANET è un software di simulazione idraulica dalla United States Environmental Protection Agency's (EPA) divisione Acquedotti e Risorse Idriche, che permette di realizzare simulazioni stazionarie ed estese al lungo periodo per il comportamento idraulico e la qualità delle acque all'interno di una rete di distribuzione.

La rete è schematizzata come un insieme di archi (LINKS), connessi alle estremità tramite i nodi (NODES); gli archi possono essere delle condotte, pompe o valvole, ciascuna caratterizzata da propri parametri, mentre i nodi possono essere semplici punti di giunzione tra tubi,

- Chezy- Manning: solitamente usata per flussi a canale aperto.

Ognuna di queste formulazioni usa la seguente relazione per calcolare le perdite di carico tra un nodo iniziale e finale:

$$h_L = A q^B$$

Dove h_L è la perdita di carico in condotta, q la portata fluente, A è il coefficiente di resistenza e B è l'esponente della portata; le tre relazioni si distinguono fondamentalmente per l'espressione dei coefficienti A e B .

Per le diverse leggi utilizzate, la formulazione dei coefficienti è riportata di seguito.

<p>Hazen-Williams</p> $a = 4.72 \cdot C^{-1.85} \cdot d^{-4.87} \cdot L \quad b = 1.85$
<p>Chezy-Manning</p> $a = 4.66 \cdot n^2 \cdot d^{-5.33} \cdot L \quad b = 2$
<p>Darcy-Weisbach</p> $a = 0.0252 \cdot f(\varepsilon, d, q) \cdot d^{-5} \cdot L \quad b = 2$

Figura 8 Formule per le perdite di carico per flussi pieni

Dove:

- C = coefficiente di rugosità di Hazen- Williams;
- ε = coefficiente di rugosità di Darcy- Weisbach;
- f = fattore d'attrito (dipendente da: ε , d e q);
- L = lunghezza del tubo;
- n = coefficiente di scabrezza di Manning;
- d = diametro del tubo;
- q = portata.

Tabella 1 Coefficienti di scabrezza per tubi nuovi (Fonte: EPANET 2 User manual)

<i>Material</i>	<i>Hazen-Williams C (unitless)</i>	<i>Darcy-Weisbach ε (feet x 10⁻³)</i>	<i>Manning's n (unitless)</i>
Cast Iron	130 – 140	0.85	0.012 - 0.015
Concrete or Concrete Lined	120 – 140	1.0 - 10	0.012 - 0.017
Galvanized Iron	120	0.5	0.015 - 0.017
Plastic	140 – 150	0.005	0.011 - 0.015
Steel	140 – 150	0.15	0.015 - 0.017
Vitrified Clay	110		0.013 - 0.015

RESERVOIRS

Gli elementi *reservoir* (o cisterne) sono nodi che rappresentano una fonte di acqua infinita per il sistema; schematizzano risorse idriche quali laghi, fiumi, acquiferi sotterranei o collegamenti ad altri sistemi. Le proprietà da immettere come input per questi elementi sono il carico totale, corrispondente alla quota della superficie libera dell'acqua se il serbatoio non è in pressione, e la qualità iniziale dell'acqua se si vogliono fare delle analisi qualitative. I serbatoi rappresentano una condizione al contorno e per tale motivo il carico e la qualità dell'acqua non possono essere influenzati da ciò che accade nel sistema; tuttavia, è possibile far variare il carico del serbatoio nel tempo, assegnandogli un *time pattern*.

TANKS

Gli elementi *tanks* (o serbatoi), come gli elementi cisterne, sono dei punti del sistema nei quali vi è immagazzinamento d'acqua, ma diversamente da questi il carico piezometrico non è fisso perché il livello della superficie libera varia in funzione della differenza tra portata entrante e portata uscente. I serbatoi sono fondamentalmente usati nella modellazione come serbatoi di testata o di estremità, dove la variazione del livello piezometrico non può essere trascurato.

Inserendo come dati in ingresso la quota del fondo, il diametro del serbatoio, il livello minimo della superficie libera e i livelli iniziali e finali, tale variazione viene espressa da EPANET con la relazione:

$$\Delta y = \frac{q}{A} \cdot \Delta t$$

Dove:

- Δy è la variazione del livello piezometrico;
- q è la portata in ingresso o in uscita;
- A è l'area della sezione trasversale del serbatoio;
- Δt è l'intervallo temporale di riferimento.

SOLLEVAMENTI

Le pompe o sollevamenti rappresentano un'altra categoria di *links*; queste vengono modellate come elementi *pumps* ed interposti tra la condotta di aspirazione e quella di mandata oppure direttamente alla vasca di captazione quando sono a servizio dell'opera di presa. In EPANET per definire completamente tali elementi è necessario inserire la curva caratteristica della pompa, che lega la portata transitante nella pompa al carico fornito al fluido.

Se non si è in possesso della curva caratteristica, EPANET è in grado di ricostruirla per interpolazione, avendo almeno 3 punti in input di portata – prevalenza. In realtà il software è in grado di risalire alla curva caratteristica anche utilizzando un solo punto di coordinate Q_d e H_d ed aggiungendo in automatico altri due punti corrispondenti a:

- $Q = 0$ e $H = 1.33 H_d$;
- $Q = 2Q_d$ e $H = 0$.

In questo modo si ricava la curva caratteristica che è descritta dal software dalla relazione:

$$h_g = h_0 - a \cdot q^b$$

Dove h_g è il carico fornito dalla pompa al fluido, h_0 è il carico a portata nulla, q è la portata sollevata, a è un coefficiente di resistenza e b è l'esponente della portata, entrambi coefficienti ricavati dalla curva caratteristica della pompa.

In definitiva, nella modellazione delle pompe si deve specificare: un punto di partenza, un punto di arrivo ed una curva caratteristica. Inoltre, è possibile specificare lo stato iniziale, se acceso o spento, e far variare tale stato o in funzione del tempo o con un controllo basato sulle condizioni al contorno,

per esempio il superamento di una data soglia di pressione in un nodo o il livello dell'acqua nei serbatoi.

VALVOLE

Gli elementi *valves* rientrano nella tipologia di entità *links* e sono utilizzate per ridurre la pressione o il flusso in uno specifico punto della rete. Sono considerate come degli archi di lunghezza infinitesima definite da un nodo iniziale, finale e dalla tipologia. Si suddividono in:

- Valvole regolatrici di pressione;
- Valvole unidirezionali;
- Valvole regolatrici di portata;
- Saracinesche di disconnessione.

In riferimento alla tipologia è possibile suddividere le valvole, come riportato in *EPANET 2.0 manual user*, in :

“

- Valvole riduttrici di pressione (PRV): limitano la pressione in un punto specifico della rete;
- Valvole a pressione costante (PSV): mantengono una pressione assegnata in un punto specifico della rete;
- Valvole di perdita di pressione (PBV): forzano una perdita specifica di pressione nel punto. Non sono veri e propri elementi fisici ma servono per simulare una perdita di pressione di cui sia nota l'esistenza, ad esempio a causa della rottura di una tubazione;
- Valvole di controllo del flusso (FCV): limitano il flusso ad un valore specifico;
- Valvole di controllo dell'apertura (TCV): simulano la parziale chiusura della valvola operando sul coefficiente della perdita localizzata assegnato alla valvola stessa;
- Valvola a scopo generale (GPV) utilizzate per rappresentare richieste particolari da parte dell'utilizzatore.

“

Si riporta di seguito in breve il riepilogo degli algoritmi usati da EPANET 2.0 e descritti nel manuale dell'utente. Si ipotizza a monte di tutto di conoscere per ogni tratto della rete e per ogni nodo le grandezze quali:

- Diametri;
- Lunghezze;
- Scabrezza;
- Quote piezometriche dei serbatoi;
- Caratteristiche degli elementi fisici del sistema: pompe, serbatoi, valvole, ecc.
- Portate immesse e/o domandate ai nodi.

Le incognite del problema sono dunque:

- Carichi piezometrici in ciascun nodo;
- Portate realmente circolanti nelle condotte.

Chiamando n il numero dei nodi nel sistema e l il numero di tratti, in definitiva si avranno $(n+l)$ incognite ed $(n+l)$ equazioni, rendendo il problema determinato.

Essendo un problema di tipo non lineare, la sua risoluzione prevede un metodo iterativo, tra cui i più noti sono quelli di Hardy- Cross e quello di Newton – Raphson o del gradiente.

Il metodo utilizzato da EPANET per la simulazione idraulica è una variante del metodo gradiente, ideata da Todini e Pilati nel 1987 che si basa sulla minimizzazione totale dell'energia del flusso nella rete idrica.

Consideriamo una rete con N nodi di giunzione e NF nodi rappresentanti serbatoi a carico assegnato e sia q_{ij} il flusso nella condotta che connette i nodi i e j , positivo se il flusso va da i a j , negativo se va nel verso opposto. Le perdite di carico che si hanno in condotta tra i nodi i e j possono essere espresse come:

$$h_{Lij} = r q_{ij} |q_{ij}|^{n-1} + m q_{ij} |q_{ij}| \quad (1)$$

Dove

- h_{Lij} è la perdita di carico lungo il ramo “i-j”;
- r è un coefficiente di resistenza, legato alla scelta effettuata per la valutazione delle perdite;
- q_{ij} è la portata nel ramo “i-j”;
- n è un esponente della portata;
- m è un coefficiente legato alle perdite minori localizzate.

Per un sollevamento tra i nodi i e j , le perdite di carico possono essere rappresentate da una formula del tipo:

$$h_{Lij} = -\omega^2(h_0 - r (q_{ij}/\omega)^n) \quad (2)$$

dove

- h_0 è la prevalenza di arresto per la pompa, ovvero il valore di pressione raggiunto il quale la pompa si spegne al fine di proteggere la pompa o l’impianto;
- ω è la velocità relativa settata;
- r e n sono i coefficienti della curva caratteristica della pompa;
- q_{ij} portata richiesta in valore positivo.

Il principio di conservazione dell’energia in una condotta compresa tra i nodi i e j richiede che:

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

Dove h_i e h_j sono i carichi idraulici rispettivamente ad ogni nodo.

Il principio di conservazione della massa impone che in ogni nodo valga l’equazione di continuità, ovvero che la portata totale entrante eguagli esattamente la portata totale uscente.

$$\sum_j q_{ij} + D_i = 0 \quad (3)$$

dove la sommatoria è fatta su tutti i nodi j connessi al nodo i , e per convenzione il flusso in un nodo è positivo; con D_i è indicata la domanda nota di portata che deve essere consegnata al nodo i .

La risoluzione del problema prevede quindi l’identificazione delle portate q_{ij} in ogni arco e dei carichi h in ogni nodo. Ciò viene fatto utilizzando le equazioni (1) e (2) e l’equazione di continuità

(3) per ogni nodo della rete. La soluzione del problema è di tipo iterativo ed il metodo utilizzato è quello del gradiente.

L'algoritmo è inizializzato con una portata stimata di primo tentativo in ogni arco che non deve necessariamente soddisfare la continuità di flusso. In ciascuna iterazione si ottiene un nuovo valore di h_i risolvendo l'equazione matriciale:

$$A * H = F \quad (4)$$

Dove:

- A è la matrice Jacobiana dei coefficienti (N x N);
- H è il vettore (N x 1) dei carichi incogniti nei nodi;
- F è il vettore (N x 1) dei termini noti.

Gli elementi sulla diagonale della matrice dei coefficienti sono:

$$A_{ii} = \sum_j \frac{1}{g_{ij}}$$

Mentre i termini fuori la diagonale diversi da zero sono:

$$A_{ij} = A_{ji} = - \frac{1}{g_{ij}}$$

Dove g_{ij} è il gradiente (derivata prima) della perdita di carico nel tratto che congiunge i nodi i e j . Per le condotte è calcolato come:

$$g_{ij} = n r |q_{ij}|^{n-1} + \frac{\partial r}{\partial q_{ij}} |q_{ij}|^n + 2 m |q_{ij}|$$

Mentre per le pompe:

$$g_{ij} = n \omega^2 r (q_{ij}/\omega)^{n-1}$$

Il vettore F contiene i termini noti. Esso è dato dalla quantità di portata non equilibrata al nodo, alla quale si aggiunge un termine di correzione:

$$F_i = \sum_j (q_{ij} + h_{Lij} / g_{ij}) - D_i + \sum_f H_j + g_{if}$$

Dove l'ultimo termine si applica a tutti gli archi che collegano il nodo i ad un nodo f con carico noto fisso H_j .

Partendo da tali valori noti e risolvendo l'equazione matriciale (4), si risale ai valori dei carichi noti e da essi si determinano le portate fluenti nei vari tratti della rete con la relazione:

$$q_{ij} = q_{ij} - \Delta q_{ij}$$

Dove

$$\Delta q_{ij} = (h_{Lij} - h_i + h_j) / g_{ij}$$

Una caratteristica interessante di questo metodo è che la formula di updating del flusso mantiene sempre la continuità del flusso attorno a ciascun nodo dopo la prima iterazione.

Le iterazioni continuano fino a quando non vengono soddisfatti alcuni opportuni criteri di convergenza basati sugli errori residui associati alle equazioni di conservazione della massa e dell'energia o fino a quando le variazioni dei flussi diventano trascurabili.

2.2.2 Modellazione dello stato esistente

In questo paragrafo verrà illustrata la modellazione dell'acquedotto esistente sul software EPANET 2.0. Per fare ciò, come illustrato nel paragrafo precedente, è necessario conoscere sia le componenti fisiche, nodi e collegamenti, che le componenti non fisiche, curve, pattern e controlli, dello schema acquedottistico.

Uno dei maggiori problemi riscontrati nella modellazione riguarda la mancanza di informazioni sufficienti alla modellazione del campo pozzi in corrispondenza di Capodacqua e dell'impianto di sollevamento in corrispondenza della medesima frazione.

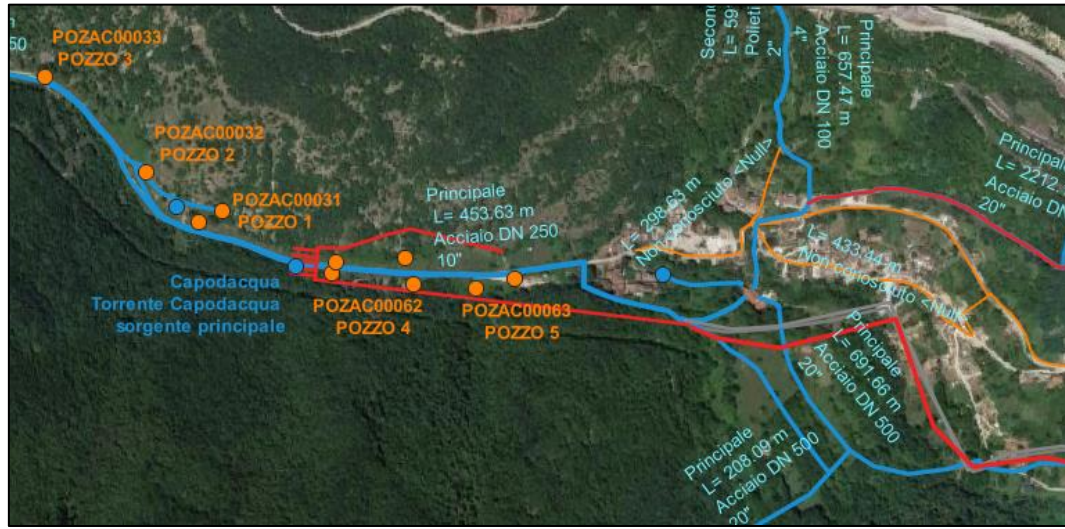


Figura 9 Vista del campo pozzi e dei manufatti nella frazione di Capodacqua

In un primo momento si sia cercato di ricavare quante più informazioni possibili e di ipotizzare quelle mancanti in modo da rendere il modello veritiero e vicino alla realtà; tuttavia, la modellazione risultava troppo complessa e poco utile alla comprensione del funzionamento del sistema nel suo complesso.

Per tale motivo si è scelto di attribuire tutta la portata proveniente dalle risorse idriche di Capodacqua ad un serbatoio equivalente di capacità infinita ad una quota dedotta per tentativi e tale da convogliare nelle due condotte prementi DN 500 esattamente la portata concessa dall'insieme delle sorgenti e dal campo pozzi in località Capodacqua.

Si inizia con il dividere il sistema in due sottosistemi più semplici: in un primo schema si studia solamente la parte di acquedotto in cui è immessa l'alimentazione della sorgente Pescara; in un secondo schema si analizza l'acquedotto alimentato dalla risorsa proveniente da Capodacqua ed infine si studia l'acquedotto nel suo complesso.

Schema n° 1: alimentazione da sorgente Pescara del Tronto

Dalla relazione idraulica redatta dalla CIIP in collaborazione con l'Università Politecnica delle Marche si evince che la portata concessa dalla sorgente Pescara è di 200 l/s; la captazione avviene a gravità a quota di circa 891 metri s.l.m. tramite gallerie drenanti scavate nella Scaglia Rosata e disposte in senso longitudinale e trasversale.

La schematizzazione è stata fatta ponendo quindi un serbatoio di capacità infinita a quota 891 m s.l.m. e riportando la parte di acquedotto dalla sorgente in esame fino al nodo finale del partitore a pelo libero di Colleforno.

In questo modo si ha una prima idea di quale portata potrebbe idealmente transitare nell'acquedotto se alimentato da solo dalla sorgente infinita Pescara e da quella della Camartina, che dà un piccolo contributo di 25 l/s.

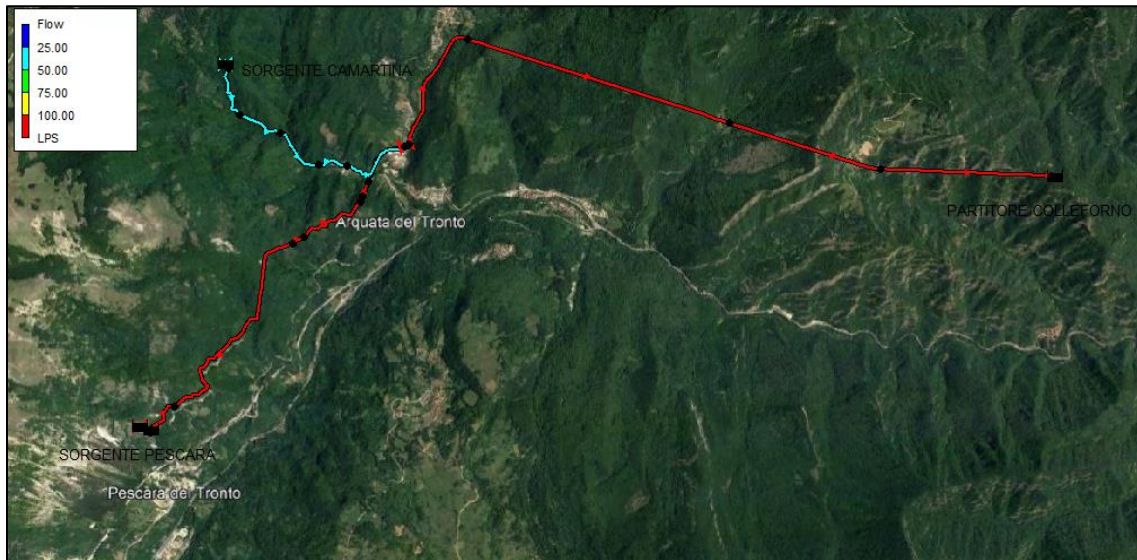


Figura 10 modellazione su EPANET- scenario 1 (immagine satellitare da Google Maps)

In questa configurazione, il software risolve il sistema trovando il punto di equilibrio con una portata uscente dalla sorgente Capodacqua di 561,74 l/s. Naturalmente tale portata non è realistica e la portata concessa è al massimo di 200 l/s, motivo per cui si inserisce subito a valle dell'elemento serbatoio una valvola di regolazione della portata di controllo del flusso FCV per limitare la portata allo specifico valore di concessione.

Schema n° 2: alimentazione da risorse idriche di Capodacqua

Dalla sorgente di Capodacqua, localizzata a Capodacqua d'Arquata, la captazione avviene a gravità per mezzo di una con galleria drenante intestata nell'acquifero costituito dal complesso calcareo (formazioni del Calcare Massiccio e della Corniola), da Monte Utero a Monte Serra. A ciò si aggiunge la portata emunta dal campo pozzi e quella derivata dalla sorgente Clover, per una portata totale concessa ante-sisma di 430- 440 l/s.

Come già accennato in precedenza, la mancanza di informazioni esaustive circa le apparecchiature presenti nel campo pozzi e le pompe presenti nell'impianto di sollevamento, rendono complessa la modellazione reale del sistema.

Si è quindi pensato di sostituire l'impianto di sollevamento con un serbatoio equivalente, da cui si dipartono le due condotte prementi fino alla vasca di carico del Pescara.

La quota del serbatoio è stata ottenuta per tentativi, variandola fin tanto che la somma delle portate circolanti nelle due condotte non corrispondesse alla reale portata di concessione.

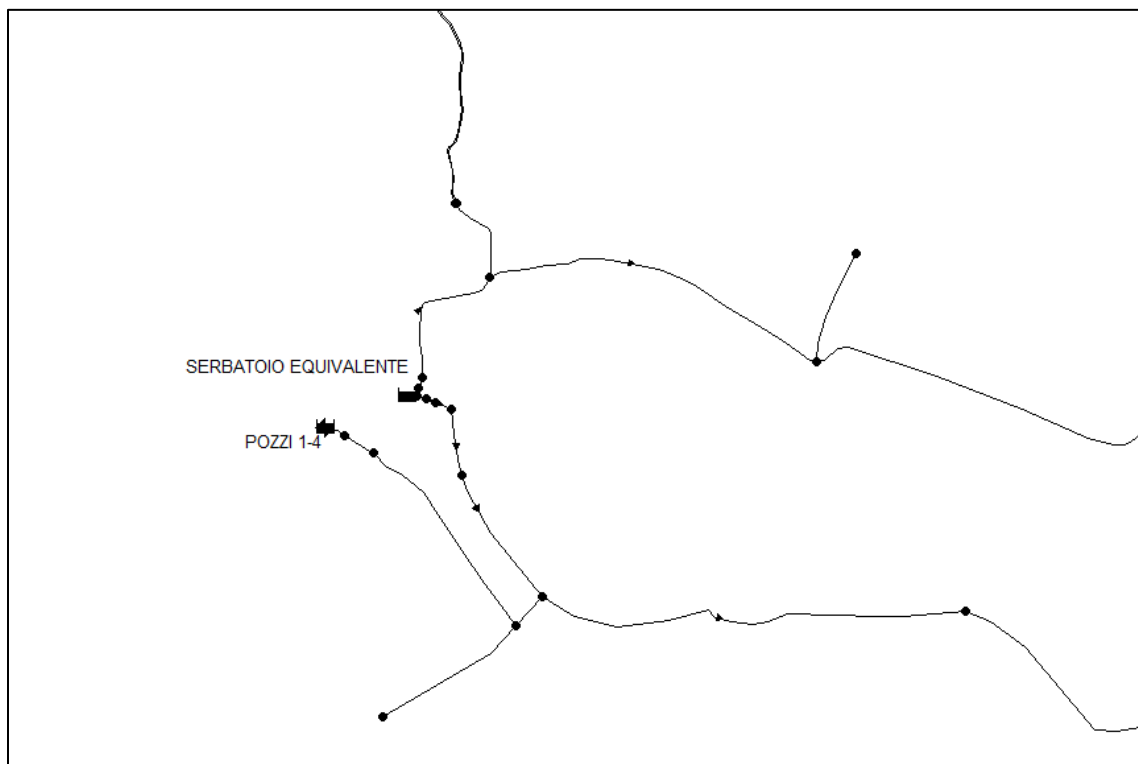


Figura 11 Schematizzazione risorsa Capodacqua

Mettendo il serbatoio alla quota di 891 m slm, la portata circolante nelle due condotte è di circa 435 l/s. Tale quota corrisponde al carico idraulico a cui l'impianto di sollevamento porta l'acqua proveniente dalla sorgente Capodacqua, e cioè che la prevalenza data dalle pompe dell'impianto di sollevamento è di 73 m.

In realtà non tutta non tutta la risorsa raggiunge direttamente l'impianto di sollevamento, ma una parte della portata, quella proveniente dai pozzi n°1,2,3 e 4, è convogliata direttamente nella condotta

premente di destra. Tale portata corrisponde a circa 140 l/s e la si attribuisce al serbatoio “Pozzi 1-4” di Figura 11; la portata defluente è regolata con una valvola FVC del diametro di 250 mm, settata a 140 l/s, mentre il resto della portata è demandata al serbatoio che sostituisce l’impianto di sollevamento

Operando questa distinzione il serbatoio immette nel sistema una portata di 300 l/s se posto ad una quota di 889 m slm, non molto dissimile al caso in cui tutta la portata è considerata come sollevata dall’ impianto di pompaggio.

Schema n° 3: scenario complessivo con alimentazione da Capodacqua e sorgente Pescara.

Si vuole quindi adesso capire come funziona complessivamente il sistema mettendo insieme i due schemi precedenti; in particolare si vuole risalire alla massima portata erogabile dal sistema in grado di raggiungere il nodo del partitore di Colleferno.

Poiché le sorgenti Pescara e Camartina possono far confluire la portata per funzionamento a gravità del sistema, assumiamo che le portate concesse da entrambe le fonti siano interamente immesse nel sistema.

Si tratta quindi di capire qual è la portata massima proveniente da Capodacqua, che sommandosi a quella proveniente dalle sorgenti Pescara e Camartina, può raggiungere il nodo finale di Colleferno.

La soluzione di equilibrio è trovata per una portata uscente dal serbatoio equivalente di Capodacqua di 321,6 l/s, ovvero la portata che potenzialmente può raggiungere la vaschetta di disconnessione idraulica a 884 m slm in corrispondenza della sorgente Pescara.

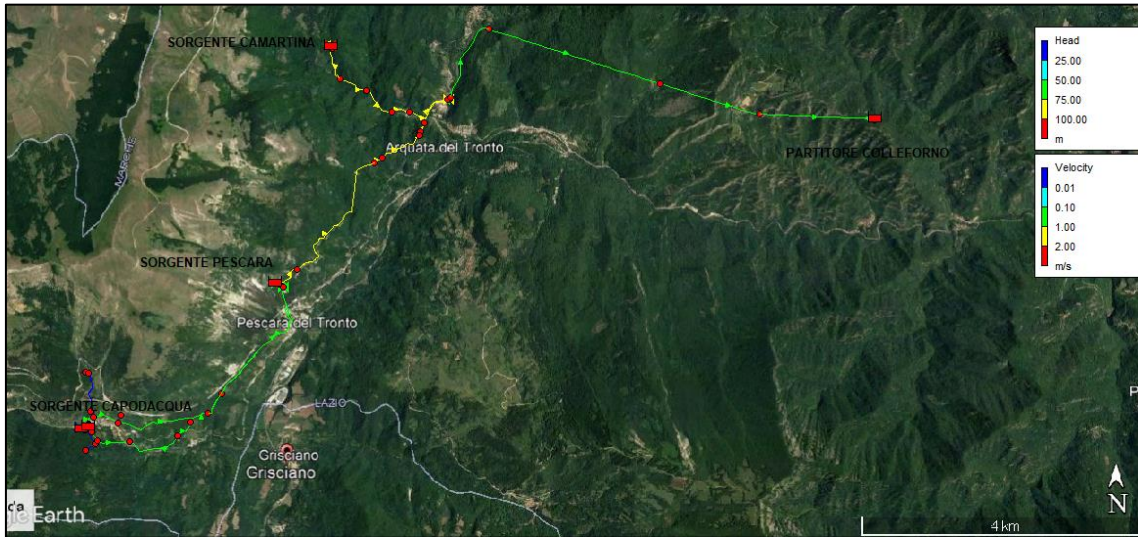


Figura 12 Funzionamento complessivo del sistema attuale

2.2.3 Conseguenze degli eventi sismici del 2016- 2017

Il sisma del 24/08/2016 ed i successivi eventi tellurici protrattisi sino al mese di gennaio 2017, hanno avuto effetti devastanti sull'edilizia civile, privata e pubblica, danneggiando di fatto il tessuto urbano e sociale e provocando seri danni anche alle reti e agli impianti del servizio idrico integrato, danni la cui individuazione non sempre risulta facile.

Non solo il sistema fognario e acquedottistico delle frazioni di Borgo d'Arquata, di Pescara, di Tufo, di Capodacqua ha riportato più o meno diffusamente danni, ma anche le sorgenti di alimentazione sia dell'acquedotto del Pescara sia dell'adiacente dei Sibillini, hanno riportato severe contrazioni nella portata di concessione, con ripercussioni sulle reti di distribuzione che servono la gran parte dei comuni delle province di Ascoli Piceno e Fermo.

Ponendo l'attenzione sul tracciato che percorre il tratto da Capodacqua al nodo di Borgo D'Arquata, dalla relazione tecnico-illustrativa del Prof. Piero Farabollini sulle caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area in esame e sulla vulnerabilità sismica dell'opera acquedottistica, si evidenzia che l'area è interessata da diffusi fenomeni franosi del tipo colata detritica, crollo, ribaltamento e scorrimento traslazionale e rotazionale, anche di imponenti dimensioni.

Un importante fenomeno di scorrimento ha interessato la zona di Pescara del Tronto, ove è avvenuto un distacco sul tratto medio-basso del versante in sinistra idrografica del fiume Tronto.

Tale versante, sovrastante l'abitato di Pescara del Tronto, risulta caratterizzato da un'estesa coltre detritica accumulatasi per effetto della messa in posto del materiale detritico di alterazione del substrato calcareo, attraverso meccanismi di frana e di debris flow. Lo spessore di tale coltre raggiunge anche i 30 metri.

La linea acquedottistica da Capodacqua ad Arquata del Tronto si appoggia per gran parte del suo tracciato sulla coltre detritica e solo in piccola parte sul substrato prevalentemente di tipo arenaceo. Il tratto Capodacqua-Vezzano è quasi interamente appoggiato sul detrito di versante mentre nella porzione da Vezzano a Borgo d'Arquata risiede sul substrato arenaceo della Formazione della Laga.

Di fatto la linea acquedottistica risente fortemente del differente substrato geologico sul quale è appoggiata nonché della differente modalità di realizzazione dell'infrastruttura stessa, soprattutto in condizioni di scuotimento sismico.

Le caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area ed il suo assetto tettonico-strutturale implicano quindi che l'area sia fortemente vulnerabile agli effetti sismici. È infatti noto da diverse pubblicazioni scientifiche che gli aspetti di mitigazione che riguardano il moto al suolo sono connessi alla possibile trasmissione amplificata del moto sismico proveniente dal basamento roccioso (bedrock) sottostante. In molti casi l'amplificazione è dovuta a fenomeni di risonanza di terreni incoerenti stratificati al di sopra del bedrock: all'interfaccia di discontinuità dei due tipi di terreno avvengono fenomeni di riflessione e rifrazione delle onde sismiche che portano all'intrappolamento delle onde sismiche nello strato superficiale e alla successiva amplificazione.

Infatti, a seguito dei terremoti che hanno interessato l'Italia centrale a partire dal 24 agosto 2016, la linea acquedottistica ha riportato numerose fratture parallele al versante su tutta l'area al di sopra dell'abitato di Pescara del Tronto, dovute all'effetto della sollecitazione sismica sui depositi costituenti la coltre detritica. Tale area risulta quindi da attenzionare particolarmente per quanto riguarda gli effetti di amplificazione dell'input sismico.



Figura 13 rottura condotta acquedotto Pescara (fonte: bilancio dell'esercizio 2019- CIIP)

Oltre alle condotte, ingenti danni hanno interessato l'impianto di sollevamento situato nei pressi di Capodacqua, punto chiave dell'attuale funzionamento dell'acquedotto del Pescara. La centrale di pompaggio è stata infatti resa inutilizzabile a seguito dei primissimi eventi tellurici sia per effetto dei danneggiamenti subiti, sia per l'interruzione del servizio di fornitura elettrica. La centrale, infatti, essendo fornita di un gruppo elettrogeno per situazioni di emergenza di questo tipo, ha potuto funzionare per un lasso limitato di tempo, in quanto i danni alla viabilità e agli accessi non hanno permesso di effettuare il rifornimento necessario, causando l'interruzione dell'alimentazione.

Anche la galleria drenante di Capodacqua ha subito danni quali alcuni sfornellamenti della calotta, con innalzamenti della quantità di risorsa drenata dall'acquifero ed immediati segni di torbidità circoscritte ad un paio di giorni dopo il singolo evento tellurico.

La sequenza sismica del sistema di fagliazioni Amatrice – Norcia avviata nell'agosto 2016 ha avuto conseguenze anche sul regime idrodinamico e sulle idrostrutture del massiccio dei Sibillini, alterando i valori delle portate e dei livelli piezometrici di molte sorgenti afferenti a tale sistema. Tale quadro è stato aggravato dalla scarsità delle precipitazioni negli ultimi anni.

Si riporta di seguito una tabella estratta dal bilancio dell'esercizio 2019 del vettore CIIP in riferimento alla variazione delle portate registrate nell'ATO n°5 della Regione Marche, evidenziando le riduzioni avvenute nei gruppi sorgentizi afferenti all'acquedotto del Pescara.

Tabella 2 Scenario portate ATO5 Marche (fonte: Bilancio dell'esercizio 2019-CIIP)

	Portata di concessione [l/s]	Portata al 23/10/2019 [l/s]	riduzione [l/s]
Gruppo Sorgentizio Foce di Montemonaco – Sorgente Sibillini	526	157	369
Gruppo Sorgentizio Pescara del Tronto	200	99	101
Gruppo Sorgentizio Capodacqua	429,8	234	195,8
Gruppo Sorgentizio Sasso Spaccato	62,7	35	27,7
Gruppo Sorgentizio Forca Canapine	47	0	47
Gruppo Sorgentizio Fosso Rio di Capodacqua	10	0	10
TOTALE	1275,5	657	618,5

Si nota la marcata riduzione delle portate di concessione dalle principali sorgenti alimentanti la linea acquedottistica del Pescara; in particolare la portata disponibile è in continua contrazione e la riduzione della portata disponibile rispetto ai valori di concessione è del 50% nel gruppo Sorgentizio di Pescara del Tronto e del 100% nel Gruppo Sorgentizio Fosso Rio di Capodacqua. Significativa è anche la riduzione della portata nel gruppo sorgentizio maggiore di Capodacqua, dove da tempo è stato attivato un impianto di soccorso costituito da pozzi di captazione nella valle di Capodacqua a supporto dell'erogazione diminuita in sorgente.

Di seguito si riportano gli andamenti temporali delle portate prelevate nei gruppi sorgentizi di Capodacqua e Pescara. Da notare come negli ultimi anni, in seguito a periodi di siccità, la portata prelevata sia particolarmente bassa.

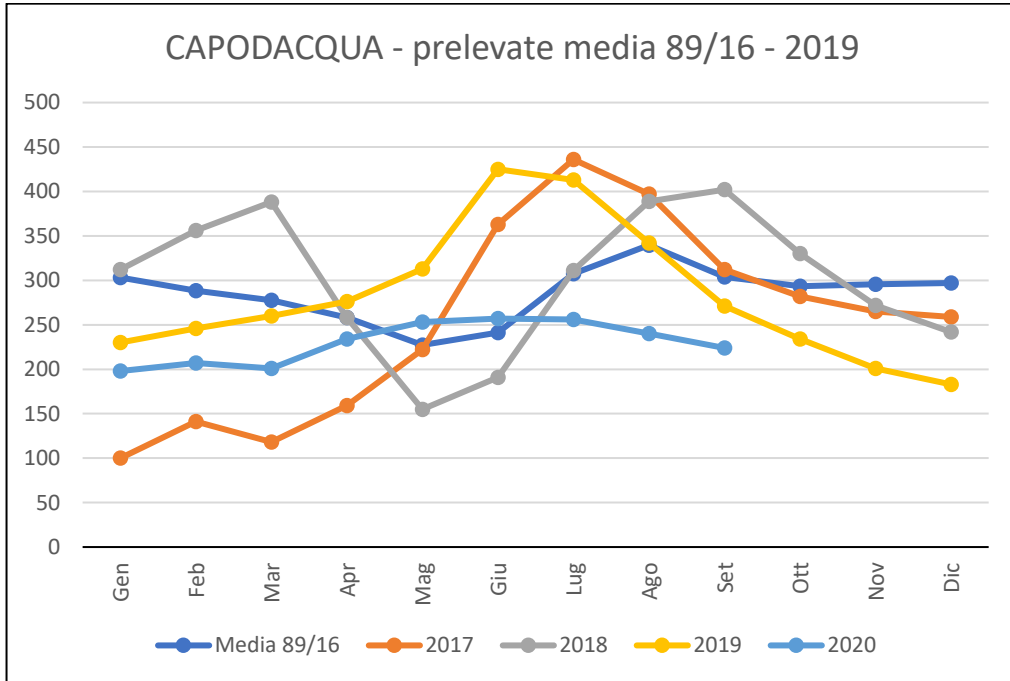


Figura 14 Capodacqua - portate prelevate

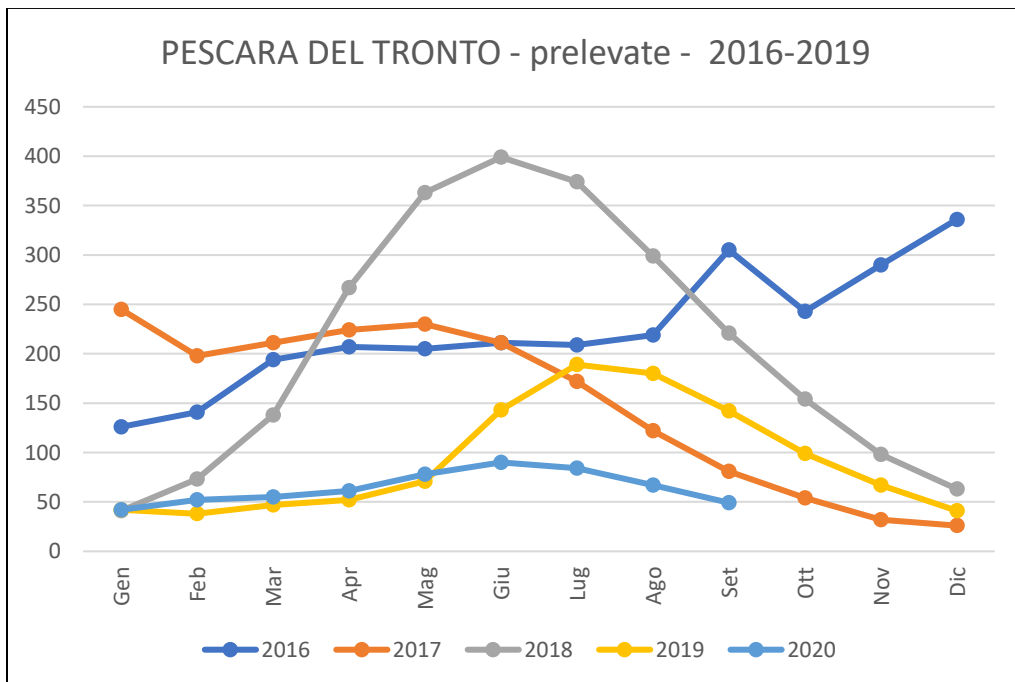


Figura 15 Andamento portate Pescara del Tronto

Alla luce di ciò, la principale criticità funzionale dell'attuale impianto acquedottistico è costituita dalla vulnerabilità dell'esistente sistema di adduzione in concomitanza di eventi sismici.

L'approvvigionamento di Colleforno da parte delle captazioni afferenti alla vasca di Capodacqua è subordinato al funzionamento dell'impianto di pompaggio ubicato in prossimità della sorgente.

In caso di sisma, l'interruzione della fornitura di energia elettrica, aggravato dalla difficoltà di rifornire di carburante i gruppi elettrogeni, comporta il sistematico arresto di tutti gli impianti di pompaggio con conseguente drastica riduzione delle portate immesse nel sistema di adduzione, che si limitano, in queste situazioni emergenziali, ai soli apporti idrici con funzionamento a gravità.

Inoltre, l'attraversamento da parte delle condotte acquedottistiche di aree geologicamente instabili, comporta, sempre in caso di sisma, possibili rotture, con conseguente totale interruzioni del servizio.

Per far fronte alle sopra descritte criticità funzionali, occorre realizzare un impianto acquedottistico progettato con criteri antisismici. La concezione antisismica del sistema acquedottistico in oggetto si fonda principalmente sui criteri riportati di seguito ed approfonditi nei capitoli successivi:

- Diversificazione della risorsa idrica;
- Possibilità di alimentare il sistema anche in assenza di energia elettrica;
- Studio dei tracciati in modo da minimizzare le criticità di natura geomorfologica;
- Tecniche costruttive;
- Soluzioni in grado di aumentare la ridondanza funzionale del sistema acquedottistico;
- Messa in opera di un affidabile e preciso sistema di monitoraggio e gestione in remoto;
- Messa a punto, in funzione di tutti i precedenti criteri, di modelli decisionali a supporto delle scelte gestionali in grado di aiutare il gestore nelle scelte funzionali per l'ottimizzazione della risorsa idrica sia in condizioni di esercizio che in condizioni emergenziali.

3 Progettazione idraulica della nuova condotta di adduzione

Alla luce di quanto detto nel capitolo precedente emerge quindi la necessità di sviluppare il nuovo tracciato principalmente in destra idraulica del fiume Tronto, almeno nel tratto Capodacqua – Pescara del Tronto. A seguito degli eventi sismici si è infatti evidenziata la fragilità de terreni attraversati con fenomeni franosi molto estesi che hanno coinvolto coltre di sedimenti mobili molto spesse producendo notevoli danni alle tubazioni esistenti; in via preliminare non si è quindi ritenuto opportuno intervenire sui tracciati esistenti con opere di stabilizzazione e messa in sicurezza del corso frana, bensì di spostare la progettazione in sponda destra del fiume Tronto.

Su indicazione della CIIP sono stati individuati i vincoli fondamentali da rispettare nella definizione delle ipotesi di un nuovo tracciato. Essi riguardano l'eliminazione dell'impianto di sollevamento tra la sorgente di Capodacqua e la vasca di carico di Pescara del Tronto e l'utilizzo della condotta esistente dal nodo di Borgo D'Arquata al partitore a pelo libero di Colleforno.

Si nota quindi come l'attuale approvvigionamento, subordinato al funzionamento dell'impianto di sollevamento, rappresenti un elemento di estrema vulnerabilità per il sistema di adduzione; risulta di fondamentale importanza slegarne il funzionamento da impianti di pompaggio, la cui interruzione del funzionamento in situazioni emergenziali comporterebbe una drastica riduzione delle portate immesse nella rete di adduzione.

Successivamente, sempre su indicazione della CIIP, sono stati definiti i seguenti criteri da soddisfare in tutte le ipotesi di tracciato:

- massima accessibilità del tracciato;
- potenziamento delle sorgenti fino a 900 l/s, con conseguente possibile aumento dei diametri della condotta;
- mantenimento del tratto di adduzione dalla vasca di carico di Pescara del Tronto a Borgo di Arquata quale condotta di soccorso.

Sono stati individuati nello studio di fattibilità una serie di percorsi alternativi per la condotta adduttrice che collega le sorgenti di Capodacqua a Borgo d'Arquata e per il collegamento della nuova condotta alle sorgenti del Pescara.

Come riportato nel progetto di fattibilità redatto dalla CIIP e dall'Università Politecnica delle Marche, le tre varianti di tracciato hanno in comune la parte iniziale e quella finale e si differenziano essenzialmente per il tracciato compreso tra i due attraversamenti del fiume Tronto ed in particolare per la lunghezza dei tratti in galleria, necessari per far fronte alle forti pendenze del terreno in sponda destra del fiume Tronto.

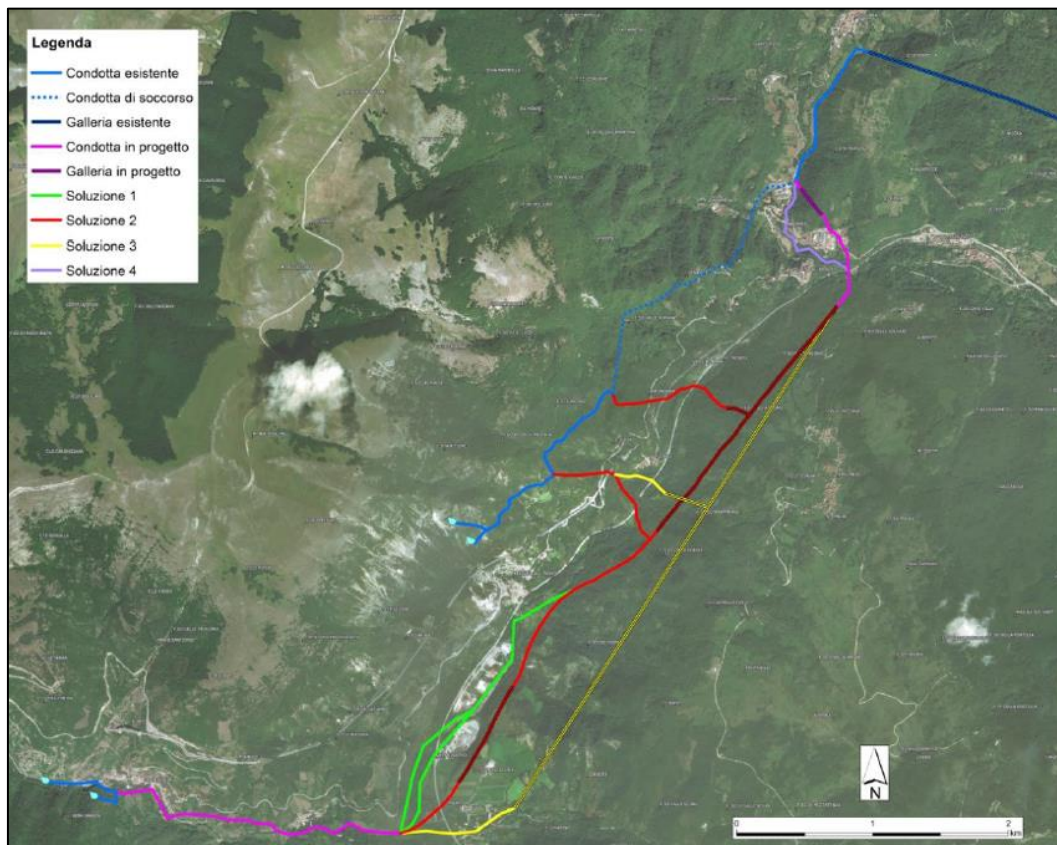


Figura 16 Soluzioni alternative per la condotta in progetto (Fonte: studio di fattibilità- relazione generale)

Da approfondimenti geologici circa la stabilità delle soluzioni individuate ed archeologici riguardanti il rilevamento di reperti archeologici di età romana, si è ritenuto che la soluzione 3 fosse la più adeguata in termini di sicurezza e di tutela dei siti di interesse archeologico.

Nei seguenti paragrafi verranno illustrati in breve gli interventi in progetto e le simulazioni idrauliche effettuate nei diversi scenari previsti.

3.1 Schema del Progetto

La progettazione preliminare prevedeva la costruzione della sola condotta adduttrice in destra orografica del fiume Tronto per convogliare la risorsa delle sorgenti di Capodacqua al nodo di Borgo d'Arquata. La risorsa delle sorgenti del Pescara sarebbe stata immessa attraverso uno o più collegamenti trasversali alla condotta in progetto attraverso finestre di collegamento nei tratti in galleria.

Tale concezione originaria del progetto è stata modificata al fine di conferire una maggiore flessibilità gestionale senza incorrere in un sovradimensionamento dei collettori di adduzione.

La modifica maggiore riguarda l'inserimento nel progetto di una vasca di carico in corrispondenza di Capodacqua ad una quota altimetrica maggiore della vasca di derivazione esistente connessa direttamente alla sorgente.

La quota di tale vasca denominata *vasca alta* è stata determinata in modo tale da poter essere alimentata a gravità dalla vasca di carico della sorgente Pescara mediante un'inversione di flusso nelle due condotte esistenti DN 500. Più in dettaglio nel sottoparagrafo 3.1.1 si mostreranno i calcoli effettuati per la determinazione della quota altimetrica.

Alla stessa quota altimetrica dell'esistente vasca di derivazione di Capodacqua è in progetto la costruzione di un'altra vasca detta *vasca di carico bassa* con finalità di disconnessione idraulica.

Da monte, la condotta di adduzione parte dalla vasca di carico alta in progetto. Seguendo la pista in progetto, necessaria sia per eseguire l'opera sia per gestirla, la condotta si congiunge con la vasca bassa a sua volta connessa con il bacino esistente che sottende la sorgente di Capodacqua. Dalla vasca alta, oltre alla adduttrice, scendono le tubazioni che costituiscono rispettivamente lo scarico di troppo pieno e lo scarico di fondo.

Un'altra condotta, in prossimità della stazione di sollevamento esistente, intercetta le due condotte esistenti DN500 che provengono dalla vasca di carico della sorgente Pescara e convoglia la risorsa nella vasca di carico alta. Nel dettaglio tale tubazione sale dalla stazione di sollevamento fino alla pista in progetto. Raggiunta la pista si mantiene all'interno di essa fino al raggiungimento della vasca alta.

Lungo la pista di cantiere sono inoltre posate le nuove condotte di adduzione per le quali la vasca alta sarà inoltre alimentata dai pozzi 6 e 7.

L'immissione dell'acqua proveniente dalle sorgenti Pescara può quindi esser realizzata in due modi: immettendo direttamente la portata delle sorgenti nel nodo di Borgo di Arquata tramite la condotta esistente oppure alimentando la vasca di carico alta in progetto tramite l'inversione di flusso nelle due condotte esistenti DN 500, utilizzate attualmente per pompare l'acqua di Capodacqua alla vasca di carico del Pescara.

L'acqua, nel funzionamento standard del sistema, può seguire due percorsi a seconda della portata in gioco.

Partendo dalla vasca di carico alta, per portate inferiori a $Q = 550 \div 600$ l/s la vasca di carico "Bassa" funziona come disconnessione idraulica; tramite la condotta in progetto tra le due vasche, la portata è immessa nella vasca bassa previa dissipazione del carico idraulico con una valvola di dissipazione T.; dalla vasca bassa parte la condotta di adduzione in progetto.

Per portate superiori, comprese tra i 600 l/s e i 1000 l/s, la vasca bassa è by-passata e l'alimentazione del sistema avviene esclusivamente tramite la vasca di carico alta.

Riepilogando, alla vasca di carico alta, in condizioni di funzionamento normale, sono convogliate le acque provenienti dai pozzi e la portata dalla sorgente del Pescara a gravità tramite inversione del flusso nelle due condotte prementi DN 500. A seconda della portata in gioco, la vasca bassa può fungere da disconnessione idraulica o essere by-passata.

La vasca bassa ha comunque l'importante compito di assicurare il funzionamento a gravità del sistema in qualsiasi situazione. Infatti, può essere alimentata, oltre dalla vasca di carico alta, anche dalla vasca esistente che sottende la sorgente di Capodacqua, la cui portata è ripristinata con lo spegnimento dei pozzi 6 e 7.

Qualora quindi venisse a mancare l'approvvigionamento elettrico e conseguentemente si arrestassero tutte le stazioni di pompaggio, ad esempio nel caso di un evento sismico, la risorsa idrica corrispondente a circa 450 l/s, tramite la vasca di carico bassa, potrebbe essere immessa direttamente nella condotta in progetto ed essere conferita al partitore esistente di Colleferno totalmente a gravità, senza alcun sollevamento.

L'inserimento nel progetto definitivo della vasca di carico alta ha permesso la diminuzione dei diametri della condotta di adduzione in progetto, rispetto a quelli inizialmente definiti in fase di progettazione preliminare. La vasca alta, infatti, aumentando il dislivello tra il pelo libero della vasca

di monte (vasca di carico alta in progetto) e quello della vasca di valle esistente (partitore di Colleferno), consente di avere a disposizione un carico idraulico maggiore necessario per fare fronte alle maggiori perdite di carico, continue e localizzate, generate, a parità di diametro, da un aumento di portata. Più specificatamente, il maggior carico idraulico conferito alla condotta di adduzione in progetto dalla vasca di carico alta consente, a parità di portata conferita a Colleferno, di ridurre il diametro dell'adduzione in progetto dall'originario DN 1000/1200 al DN 900 previsto nel presente progetto.

In Figura 17, è riportato uno schema sintetico dei possibili funzionamenti della rete.

Si nota come tale sistema acquedottistico abbia un funzionamento idraulico molto flessibile. Tutte le risorse infatti possono essere convogliate a seconda dell'esigenza funzionale sui diversi sistemi di adduzione afferenti a Colleferno. Le tubazioni sono concepite per potere consentire un'inversione del flusso orientando la risorsa ove necessario.

In futuro, anche per la stazione di sollevamento è prevista una riconversione che le consenta l'alimentazione sia della vasca di carico della sorgente Pescara che le due vasche di testata della adduzione in progetto.

A seconda dello scenario emergenziale che si presenta è possibile attivare le diverse condotte di adduzione, con la possibilità di usare le opere in progetto congiuntamente a quelle esistenti.

Al di là di un eventuale scenario emergenziale, come quello di un evento sismico, la forte elasticità del sistema diventa un vantaggio in condizioni ordinarie nel massimizzare l'efficienza energetica, sfruttando le risorse che possono essere immesse nella rete senza l'ausilio di alcun impianto di sollevamento.

Progettazione idraulica della nuova condotta di adduzione

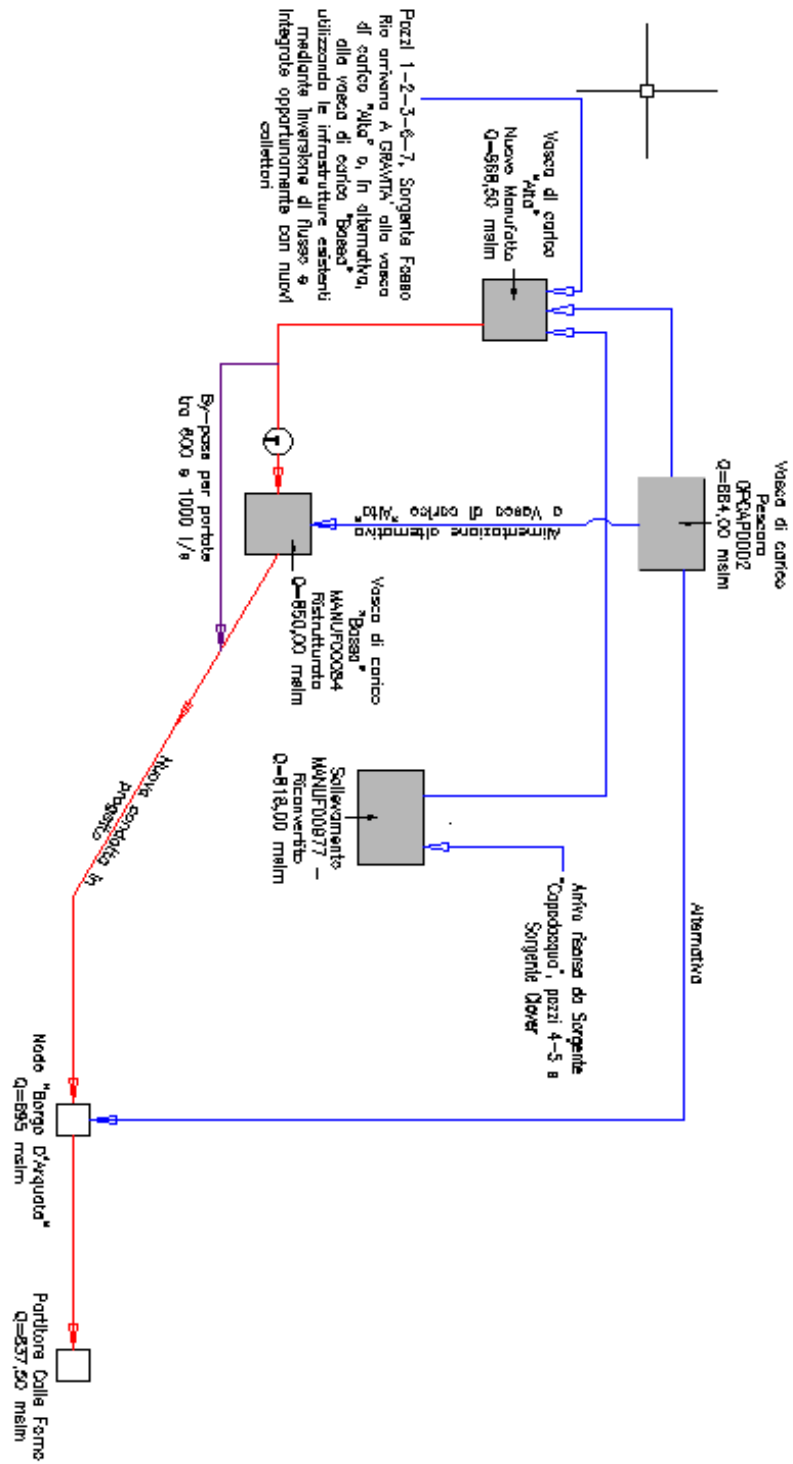


Figura 17 Schema del funzionamento della rete in progetto

3.1.1 Verifica del funzionamento a gravità del sistema

In un primo momento si è voluta verificare la reale possibilità di alimentare a gravità la vasca in progetto alta tramite l'inversione del flusso nelle due condotte in acciaio DN 500 alimentate dalla risorsa prelevata dalla vasca di Pescara posta alla quota di 884 m slm. Inizialmente la quota di progetto della vasca era di 875 m slm, con un livello massimo di riempimento 880 m slm, e la portata di progetto delle sorgenti del Pescara pari a 200 l/s, ovvero quella di concessione.

Le perdite di carico accettabili sono quindi comprese nell'intervallo $4 \text{ m} < \Delta H < 9 \text{ m}$, dove la condizione più stringente è naturalmente quella corrispondente al salto minore $\Delta H = 4 \text{ m}$.

In via del tutto preliminare si è ipotizzato di intercettare le due condotte DN 500 in blu con le condotte in viola riportate in Figura 18, fino all'area in giallo individuata per la costruzione della vasca alta.



Figura 18 Ipotesi preliminare di tracciato

Ottenute le lunghezze totali delle due adduttrici, rispettivamente $L_1 = 4236 \text{ m}$ e $L_2 = 4296 \text{ m}$, conoscendo lo spessore delle condotte di 20 mm e considerando una scabrezza cautelativa di 0,4 mm, si sono determinate le perdite di carico distribuite nel sistema trascurando le perdite localizzate.

La verifica idraulica è stata eseguita con la formula di Darcy – Weisbach per il calcolo delle perdite di carico per unità di lunghezza:

$$J = 8\lambda \frac{Q^2}{g\pi^2 D^5}$$

Con la funzione di resistenza lambda ricavata dall'espressione di Colebrook – White

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \log \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon}{3.71 D} \right)$$

Si è ipotizzato inoltre che la portata di 200 l/s sia ripartita equamente nelle due condotte.

Tabella 3 Verifica perdite di carico

	DN - s [mm]	L [m]	ε [mm]	Q [m³/s]	v [m/s]	Re	J	ΔH [m]
Adduttrice 1	460	4236	0,4	0,1	0,60	2,74E+05	8,08E-04	3,42
Adduttrice 2	460	4296	0,4	0,1	0,60	2,74E+05	8,08E-04	3,47

Si nota come in entrambi i casi le perdite di carico siano compatibili con il salto utile disponibile, anche nella condizione di conservativa di ΔH = 4 m.

Rappresentando lo scenario sul software EPANET si ottengono i medesimi risultati.

Progettazione idraulica della nuova condotta di adduzione

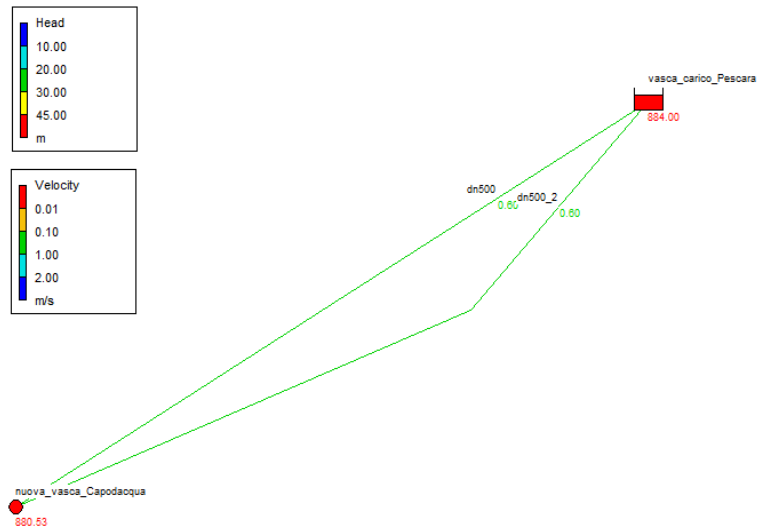


Figura 19 Funzionamento a gravità dalla vasca di Pescara a quella di Capodacqua

Allo scopo di massimizzare la flessibilità gestionale dell'intero sistema acquedottistico, in seguito agli interventi in progetto, si è valutata in 370 l/s la massima portata convogliabile a gravità alla *Vasca Alta* da Pescara.

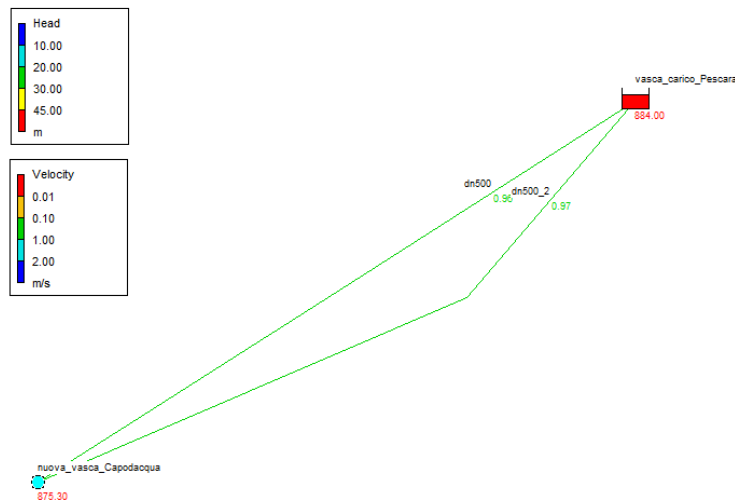


Figura 20 Massima portata convogliabile a gravità dalla vasca Pescara

Allo scopo di determinare il diametro ottimale della condotta di adduzione in progetto, sono state fatte numerose simulazioni sul software EPANET variando i diametri e le scabrezze della condotta

in progetto. In particolare, si è assunto lo schema semplificato riportato in figura 21, dove la condotta può essere alimentata dalla vasca di carico alta o dalla vasca bassa impostando lo stato iniziale delle condotte come aperte o chiuse a seconda della vasca che alimenta la rete.

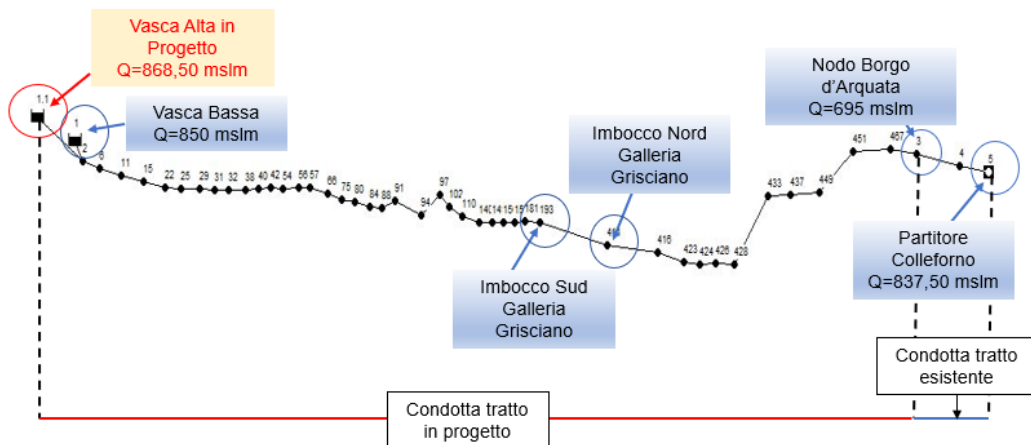


Figura 21 Schema idraulico da Capodacqua al partitore di Colleferno

Considerando cautelativamente una scabrezza preliminare di 0,40 mm si sono ottenuti i seguenti risultati:

1. Il tubo in progetto dovrà avere diametro pari a 900 mm;
2. Nella condizione di portata minima indicata da CIIP di 300 l/s, è garantita una velocità in condotta maggiore del valore minimo di riferimento di 0,40; tuttavia la velocità è più bassa nei tubi esistenti DN1000 e DN1200 a valle del nodo d'Arquata;
3. Con la tubazione in progetto a partire dalla vasca bassa transitano fino a 630 l/s con una pressione residua a Colleferno di 1,03 m, mentre con riferimento alla vasca alta sono garantiti 1000 l/s con una pressione residua di 8,76 m a Colleferno;
4. A fronte di una pressione residua così abbondante nel caso di alimentazione da vasca alta, si è pensato di abbassare la vasca rispetto alla quota iniziale di 875 m s.l.m. in modo tale da agevolare l'arrivo a gravità dalla sorgente Pescara. Abbassando la vasca alta ad un livello di 868,5 m s.l.m. è ancora possibile inviare a Colleferno una portata di 1000 l/s con una pressione residua di 2,26 m.

3.2 Breve illustrazione dei manufatti in progetto

In questo paragrafo si illustreranno le caratteristiche principali dei manufatti in progetto presso lo studio di Ingegneria Isola – Boasso di Vercelli.

3.2.1 Nuova condotta di adduzione

La condotta in progetto segue a grandi linee la soluzione numero 3 individuata in un primo momento nello studio di fattibilità, con l'aggiunta di alcuni adeguamenti di tracciato al fine di ottimizzare il profilo piano altimetrico della condotta.

Partendo dalla vasca bassa in progetto, il tracciato della condotta prevede i primi 3,2 km in trincea fino al centro abitato di Grisciano (Accumuli); da qui inizia il tratto in galleria per una lunghezza complessiva di 4,4 km fino all'altezza dell'abitato di Borgo d'Arquata, dove è previsto un attraversamento fluviale aereo seguito da un tratto in trincea di 800 metri e un ulteriore tratto in galleria di 200 metri, alla fine del quale, in un ultimo tratto in aperta campagna, la condotta in progetto si innesta su quella esistente di diametro nominale 1200. Tale punto costituisce il punto finale della condotta di adduzione in progetto. Durante l'intero tracciato il diametro è costante e pari a DN900.

Il profilo piano altimetrico è stato studiato in loco e definito in base ai rilievi topografici effettuati, al fine di rispettare i vincoli territoriali, geologici, topografici, ambientali ed urbanistici.

L'andamento della condotta sarà a dente di sega, in modo tale che la conformazione possa facilitare l'accumulo di aria nei punti alti, e quindi l'eliminazione attraverso gli sfiati, e lo svotamento nei punti più bassi con opportuni scarichi. Il tracciato invece è stato definito rispettando il limite massimo del raggio di curvatura pari a 300 m.

La posizione dei pozzetti di scarico e di sfiato è stata definita tendendo in considerazione la conformazione morfologica dei terreni attraversati; sono posti quindi ad una distanza variabile con affioramento dal terreno compresa tra 30 cm e 50 cm e dimensioni in pianta pari a 3,0 x 3,0 m.

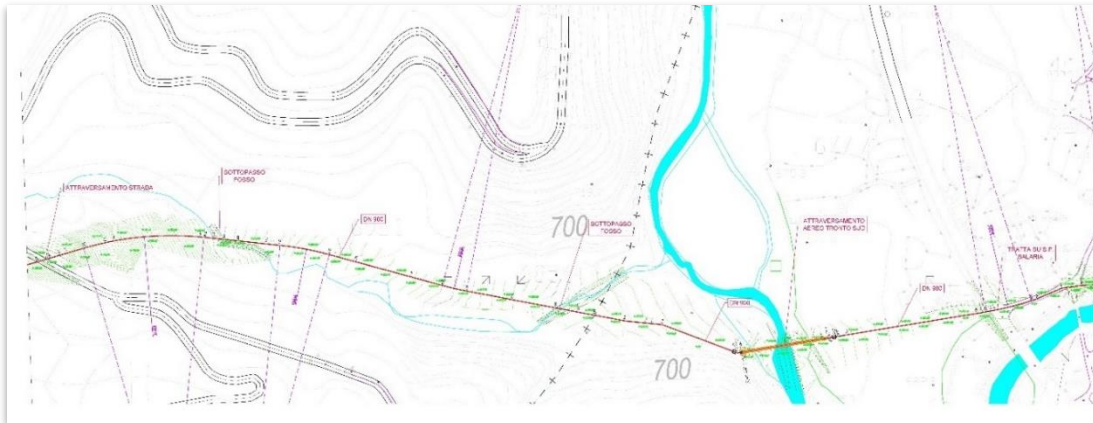


Figura 22 Stralcio planimetrico della condotta in progetto

Nella fase di progettazione definitiva è stato deciso di realizzare la condotta interamente in acciaio per via dell'affidabilità che tale materiale garantisce rispetto ai sistemi di condotte realizzati in materiali plastici, PRFV e ghisa sferoidale. Dal punto di vista meccanico elevata resistenza strutturale è garantita anche in difficili situazioni di posa. Inoltre, rispetto ad altri materiali presenta una maggiore capacità di resistere in condizioni di esercizio anche in situazioni gravose con presenza di falda, garantendo comunque la tenuta idraulica e la durata nel tempo.

Si deve inoltre tenere in conto la necessità di proteggere la tubazione da corrosione esterna dovuta a correnti vaganti presenti nel terreno e da corrosioni interne dovute a fenomeni elettrolitici o corrosione batterica.

Le tubazioni devono quindi essere provviste di protezione sia attiva sia passiva per essere protette dalla corrosione. La protezione passiva consiste nell'applicare un rivestimento sia internamente sia esternamente per evitare il contatto diretto tra metallo e terreno e metallo e acqua, isolando quindi elettricamente il metallo ed evitando di conseguenza corrosioni elettrolitiche; in particolare internamente si prevede di utilizzare una vernice epossidica con spessore pari a $400 \mu\text{m}$ ed esternamente un ricoprimento polietilenico. A ciò si associa anche un sistema di protezione attiva basato su un impianto di protezione catodica.

È previsto l'utilizzo di condotte in acciaio tipo L 355 = Fe210 di spessore pari a 14,2 mm con bicchiere sferico con camera d'aria normato dalla UNI10224.

Un altro vantaggio dei sistemi in acciaio riguarda proprio le deviazioni angolari offerte dai giunti a “bicchiere sferico” che variano da 5 gradi per i diametri più piccoli fino a 2,5 gradi per i diametri più elevati. Tali deviazioni angolari permettono di evitare l’uso dei raccordi in caso di curve ad ampio raggio, permettendo il miglior adattamento ai diversi tracciati.

Altro vantaggio dei sistemi in acciaio riguarda la grande affidabilità delle saldature, non soggetti a fenomeni di decadimento nel tempo, garantendo quindi durabilità e tenuta idraulica delle connessioni. Inoltre, la presenza di giunti saldati nelle condotte permette di evitare l’utilizzo di blocchi di ancoraggio e il superamento di versanti con pendenze anche del 20 % senza ricorrere a sistemi anti-sfilamento.

3.2.2 Manufatto *vasca alta*

La vasca di carico alta in progetto presenta un volume di accumulo di 1000 m^3 , suddivisi in due bacini simmetrici con volume utile di 500 m^3 ciascuno; a separare i due bacini è prevista una camera valvole dotata di carroponete. Più nel dettaglio la vasca è stata progettata con un duplice obiettivo: come serbatoio di compenso in condizioni ordinarie e come bacino di sedimentazione in condizioni emergenziali. Il livello minimo atteso per le due vasche è di 868,50 m slm.

Normalmente, infatti, l’acqua prelevata presenta caratteristiche qualitative elevate, priva di torbidità e di solidi sedimentabili, ma in condizioni emergenziali, come per esempio già accaduto in concomitanza degli eventi sismici del 2016, l’acqua captata può essere soggetta a fenomeni di intorbidimento e conseguente trasporto di sostanze solide.

L’alimentazione avviene dal basso con tre condotte per poter mantenere distinte le differenti fonti di approvvigionamento costituite rispettivamente dai pozzi 6 e 7, dalla sorgente Pescara e dalle stazioni di rilancio di Capodacqua. La presa ordinaria è invece posizionata in un pozzo ribassato rispetto all’estradosso della platea del serbatoio ed è dotata di una valvola di sezionamento, la cui chiusura permette l’attingimento della risorsa da una presa superficiale. Entrambe le vasche sono inoltre dotate di scaricatore a piena di calice.

Si prevede inoltre il sezionamento di entrambe le vasche tramite l’inserimento di due pareti trasversali, le quali vanno ad individuare quattro distinti comparti in ciascuno dei due bacini. Ogni scomparto è collegato al successivo mediante uno stramazzo di superficie ed una luce sotto battente sul fondo del setto presidiata da una valvola; ogni scomparto presenta il fondo sagomato con pendenze

che convergono verso un pozzo centrale per la raccolta dei sedimenti e successivo scarico in una vasca esterna mediante tubazioni di scarico di fondo.

Il funzionamento previsto per il manufatto *vasca alta* è quindi il seguente: in condizioni di funzionamento ordinario l'intero volume del serbatoio è usato come compenso, e ciò prevede la configurazione aperta delle valvole che presidiano le luci sotto battente sul fondo dei setti e l'uscita dell'acqua tramite presa bassa. In situazioni eccezionali, qualora l'acqua presenti rilevate torbidità e particelle solide sospese, l'attingimento avviene dalla sola presa alta con chiusura delle valvole sul fondo dei setti. In questo modo il volume morto nei comparti favorisce la sedimentazione delle particelle sospese sul fondo ed il materiale sedimentato è facilmente eliminabile con l'apertura degli scarichi. In questo scenario il serbatoio perde la sua funzione di compenso e vi è una correlazione diretta tra portata in ingresso e portata in uscita.

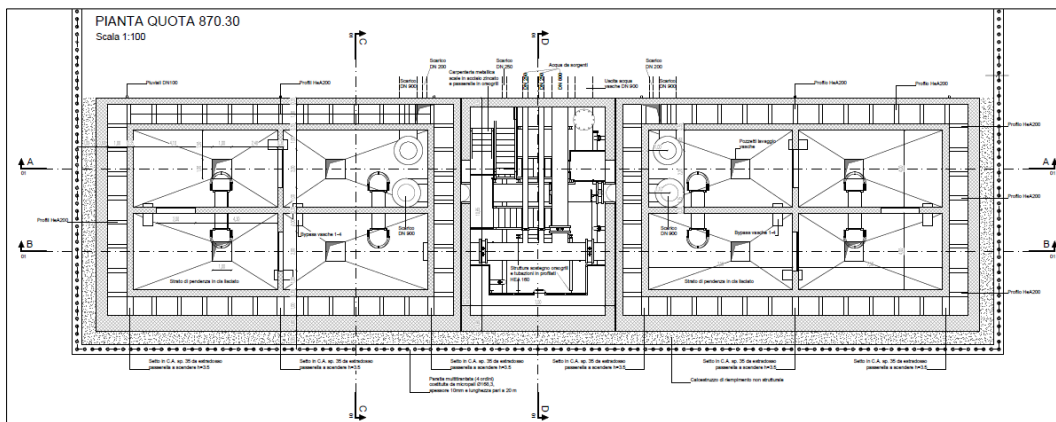


Figura 23 Vista in pianta della vasca alta ad una quota di 870,30 m

3.2.3 Manufatto *vasca bassa*

La vasca bassa è un manufatto di nuova realizzazione, parzialmente interrato, alla quota di 850 m s.l.m., la cui alimentazione può avvenire o dalla vasca di carico alta o dall'esistente vasca adiacente di Capodacqua che sottende la sorgente e che presenta un livello idrico uguale a quello della vasca bassa.

La costruzione di tale manufatto ha lo scopo di assicurare il funzionamento a gravità del sistema di adduzione in progetto, infatti, come verrà illustrato nelle simulazioni riportate di seguito, qualora avvenisse lo spegnimento delle stazioni di pompaggio a causa di un evento imprevisto,

come quello sismico, la portata della sorgente Capodacqua sarebbe completamente ripristinata e potrebbe essere comunque mandata a gravità al partitore di Colleformo tramite la condotta di adduzione in progetto.

Al contrario della vasca alta, la vasca bassa non è progettata per ottenere un volume di compenso, ma ha la sola funzione di collegamento idraulico tra il bacino di Capodacqua esistente e la condotta di adduzione in progetto, fissandone la piezometrica.

L'alimentazione proveniente dalla vasca alta è controllata da una valvola a fuso che permette la dissipazione del carico idraulico e da una valvola a farfalla che seziona il by-pass della vasca.

La condotta in ingresso nella vasca bassa si immette in una camera dotata di stramazzo in comunicazione con un'altra camera: l'insieme delle due camere costituisce il manufatto della vasca bassa. Lo stramazzo stabilizza il pelo libero nella vasca, fissando la piezometrica di monte. Dalla seconda camera a valle dello stramazzo parte la condotta DN 900 in progetto. Per portate elevate, la vasca bassa può essere bypassata con alimentazione del sistema direttamente dalla vasca alta. Il bypass viene effettuato con la contemporanea chiusura di una valvola a farfalla che presidia la condotta di adduzione in uscita dalla vasca bassa e la valvola a fuso che controlla l'ingresso della portata dalla vasca alta a quella bassa.

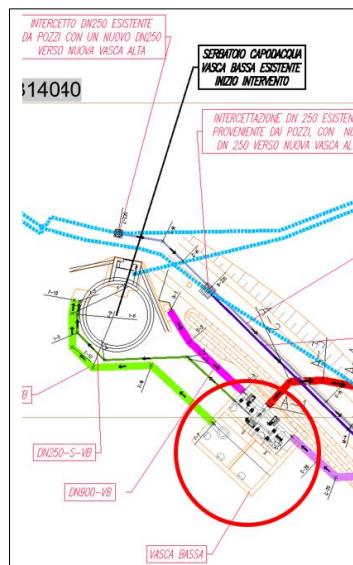


Figura 24 Stralcio planimetrico: nuova vasca bassa

4 Verifiche del modello in moto stazionario

In questo paragrafo si analizzano gli scenari relativi sia alle normali condizioni di funzionamento sia emergenziali. Si prendono infatti in considerazione diverse configurazioni di funzionamento del sistema complessivo di adduzione Capodacqua – Pescara – Colleferno, attivando solamente la linea in progetto o in contemporanea sia la linea di progetto che quella esistente.

La geometria della rete è stata importata da un modello della rete esistente e di progetto ricostruito in ambiente GIS. Tutta la rete esistente è stata importata direttamente dal database fornito da CIIP, mentre la rete in progetto è stata esportata dal software di modellazione piano altimetrico della condotta *Urbano*, utilizzato per generare i nodi che descrivono l'andamento del tracciato direttamente su superficie tridimensionale generata a partire dalle quote individuate nella campagna di rilievo.

Sono stati quindi importati tutti i dati topologici, topografici e idraulici degli elementi che costituiscono la rete di adduzione ed inserite le informazioni idrauliche degli oggetti e dei nodi idraulici quali scabrezze delle tubazioni, dati delle pompe e turbine e dimensioni dei serbatoi.

La rappresentazione della rete è stata effettuata in dettaglio, riportando tutti gli elementi, tratti e nodi da cui dipende il funzionamento idraulico, senza alcuna semplificazione della realtà. Sono riportati infatti anche tutti i tratti che non sono oggetto di verifica, come per esempio le condotte di scarico delle vasche, ma che rendono il modello il più possibile aderente alla realtà. Tali elementi sono inseriti nel modello come inattivi e possono essere richiamati in qualsiasi momento.

Le varie simulazioni si differenziano per i valori di scabrezza utilizzati per le condotte in progetto, per il diverso utilizzo delle condotte di adduzione, per i contributi delle sorgenti che alimentano il sistema e per le condizioni di carico in partenza alla nuova condotta DN 900, ovvero considerando il carico della vasca alta o della vasca bassa.

In particolare, per quanto riguarda le scabrezze delle condotte in progetto, si sono considerate tre condizioni: per i tubi nuovi la scabrezza è assunta $\varepsilon = 0.05$ mm, per le condizioni di medio termine $\varepsilon = 0.15$ mm e per le condizioni estreme di lungo periodo $\varepsilon = 0.3$ mm. Inoltre, i diametri presenti spaziano dai DN 100 delle condotte secondarie al DN 1200 della condotta a valle del nodo di Borgo d'Arquata.

In tabella si riportano i diametri delle condotte rappresentate con il rispettivo diametro interno adottato.

Tabella 4 Diametri delle condotte inserite nel modello di simulazione

DN	<i>est [mm]</i>	<i>Int [mm]</i>	<i>spex [mm]</i>
100	114.3	107.9	3.2
125	139.7	132.5	3.6
250	273	263	5
500	508	495.4	6.3
650	660.4	646.2	7.1
700	711.2	697	7.1
900	914.4	886	14.2
1000	1016	991.8	12.1
1200	1219.2	1195	12.1

4.1 Modello utilizzato

Il modello utilizzato è riportato nella sua interezza in figura 25. Di seguito sono riportate delle figure che mostrano più in dettaglio gli elementi del modello. Sulla parte destra della figura, la condotta con andamento pressoché rettilineo è la condotta in progetto che si sviluppa in destra idraulica del fiume Tronto.

Verifiche del modello in moto stazionario

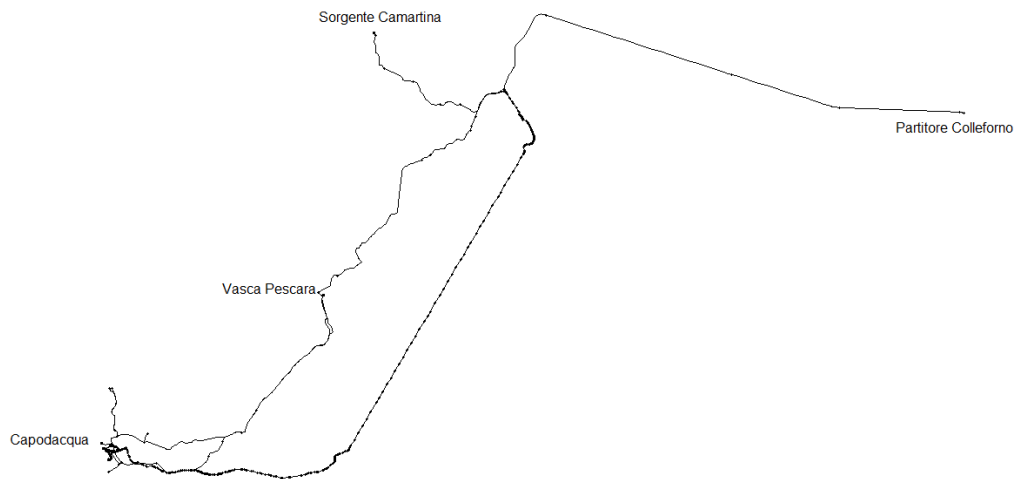


Figura 25 Modello EPANET

In figura 26 si mostra uno zoom delle opere in corrispondenza della frazione di Capodacqua. La vasca di carico *alta* è posta ad una quota di 868,5 m s.l.m. ed ha un riempimento minimo di 0.5 m e massimo di 4 m.

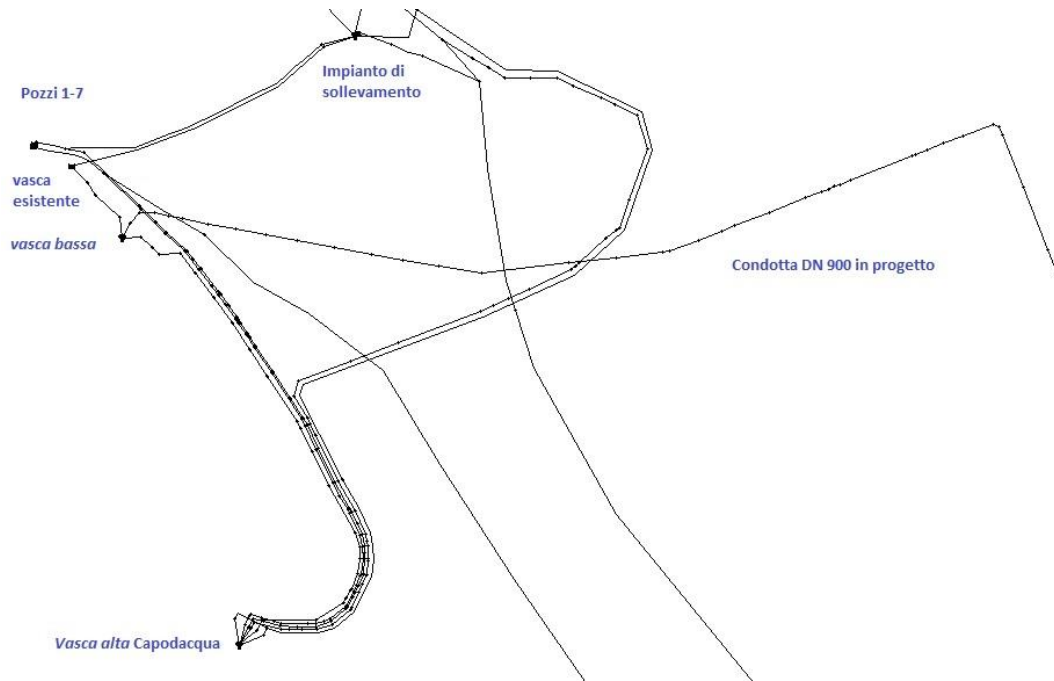


Figura 26 schema in corrispondenza di Capodacqua

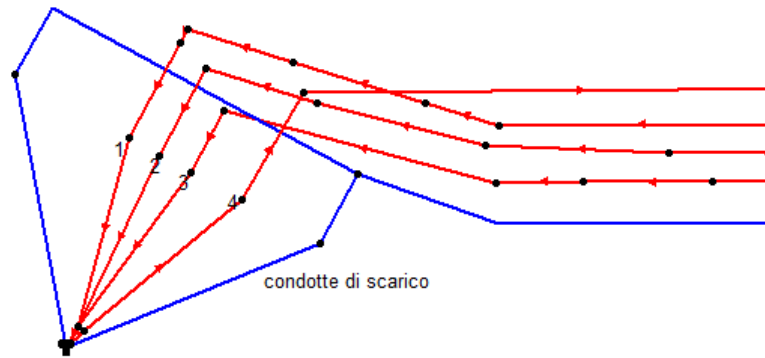


Figura 27 condotte in corrispondenza della vasca alta

Nel dettaglio di figura 27, i due rami in blu rappresentano le condotte degli scarichi di troppo pieno e di fondo, le condotte numero 1 e 2, posate lungo la pista di cantiere, sono le nuove condotte di adduzione tramite le quali il campo pozzi alimenta la vasca alta.

Il ramo numero 3 è la condotta che convoglia alla vasca alta le portate derivate dalle due tubazioni esistenti DN 500 provenienti dalla vasca di carico della sorgente Pescara. Infine, la condotta 4 è la

condotta in progetto che si congiunge alla vasca bassa a sua volta connessa con il bacino esistente che sottende la sorgente di Capodacqua.

Il contributo dei pozzi è stato modellato tramite l'utilizzo di due serbatoi di risorsa infinita; in particolare il *contributo 1* rappresenta la sommatoria delle portate emunte dai pozzi 1-2-3-6-7, mentre il *contributo 2* rappresenta le portate provenienti dalle sorgenti Capodacqua e Clover e quelle emunte dai pozzi 4 e 5 (figura 28).

La portata è controllata dalle valvole FCV (Flow Control Valve), che limitano la portata defluente ad un valore predefinito; questi elementi sono fondamentali nel modello per immettere le portate esatte a seconda dello scenario che si vuole analizzare.

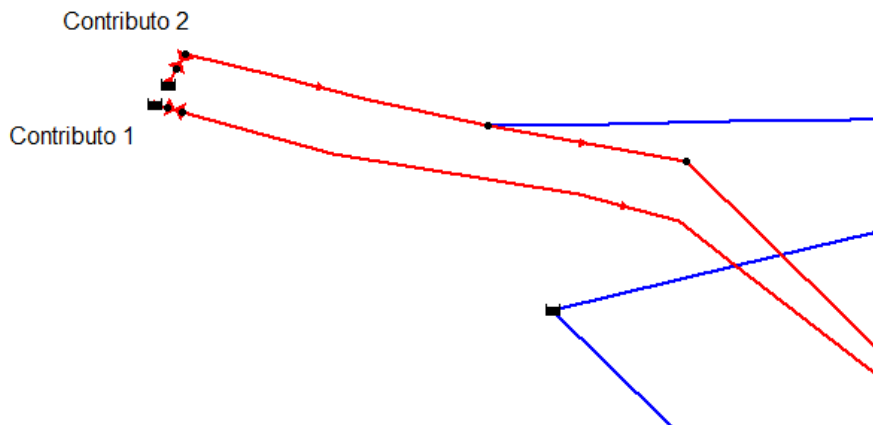


Figura 28 Schematizzazione dei pozzi

In figura 29 è riportato lo schema in dettaglio dell'intercettazione delle condotte esistenti DN 500 provenienti dalla vasca di carico di Pescara.

Le due condotte, che nel funzionamento attuale partono dalla stazione di sollevamento con direzione opposta del flusso, sono intercettate in prossimità della stazione di pompaggio e convogliate con una nuova condotta (in rosso in figura) alla vasca di carico alta.

La stazione di sollevamento negli scenari analizzati non viene utilizzata, ma si è comunque scelto di modellarne le componenti per avere un quadro completo di tutto il sistema e per avere una base per lo sviluppo di un sistema di supporto decisionale per il futuro aggiornamento e mantenimento del modello stesso.

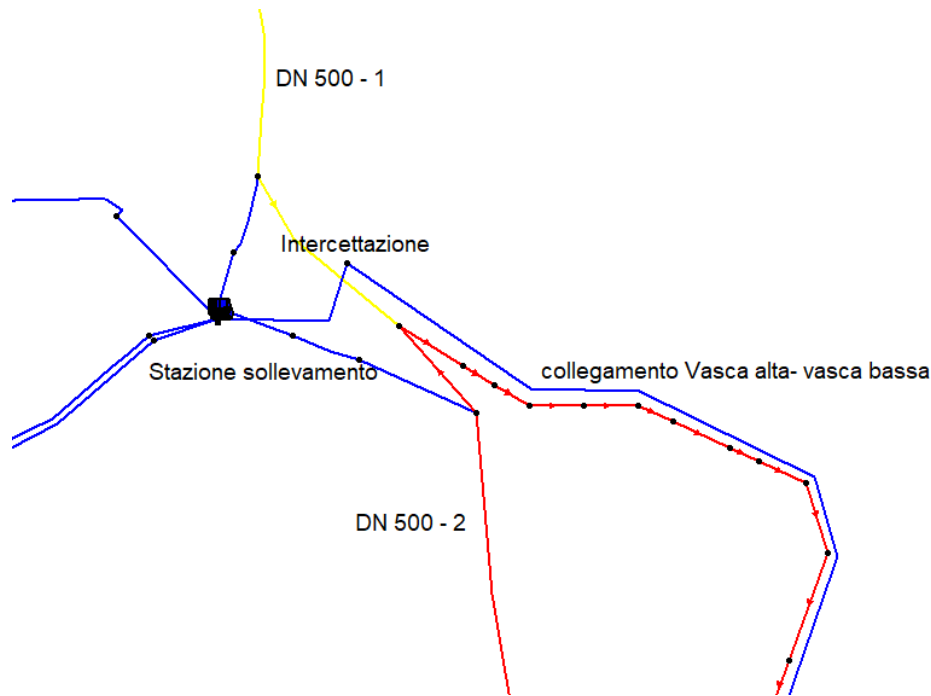


Figura 29 Dettaglio intercettazione adduttrici DN 500

4.2 Scenario 1: portate di massima concessione

In questo scenario si analizza il funzionamento del sistema di adduzione con portate elevate, corrispondenti ai massimi valori di concessione.

I pozzi vengono intercettati e alimentano la vasca alta con 650 l/s a cui si aggiungono 200 l/s provenienti dalla sorgente Pescara tramite le due condotte DN 500 con funzionamento opposto rispetto all'attuale verso del flusso. Per una portata complessiva di 850 l/s provenienti da Capodacqua, il by-pass della vasca bassa è aperto, così come per tutte le portate superiori a 600 l/s, e la condotta adduttrice DN 900 è alimentata direttamente dalla vasca di carico alta, posta ad una quota di 868,5 m e con un riempimento minimo di 0.5 m, per una quota di carico totale di 869 m slm. A tale portata si sommano 25 l/s in arrivo dalla sorgente di Camartina per un totale complessivo di 875 l/s in arrivo al partitore di Colleferno.

Questo scenario corrisponde alla situazione nella quale si intende sussidiare altri sistemi acquedottistici, ad esempio l'acquedotto dei Sibillini o gli acquedotti degli ATO 3 o 4, con quello del Pescara. È infatti in atto la progettazione del collegamento tra le reti acquedottistiche degli ATO 3, 4 e 5 al fine di assicurare anche nelle condizioni di emergenza (periodi prolungati di siccità,

Verifiche del modello in moto stazionario

abbassamento delle falde, ecc.) portate di soccorso sufficienti a garantire la dotazione idrica minima potabile.

Sono stati considerati due scenari estremi: uno di tubi nuovi, ovvero di progetto appena realizzato, e uno di tubi vecchi, ovvero uno scenario di lungo periodo. Nelle tabelle di seguito si riportano i risultati ottenuti in termini di velocità e pressioni per entrambi i sotto scenari.

Tabella 5 Risultati scenario 1A

Pescara [l/s] (da DN 500)	Capodacqua [l/s]	Camartina [l/s]	Alimentazione	Scabrezza nuovi [mm]
200	650	25	vasca alta 0,5 m	0,3
partitore Colleferno				
portata consegnata [l/s]		Pressione residua [m]	carico piezometrico [m slm]	
875		8,26	845,05	
velocità in condotta [m/s]				
DN 500 -1	DN 500 – 2	DN 900	DN 1200	DN 1000
0,47	0,57	1,38	0,78	1,13

Nello scenario a tubi vecchi il sistema di adduttrici è in grado di convogliare la portata ipotizzata garantendo una sufficiente pressione residua a Colleferno anche con un basso riempimento della vasca (0.5 metri).

Tabella 6 risultati scenario 1-005

Pescara [l/s] (da DN 500)	Capodacqua [l/s]	Camartina [l/s]	Alimentazione	Scabrezza nuovi [mm]
200	650	25	vasca alta 0,5 m	0,05
partitore Colleferno				
portata consegnata [l/s]		pressione residua [m]	carico piezometrico [m slm]	
875		12,2	848,32	
Velocità in condotta [m/s]				
DN 500 -1	DN 500 – 2	DN 900	DN 1200	DN 1000
0,47	0,57	1,38	0,78	1,13

A maggior ragione nello scenario a tubi nuovi, il sistema è in gradi di convogliare la portata ipotizzata, con pressione residua e carico piezometrico leggermente più elevati rispetto al caso precedente. Le velocità invece si mantengono uguali in entrambi gli scenari.

4.3 Scenario 2: portate eccedenti a quelle di massima concessione

Lo scenario 2 riprende la configurazione precedente dello scenario 1, ma con la sorgente Pescara che alimenta la vasca alta con 400 l/s.

Sommando ai 400 l/s della sorgente Pescara i 650 l/s provenienti dal campo pozzi e dalle sorgenti, la vasca alta alimenta la condotta DN 900 con 1050 l/s a cui si aggiungono i 25 l/s provenienti dalla sorgente Camartina, per un totale di 1075 l/s in arrivo al partitore di Colleferno.

Nello scenario 2 analizzato la scabrezza delle condotte è quella relativa ad una condizione di lungo termine, con $\epsilon = 0.3$ mm; la vasca invece presenta un riempimento massimo di 4 m, per una quota di carico di 872,5 m slm. Sono stati analizzati inoltre altri 2 sotto-scenari:

- Scenario 2-015 di medio termine con $\epsilon = 0.15$ mm e livello in vasca alta massimo;
- Scenario 2-005 di breve termine con $\epsilon = 0.05$ mm e livello in vasca basso.

Lo scenario 2 ha quindi lo scopo di analizzare il funzionamento del sistema di adduzione quando sono immesse le massime portate, superiori a quelle di concessione, ovvero nelle condizioni di massimo utilizzo del sistema ed alimentazione da vasca alta negli scenari di breve, medio e lungo termine.

Tabella 7 Scenario 2

Pescara [l/s] (da DN 500)	Capodacqua [l/s]	Camartina [l/s]	Alimentazione	Scabrezza nuovi [mm]
400	650	25	vasca alta 4 m	0,3
partitore Colleferno				
portata consegnata [l/s]		pressione residua [m]	carico piezometrico [m slm]	
1050		0,12	836,27	
Velocità in condotta [m/s]				
DN 500 -1	DN 500 – 2	DN 900	DN 1200	DN 1000
1,51	1,86	1,70	0,96	1,39

Dalla pressione residua a Colleferno (tabella 7) si comprende che la portata simulata rappresenti il valore estremo limite convogliabile dal sistema in questa configurazione che prevede la vasca alta con massimo riempimento e condizioni dei tubi a lungo termine.

In realtà dalle simulazioni effettuate è emerso che la massima portata convogliabile dalle due DN 500, adottando una scabrezza di 0,3 mm e con un livello iniziale della vasca alta di 4 m, è di 370 l/s. Per poter convogliare 400 l/s con la stessa scabrezza, sarebbe necessario che il livello della vasca non superasse i 2 m.

Nelle verifiche effettuate si è comunque ritenuto opportuno mantenere l'ipotesi di 400 l/s in quanto cautelativa in riferimento alle verifiche sulle nuove linee in progetto. Inoltre, nell'ottica di futuri interventi di miglioramento delle attuali condotte, la portata transitante potrebbe essere incrementata rispetto agli attuali 370 l/s.

Nelle condizioni di medio termine alla condotta in progetto è assegnata una scabrezza di 0,15 mm; considerando sempre il livello iniziale nella vasca alta di 4 m, il sistema è in grado di garantire il deflusso della portata ipotizzata, garantendo un carico minimo residuo a Colleferno.

Tabella 8 scenario 2-015

Pescara [l/s] (da DN 500)	Capodacqua [l/s]	Camartina [l/s]	Alimentazione	Scabrezza nuovi [mm]
400	650	25	vasca alta 0,5 m	0,15
partitore Colleferno				
portata consegnata [l/s]		pressione residua [m]	carico piezometrico [m slm]	
1050		1,88	838,03	
Velocità in condotta [m/s]				
DN 500 -1	DN 500 - 2	DN 900	DN 1200	DN 1000
1,51	1,86	1,70	0,96	1,39

Nell' ultimo sotto – scenario (2 - 005), avendo una scabrezza minore della condotta DN 900, corrispondente ad una condizione di tubi nuovi, lo schema è in grado di consegnare una portata di 1050 l/s al partitore di Colleferno anche abbassando il livello iniziale della vasca alta a 0,5 m. In tal modo, anche le condotte DN 500 sono in grado di consegnare alla vasca alta una portata di 400 l/s. Le velocità in condotta si mantengono uguali in tutti i sotto- scenari.

4.4 Scenario 3: situazione emergenziale con assenza di sistemi di pompaggio

Lo scenario 3 rappresenta una delle condizioni di progetto dove l'alimentazione proviene solamente dalla vasca bassa; la vasca alta è pertanto chiusa mentre viene aperta l'alimentazione della vasca bassa. Il sistema acquifero afferente alla sorgente Capodacqua alimenta la vasca bassa, che a sua volta alimenta la Colleforno tramite la nuova condotta DN 900 con 600 l/s, a cui si aggiungono i 25 l/s dalla sorgente Camartina. La vasca bassa è posizionata in tutti gli scenari ad una quota di 850 m slm.

In questo caso sono stati analizzati due scenari: il primo, più gravoso, relativo alle condizioni a lungo termine e il secondo considerando una scabrezza di tubo nuovo per le condotte in progetto, con $\varepsilon = 0.05$ mm.

Scopo di questo scenario è analizzare il funzionamento della rete nelle condizioni di esercizio a gravità con a disposizione solamente il contributo della sorgente Capodacqua che alimenta direttamente la vasca bassa. Questo scenario potrebbe presentarsi in situazioni emergenziali con interruzione del funzionamento dei sistemi di pompaggio.

Tabella 9 scenario 3

Pescara [l/s]	Capodacqua [l/s]	Camartina [l/s]	Alimentazione	Scabrezza nuovi [mm]
-	600	25	vasca bassa	0,3
partitore Colleforno				
portata consegnata [l/s]		pressione residua [m]	carico piezometrico [m slm]	
625		1,77	837,92	
Velocità in condotta [m/s]				
DN 500 -1	DN 500 – 2	DN 900	DN 1200	DN 1000
-	-	0,97	0,56	0,81

Nella configurazione di lungo termine (tubi vecchi) e caricamento da vasca bassa, la portata simulata rappresenta il limite massimo di capacità di convogliamento della nuova condotta. Effettuando la simulazione di breve termine, ovvero a tubi nuovi, e caricamento da vasca bassa, la

portata di 625 l/s è consegnata al partitore di Colleforno con una pressione di 3,3 m e un carico piezometrico di 839,4 m slm.

4.5 Scenario 4: situazione emergenziale con utilizzo della linea nuova ed esistente

Lo scenario 4 riprende lo scenario 3, ma considerando le portate di massima concessione sia per la sorgente Capodacqua che per la sorgente Pescara. L'alimentazione del DN900 avviene sempre a partire dalla vasca bassa, ma la portata derivata dall'acquifero è di 430 l/s, pari al valore di concessione. Dalla sorgente Pescara sono inviati direttamente al partitore di Colleforno, tramite l'adduttrice esistente, 200 l/s, anche in questo caso portata corrispondente al valore di concessione, cui si aggiungono 25 l/s provenienti dalla sorgente Camartina, per un totale di 655 l/s. La vasca bassa presenta una quota di carico di 850 m slm, come in tutti gli scenari studiati. La scabrezza adottata per le condotte in progetto è quella relativa al lungo termine con $\epsilon = 0.3$ mm; si è inoltre studiato un sotto-caso 4 -005 dove la rete è stata studiata attribuendo ai tubi nuovi in progetto una scabrezza $\epsilon = 0.05$ mm. Scopo di questo scenario è quindi analizzare il funzionamento del sistema di adduzione quando questo è alimentato con le attuali portate di concessione e con alimentazione da vasca bassa.

Tabella 10 Scenario 4

Pescara [l/s] (DN 1200)	Capodacqua [l/s]	Camartina [l/s]	Alimentazione	Scabrezza nuovi [mm]
200	430	25	vasca bassa	0,3
partitore Colleforno				
portata consegnata [l/s]		pressione residua [m]	carico piezometrico [m slm]	
655		5,22	841,37	
Velocità in condotta [m/s]				
Adduttrice esistente		DN 900	DN 1200	DN 1000
0,52		0,70	0,58	0,85

Rispetto al caso precedente notiamo che facendo transitare solamente 430 l/s nel DN900 in progetto e convogliando la risorsa del Pescara direttamente al partitore di Colleforno mediante l'adduttrice esistente, il sistema è in grado di consegnare la portata simulata con un carico residuo minimo maggiore rispetto al caso esaminato prima (841,37 m slm contro 837,9 m slm).

A maggior ragione nelle condizioni di tubi nuovi (breve termine) carico piezometrico e la pressione residua sono più elevate e rispettivamente di 824,10 m slm e 5,95 m.

4.6 Scenario 5: massima portata convogliabile dalla vasca bassa

Lo scenario 5 ha una configurazione geometrica e di funzionamento analoga a quella dello scenario 4, con la differenza che la portata convogliata da Capodacqua è incrementata a 550 l/s. In pratica si sta cercando qual è la portata massima consegnabile da Capodacqua, garantendo comunque un carico residuo minimo, quando la sorgente Pescara immette la portata direttamente a Colleferno tramite l'adduttrice esistente e il DN900 in progetto è alimentato dalla vasca bassa. A tal fine, si è trascurato il contributo della sorgente Camartina, perché anche se esiguo, comporterebbe un aumento del carico residuo al nodo finale.

Tabella 11 scenario 5

Pescara [l/s] (DN 1200)	Capodacqua [l/s]	Camartina [l/s]	Alimentazione	Scabrezza nuovi [mm]
200	550	0	vasca bassa	0,3
partitore Colleferno				
portata consegnata [l/s]		pressione residua [m]	carico piezometrico [m slm]	
750		1,32	837,47	
Velocità in condotta [m/s]				
Adduttrice esistente		DN 900	DN 1200	DN 1000
0,52 – 0,71		0,89	0,67	0,97

I risultati riportati in tabella 11, corrispondono allo scenario di lungo periodo con scabrezza uguale per tutte le condotte componenti la rete e pari a 0,3 mm. Da notare che se la portata erogata da Capodacqua fosse incrementata a 560 l/s, la pressione residua nel nodo di Colleferno scenderebbe al di sotto dell'unità.

Lo stesso scenario è stato poi analizzato nelle condizioni di breve e lungo termine, per individuare la possibilità di incrementi di portata consegnati dalla vasca bassa di Capodacqua a fronte di una riduzione delle scabrezze della condotta in progetto.

Nelle tabelle 12 e 13 si riportano i risultati ottenuti rispettivamente per i sotto-scenari 5-015 e 5-005

Verifiche del modello in moto stazionario

Tabella 12 scenario 5 -015

Pescara [l/s] (DN 1200)	Capodacqua [l/s]	Camartina [l/s]	Alimentazione	Scabrezza nuovi [mm]
200	600	0	vasca bassa	0,15
partitore Colleferno				
portata consegnata [l/s]		pressione residua [m]	carico piezometrico [m slm]	
800		0,11	836,26	
Velocità in condotta [m/s]				
Adduttrice esistente		DN 900	DN 1200	DN 1000
0,52 – 0,71		0,97	0,71	1,04

Nelle condizioni di medio termine, la condotta di progetto alimentata sempre dalla vasca bassa è in grado di trasportare 50 l/s in più, ma con una pressione limite al partitore di Colleferno di 0,11 m.

Tabella 13 scenario 5-005

Pescara [l/s] (DN 1200)	Capodacqua [l/s]	Camartina [l/s]	Alimentazione	Scabrezza nuovi [mm]
200	600	25	vasca bassa	0,05
partitore Colleferno				
portata consegnata [l/s]		pressione residua [m]	carico piezometrico [m slm]	
825		0,39	836,54	
Velocità in condotta [m/s]				
Adduttrice esistente		DN 900	DN 1200	DN 1000
0,52 – 0,71		0,97	0,74	1,07

Nel caso di opera appena realizzata, tubi nuovi, è possibile incrementare ulteriormente la portata fino a 600 l/s; considerando anche il contributo della sorgente Camartina, sono consegnati a gravità 825 l/s a Colleferno, ma anche in questo caso con una pressione residua al limite.

4.7 Scenario 6: alimentazione contemporanea dalla vasca alta e dalla linea esistente

Questo scenario è simile agli scenari precedenti 4 e 5, ma con alimentazione del DN900 da vasca alta, bypassando la vasca bassa. Si ha il contributo contemporaneo delle sorgenti di Capodacqua con 800 l/s lungo il DN 900, della sorgente Pescara con 200 l/s immessi nell'adduttrice esistente e della sorgente Camartina. La vasca presenta un riempimento minimo di 0,5 m, per una quota di carico di 869 m slm.

Ciò che si vuole simulare in questo scenario è il funzionamento del sistema nel caso si debba addurre a Colleferno una portata consistente, con duplice alimentazione da vasca alta e dall'adduttrice esistente della sorgente Pescara.

Tale scenario verrà verificato nei casi estremi di tubi nuovi, breve periodo, e tubi vecchi, lungo periodo.

Tabella 14 scenario 6

Pescara [l/s] (DN 1200)	Capodacqua [l/s]	Camartina [l/s]	Alimentazione	Scabrezza nuovi [mm]
200	800	25	vasca alta (0,5 m)	0,3
partitore Colleferno				
portata consegnata [l/s]		pressione residua [m]	carico piezometrico [m slm]	
1025		7,89	844,04	
Velocità in condotta [m/s]				
Adduttrice esistente		DN 900	DN 1200	DN 1000
0,52 – 0,71		1,30	0,91	1,33

Si nota che rispetto allo scenario 5, essendo in questo caso in DN 900 alimentato dalla vasca alta, il sistema è in grado di trasportare le massime portate disponibili anche in condizioni di parziale svuotamento della vasca mantenendo un carico residuo piuttosto alto al partitore finale.

Lo stesso scenario, analizzato nelle condizioni di breve termine, porta ad una pressione residua al partitore di Colleferno superiore ad 1 bar (10,8 m)

4.8 Scenario 7: alimentazione del Sistema con portate minime

In questo scenario l'alimentazione della rete avviene dalla vasca bassa, 850 m slm, che alimenta il DN 900 con una portata emunta dai pozzi e sorgente di Capodacqua di 300 l/s a cui si aggiungono i 25 l/s della sorgente Camartina.

Lo scenario verrà studiato nella sola configurazione di tubi vecchi, con scabrezza di 0,3 mm. Si vuole simulare quindi la condizione di minima portata al fine di valutare le velocità minime lungo la condotta in progetto.

Tabella 15 scenario 7

Pescara [l/s]	Capodacqua [l/s]	Camartina [l/s]	Alimentazione	Scabrezza nuovi [mm]
-	300	25	vasca bassa	0,3
partitore Colleferno				
portata consegnata [l/s]		pressione residua [m]	carico piezometrico [m slm]	
325		10,57	846,72	
Velocità in condotta [m/s]				
Adduttrice esistente		DN 900	DN 1200	DN 1000
-		0,49	0,29	0,42

Nello scenario più cautelativo di lungo termine e nelle condizioni di minimo flusso, la velocità minima nella condotta di progetto è di 0,49 m/s. Velocità più basse si hanno invece nelle condotte già esistenti con 0,29 m/s nel DN1200 e 0,42 m/s nel DN1000.

4.9 Scenario 8: alimentazione della condotta in progetto con portata massima

Lo scenario 8 prevede l'adduzione del sistema con caricamento della condotta DN 900 da vasca alta, bypassando la vasca bassa.

La portata verso Colleferno è di 1025 l/s totali, composti da 1000 l/s provenienti da Capodacqua e i 25 l/s dalla sorgente Camartina. La vasca alta presenta un riempimento iniziale di 4 m per un carico totale di 872,5 m slm.

Si sono studiati 3 scenari: uno relativo allo scenario di lungo termine, con scabrezza delle condotte di 0.3 mm e due sotto scenari di medio termine e di lungo termine, con scabrezze delle condotte in progetto rispettivamente di $\varepsilon = 0.15$ mm e $\varepsilon = 0.05$ mm.

Tale configurazione rappresenta lo scenario in cui si ha il massimo sfruttamento sulla condotta in progetto; rispecchia infatti una situazione emergenziale nella quale si vuole addurre a Colleferno la massima portata disponibile, superiore ai valori di concessione.

Tabella 16 scenario 8

Pescara [l/s]	Capodacqua [l/s]	Camartina [l/s]	Alimentazione	Scabrezza nuovi [mm]
-	1000	25	vasca alta (4 m)	0,3
partitore Colleferno				
portata consegnata [l/s]		pressione residua [m]	carico piezometrico [m slm]	
1025		3,55	839,70	
Velocità in condotta [m/s]				
Adduttrice esistente		DN 900	DN 1200	DN 1000
-		1,62	0,91	1,33

Con condotte in condizioni di scabrezza a lungo termine, la portata di 1000 l/s può essere trasportata al partitore di Colleferno mantenendo una pressione residua minima solamente in condizioni di vasca alta piena. Abbassando il livello iniziale della vasca alta, il sistema sarebbe comunque in grado di trasportare questa portata, ma con pressioni residue al sotto di quella minima. In questa situazione è quindi necessario far funzionare il sistema mantenendo in vasca alta il livello massimo costante, senza poterne utilizzare il volume di compenso.

Nei sotto -scenari di medio e lungo termine invece, la portata di 1000 l/s può essere consegnata a Colleferno con una pressione residua minima, anche con riempimento minimo della vasca alta pari a 0,5 m. Nel caso di tubi nuovi, la pressione residua raggiunge circa 0,5 bar.

Tabella 17 scenario 8 -015

Pescara [l/s]	Capodacqua [l/s]	Camartina [l/s]	Alimentazione	Scabrezza nuovi [mm]
-	1000	25	vasca alta (0,5 m)	0,15
partitore Colleferno				
portata consegnata [l/s]		pressione residua [m]	carico piezometrico [m slm]	
1025		2,27	838,42	
Velocità in condotta [m/s]				
Adduttrice esistente		DN 900	DN 1200	DN 1000
-		1,62	0,91	1,33

Tabella 18 scenario 8- 005

Pescara [l/s]	Capodacqua [l/s]	Camartina [l/s]	Alimentazione	Scabrezza nuovi [mm]
-	1000	25	Vasca alta (0,5m)	0,05
partitore Colleferno				
portata consegnata [l/s]		pressione residua [m]	carico piezometrico [m slm]	
1025		4,65	840,80	
Velocità in condotta [m/s]				
Adduttrice esistente		DN 900	DN 1200	DN 1000
-		1,62	0,91	1,33

4.10 Riepilogo dei risultati ottenuti con la modellazione

Si riassumono di seguito i risultati ottenuti con le verifiche idrauliche eseguite mediante l'applicazione del modello numerico realizzato, al fine di avere un quadro complessivo della capacità di portata del sistema di adduzione come somma delle portate transitanti nella condotta DN 900, in quelle esistenti e delle relative pressioni residue in corrispondenza del partitore di Colleferno.

La tabella è suddivisa in due sezioni, in base all'alimentazione della DN 900 da vasca alta, con diversi valori di riempimento, o da vasca bassa. In particolare, con *Portata DN 900* si indica la portata transitante nella condotta in progetto indipendentemente dal fatto che provenga dal solo contributo di Capodacqua o dalla somma dei contributi di Capodacqua e della sorgente Pescara tramite le adduttrici

Verifiche del modello in moto stazionario

DN 500. Nei campi in cui è specificato il valore *Portata Pescara DN 1200* si intende che il contributo della sorgente Pescara è immesso direttamente nella condotta DN 1200 tramite l'adduttrice esistente che termina nel nodo di Borgo D'Arquata.

Tabella 19 Sintesi delle capacità di portata del sistema di adduzione e relativa pressione al partitore di Colleferno

	Quota di carico	Portata DN900	Portata Pescara DN1200	Portata Colleferno DN1000	Pressione al partitore con $\varepsilon = 0.3$	Pressione al partitore con $\varepsilon = 0.05$	Scenario
	(m slm)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(m)	(m)	
VASCA ALTA	869	850	0	875	8.3	12.2	1
	872.5	1050	0	1075	0.1	-	2
	869	1050	0	1075	-	1.9	2 - 005
	869	800	200	1025	7.9	10.8	6
	872.5	1000	0	1025	3.6	-	8
	869	1000	0	1025	-	4.7	8 - 005
VASCA BASSA	850	600	0	625	1.8	3.3	3
	850	430	200	655	5.2	6	4
	850	550	200	750	1.3	-	5
	850	600	200	825	-	0.4	5 - 005

Dall'analisi dei numeri indicati in tabella possono essere evidenziati i seguenti aspetti:

– Il sistema di adduzione in progetto è in grado di conferire la massima portata derivabile dalle fonti di approvvigionamento al partitore di Colleferno anche nella condizione in cui la vasca alta presenti un riempimento minimo; ciò permette di sfruttare anche la notevole capacità di compenso del nuovo serbatoio in progetto;

– Il sistema in progetto è in grado di convogliare anche portate superiori a quelle relative alle concessioni in essere. In particolare, in alcuni periodi dell'anno la sorgente Pescara è in grado di

fornire portate decisamente superiori a quelle di concessione, in alcuni casi pari circa al doppio, ed il sistema in progetto è in grado di garantire una portata di circa 1025 l/s al partitore di Colleferno anche in una condizione di tubi vecchi, a patto che il livello idrico della vasca alta sia di 4 m.

– In alternativa è possibile consegnare 1025 l/s a Colleferno partendo dalla vasca bassa o nelle condizioni di breve termine (tubi appena realizzati), o scomponendo la portata in 800 l/s da Capodacqua e 200 l/s immessi da Pescara direttamente nel nodo di Borgo D'Arquata;

– In una situazione emergenziale in cui venisse meno la disponibilità di energia elettrica, non sarebbe possibile usufruire degli impianti di pompaggio e quindi convogliare la risorsa di Capodacqua alla vasca di carico alta. Sarebbe comunque possibile convogliare l'intera portata di concessione a gravità al partitore di Colleferno in due modi: sfruttando in contemporanea l'adduzione in progetto in destra idraulica del fiume Tronto, e quella esistente dalla vasca Pescara al nodo di Borgo D'Arquata, oppure utilizzando solamente la nuova condotta in progetto DN 900. In questo modo è possibile fronteggiare un eventuale danneggiamento di uno dei due sistemi di adduzione.

– Nella condizione di portata defluente minima (300 l/s) analizzata nello scenario 7, è soddisfatta la condizione richiesta da CIIP di velocità minima nella condotta DN 900 in progetto di 0,4 m/s. Tuttavia, la velocità decade a 0,29 m/s nella condotta immediatamente a valle il nodo di fine intervento, ovvero nel DN 1000.

In definitiva il sistema in progetto gode di un'elevata flessibilità gestionale che permette di fronteggiare qualsiasi situazione di emergenza, assolvendo ai requisiti antisismici richiesti all'intervento in progetto.

5 Il colpo d'ariete nella condotta in progetto: strategie di contenimento

Lo schema idraulico in progetto non presenta impianti di pompaggio (eccetto la stazione di pompaggio esistente il cui utilizzo sarà relegato al futuro per situazioni di emergenza) che normalmente costituiscono un punto critico per la generazione di condizioni di moto vario.

Tuttavia, le problematiche di moto vario costituiscono un aspetto fondamentale anche per condotte prive di impianti di pompaggio per la presenza di valvole di sezionamento la cui chiusura inattesa può causare onde di sovrappressione o depressione in grado di generare sollecitazioni eccessive nelle tubazioni o indurre a condizioni operative inaccettabili.

Per tale motivo si è ritenuto necessario effettuare delle verifiche in moto vario e prevedere possibili dispositivi di protezione della condotta di adduzione in progetto nell'eventualità di un'inaspettata manovra di chiusura di una delle valvole di sezionamento.

5.1 Cenni teorici sul moto vario

Un transitorio idraulico è fenomeno riferito alla condizione di portata e la pressione che si registra tra due stati stazionari iniziale e finale, quando la velocità del fluido cambia rapidamente a causa delle variazioni di componenti che controllano il flusso (per esempio chiusura di una valvola o spegnimento di una pompa); tale cambiamento si ripercuote su tutto il sistema come un'onda di pressione. Se l'onda di pressione è sufficientemente elevata e non sono state prese adeguate misure di controllo, un transitorio può causare il guasto di componenti idraulici del sistema. Il transitorio è in genere chiamato *water hammer* (colpo d'ariete) a causa del suono martellante che spesso accompagna tale fenomeno. (Walski & Haestad, 2003).

Ciò si traduce in un'onda di pulsazione di pressione anormale che viaggia dal punto di disturbo del flusso all'interno del sistema di condotte. Il suono martellante risulta dal fatto che una buona parte dell'energia cinetica del fluido è convertita in onda di pressione, causando rumore e vibrazione nella condotta. A causa dell'attrito, l'onda di pressione perde energia fino al ristabilirsi di una nuova condizione di stato stazionario (Boulos, Karney, Wood, & Lingireddy, 2005).

Quando è effettuata un'operazione di controllo del flusso, si va quindi ad alterare la condizione iniziale stabile di moto stazionario. I valori iniziali delle condizioni del flusso nel sistema,

caratterizzate da misure di velocità e pressione in un dato punto nella condotta, cambiano nel tempo fino a che non viene ristabilita una nuova condizione stazionaria. Ciò che accade a seguito di una chiusura inaspettata, a esempio di una valvola, è la conversione dell'energia cinetica trasportata dalle particelle del fluido in energia elastica assorbita dal fluido e di deformazione nelle pareti della condotta. Ad esempio, in figura 30 è riportato qualitativamente l'andamento nel tempo della pressione in un punto a monte della chiusura di una valvola che avviene in un tempo di manovra T_M . Si genera quindi un evento transitorio di durata T_T durante il quale la pressione dal valore iniziale p_1 oscilla tra un valore massimo p_{max} e un valore minimo p_{min} , fino al ristabilirsi di una nuova condizione di flusso stazionario caratterizzato dalla pressione p_2 .

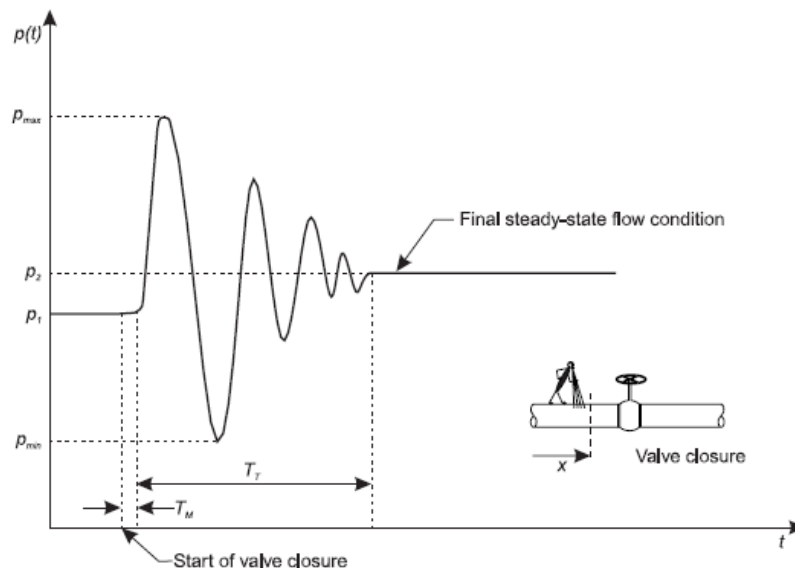


Figura 30 esempio di variazione della pressione in un punto a monte di una manovra di regolazione (fonte: manuale Bentley hammer)

Se le pressioni durante il transitorio sono eccessivamente elevate, è possibile superare la pressione nominale della tubazione, causando cedimenti per rottura dei tubi o giunti. Pressioni negative eccessive possono invece causare il collasso della condotta o l'ingresso di acqua dall'esterno del sistema. L'entità della riduzione delle pressioni è difficile da prevedere a meno che non sia condotta un'analisi appropriata sul transitorio.

A seconda della depressione che si verifica, se il valore della pressione scende al di sotto di quella atmosferica la tubazione potrebbe non collassare, ma può verificarsi un danneggiamento di alcuni tubi con spogliamento del rivestimento interno della parete.

Inoltre, se la pressione scende al di sotto della tensione di valore del fluido potrebbe verificarsi il fenomeno della cavitazione (o separazione delle colonne). Esistono due differenti fenomeni di cavitazione: la cavitazione gassosa e la cavitazione da vapore.

La cavitazione gassosa coinvolge gas disciolti come anidride carbonica e l'ossigeno che formano piccole sacche di gas nel tubo quando la pressione scende al di sotto della pressione di vapore; queste sacche di gas tendono a dissolversi lentamente nel liquido e possono avere l'effetto di smorzare i transitori se sono sufficientemente grandi.

Nella cavitazione da vapore si forma una sacca di vapore che va poi ad implodere quando la pressione aumenta nella tubazione. Con il collasso della sacca di vapore, possono svilupparsi dei transitori ad elevatissima pressione se le colonne d'acqua si ricongiungono molto velocemente, che a sua volta possono provocare la rottura della tubazione. (*Bentley Institute Press, 2018*).

Il transitorio può essere analizzato matematicamente risolvendo equazioni di velocità e pressione $V(x, t)$ e $p(x, t)$ per un definito andamento altimetrico del sistema e note condizioni iniziali e al contorno; in altre parole, si risolve il problema nelle incognite V e p in funzione delle variabili indipendenti di spazio x e tempo t . Alternativamente le equazioni possono essere risolte per flusso Q e carico piezometrico H .

In un sistema a flusso monodirezionale è analizzato in moto vario utilizzando le equazioni di conservazione della quantità di moto e di continuità riportate di seguito.

$$\frac{\partial(\rho Q)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho A)}{\partial t} = 0$$
$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{dV}{dt} + J = 0$$

con x l'ascissa lungo l'asse della condotta, t il tempo, H il carico piezometrico, Q la portata, ρ la densità del fluido, g l'accelerazione di gravità, A l'area della sezione trasversale e J la forza resistente per unità di peso.

I transitori idraulici possono essere analizzati usando due modelli, il modello delle colonne rigide o modello elastico, riportati di seguito per comprenderne differenze e limiti.

MODELLO DELLE COLONNE RIGIDE.

Nel modello delle colonne rigide le condotte sono assunte non deformabili e il liquido incomprimibile; di conseguenza le operazioni di controllo del flusso influenzano soltanto gli aspetti inerziali e di attrito del transitorio.

Utilizzando l'equazione di continuità si dimostra che una perturbazione in un punto comporta variazioni di flusso istantanee in tutto il sistema e che il fluido viaggia come una massa singola all'interno della tubazione creando un'oscillazione di massa; assumendo densità del liquido e sezione del tubo costanti, la velocità istantanea è la medesima in tutte le sezioni.

Da queste considerazioni deriva un'equazione differenziale ordinaria di facile risoluzione, applicata all'analisi della sovratensione:

$$H_1 - H_2 = \frac{fL}{2gDA^2} |Q|Q + \frac{L}{gA} \frac{dQ}{dt}$$

Dove:

H_1 = carico totale nel punto iniziale della condotta [m];

H_2 = carico totale nel punto finale della condotta [m];

f = fattore di attrito di Darcy – Weisbach;

L = lunghezza della condotta tra i punti 1 e 2[m];

g = accelerazione gravitazionale [m/s^2];

D = diametro della condotta [m];

A = sezione della condotta [m^2];

Q = portata [m^3/s].

Utilizzando l'equazione del modello delle colonne rigide, la linea del carico piezometrico può essere ricercata per ogni istante temporale. La pendenza istantanea della linea indica il gradiente

idraulico tra i due punti terminali della condotta e coincide con il carico necessario per vincere le perdite di attrito lungo la tubazione.

Tuttavia, tale modello non dà risultati realistici quando nel sistema si verificano rapidi cambiamenti nel flusso; le equazioni, infatti, non interpretano bene il fenomeno fisico della propagazione delle onde di pressione causate da una manovra di controllo sul flusso e non è applicabile a cambiamenti rapidi nel sistema.

MODELLO ELASTICO

Il modello elastico assume che la variazione della quantità di moto del liquido provochi la deformazione della condotta e la compressione del liquido, che può quindi subire delle variazioni di densità; la differenza rispetto al metodo precedente sta quindi nell'assunzione di liquido comprimibile e condotte deformabili.

Su queste assunzioni capiamo quindi che si verifica un fenomeno di propagazione delle onde, la cui velocità è finita e dipende dall'elasticità della condotta e del liquido.

Nello studio del colpo d'ariete verrà applicato tale modello, dove le equazioni di continuità e di conservazione della quantità di moto sono espresse nella forma:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{c^2}{gA} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$
$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{1}{gA} \frac{dQ}{dt} + J = 0$$

essendo x l'ascissa lungo l'asse della condotta, t il tempo, H il carico piezometrico, Q la portata, g l'accelerazione di gravità, A l'area della sezione trasversale e J cadente e c la celerità delle onde elastiche. La cadente può essere calcolata utilizzando le note formule del moto uniforme.

Utilizzando ad esempio la formula di Darcy – Weisbach l'indice di resistenza può essere considerato costante e pari a quello di regime (modello stazionario), oppure può essere considerato funzione del numero di Reynolds e calcolato con la formula di Colebrook-White per valori del numero di Reynolds maggiori di 2000 e con la formula di Poiseuille per valori minori o uguali a 2000 (modello quasi-stazionario).

Valutando le resistenze in moto vario in questo modo, queste tendono a essere sottostimate, specialmente se i transitori risultano rapidi. (Pezzinga, *Elementi di idraulica numerica*, 2007).

Per condotte circolari la celerità viene espressa tramite una formulazione che tiene conto delle caratteristiche di deformabilità e geometria della condotta oltre che delle proprietà del fluido. In particolare:

$$c = \sqrt{\frac{\frac{\varepsilon}{\rho}}{1 + \frac{\varepsilon D}{Et}}}$$

nella quale si ha:

- ε : comprimibilità del fluido (N/m^2);
- ρ : densità del fluido (kg/m^3);
- D : diametro interno del tubo (m);
- E : modulo elastico del tubo (N/m^2);
- t : spessore della parete del tubo (m).

In generale in valore di c è compreso tra 1000 m/s (condotte deformabili) e 1400 m/s (condotte rigide).

Ad esempio, prendendo in considerazione una condotta assunta come deformabile ($c= 1000$ m/s) all'interno della quale scorre acqua ($\rho = 1000$ kg/m^3) e considerando una velocità iniziale del fluido ragionevole come $v_0 = 1 \frac{m}{s}$, la chiusura istantanea di un organo di regolazione provocherebbe la nascita di una sovrappressione di 10 bar, ovvero un carico corrispondente a 100 m di colonna d'acqua, che se non presi in conto nel dimensionamento del sistema, ne possono provocare la rottura.

Nota la celerità l'entità della sovrappressione massima, nel caso di chiusura istantanea, può essere rapidamente calcolata mediante l'equazione fondamentale di Joukowsky secondo cui

$$\Delta p = \rho c v_0$$

Dove ρ è la densità del fluido in esame (kg/m^3), c è la celerità di propagazione dell'onda di pressione nel sistema fluido – condotta (m/s) e v_0 è la velocità iniziale del fluido (m/s).

Una descrizione qualitativa del fenomeno può essere effettuata facendo riferimento ad un caso semplice come quello riportato in figura 31 dove si ha un impianto costituito da un serbatoio di grande ampiezza tale da fissare il carico a monte e una condotta a sezione costante di lunghezza L che termina con un otturatore per la regolazione della portata defluente.

Se al tempo $t = 0$ si chiude l'otturatore in maniera istantanea, il fluido a contatto con la valvola risente di una variazione della quantità di moto pari al prodotto della massa per la velocità iniziale v_0 . Il fluido a monte, tuttavia, è ancora in moto e va a comprimere il fluido fermo a contatto con la valvola; ciò genera un'onda di pressione di celerità c in senso opposto all'iniziale moto del fluido che viaggia verso il serbatoio e che aumenta la pressione in condotta di una quantità $\Delta p = \rho c v_0$.

Trascorso un tempo pari a $t = \frac{L}{c}$ l'onda di pressione arriva al serbatoio e tutto il fluido in condotta si trova ad una pressione $p_0 + \Delta p$.

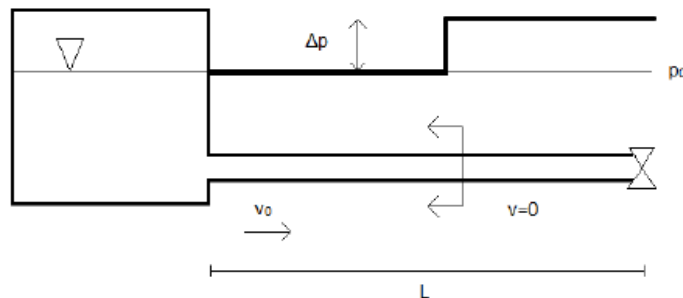


Figura 31 prima fase del colpo d'ariete

Il serbatoio ha una pressione costante p_0 e date le grandi dimensioni il livello al suo interno rimarrà invariato, perché l'onda di pressione non ha energia sufficiente per farne variare il livello di carico.

Si genera quindi un'onda di pressione riflessa all'interfaccia serbatoio – condotta dovuta alla discontinuità tra la pressione nella condotta e quella nel serbatoio. L'onda di pressione di questa seconda fase ha modulo pari alla precedente Δp ma diretta in senso opposto e tende a riportare il valore della pressione in condotta a quella iniziale p_0 , annullando quindi l'incremento di pressione avvenuto precedentemente.

Il fluido è messo in movimento nella direzione opposta a quella dell'onda di pressione con velocità $-v_0$; tale comportamento risulta intuitivo pensando al fatto che per consentire la decompressione in condotta il fluido deve fluire verso sinistra in direzione del serbatoio. Questa fase avviene in un intervallo di tempo compreso tra $\frac{L}{c} < t < \frac{2L}{c}$.

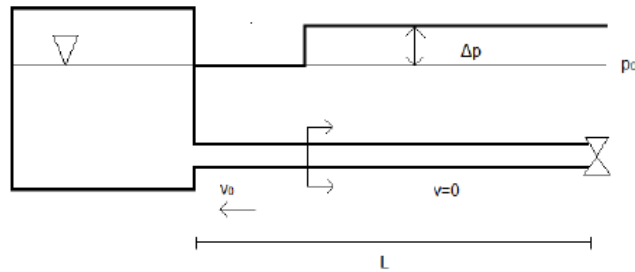


Figura 32 seconda fase del colpo d'ariete

Quando l'onda di pressione incontra nuovamente la valvola chiusa al tempo $t = \frac{2L}{c}$ ha inizio quella che è chiamata terza fase del colpo d'ariete, speculare alla prima in termini di velocità e dunque anche in termini di pressione. Nell'intervallo di tempo compreso tra $\frac{2L}{c} < t < \frac{3L}{c}$ l'onda di depressione viaggia da sinistra verso destra causando un gradiente pari a $\Delta p = -\rho c v_0$ diminuendo la pressione di destra ad un valore $p_0 - \Delta p$ ed annullando la velocità del fluido.

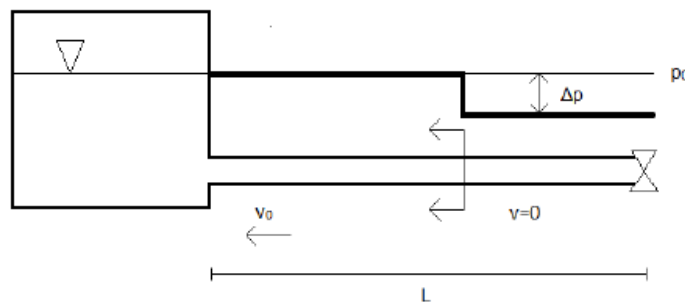


Figura 33 terza fase del colpo d'ariete

Una volta che l'onda arriva nuovamente al serbatoio, essendoci nuovamente una discontinuità di pressione, si genera un'onda Δp che riporta la pressione dell'acqua in condotta al valore iniziale p_0 mentre il fluido si muove verso destra per comprimere la parte ancora ferma.

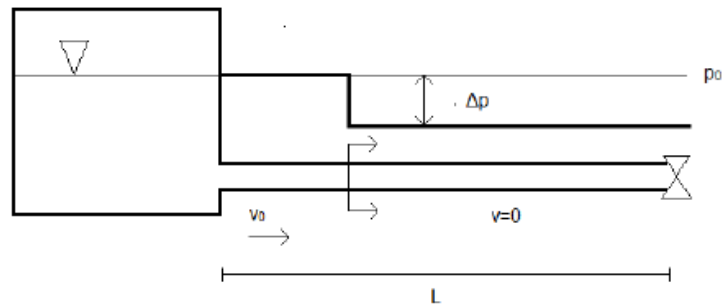


Figura 34 quarta fase del colpo d'ariete

Tali considerazioni sono riferite ad una manovra che prevede una chiusura istantanea, a cui è associato il raggiungimento delle sovrappressioni e depressioni massime. Tuttavia, l'entità di tale fenomeno è variabile in relazione alla velocità con cui avviene la chiusura o l'apertura del sezionamento o pompa ed in particolare al tempo impiegato per il completamento della manovra. Viene quindi definito tempo di fase la quantità $t_F = \frac{2L}{c}$, ovvero il tempo che l'onda di pressione impiega per percorrere avanti e indietro la condotta dal punto di perturbazione al serbatoio di monte e viceversa.

Qualsiasi sia il tempo impiegato dalla valvola per arrivare a chiusura completa, se questo è minore o uguale al tempo di fase, si raggiungerà la sovrappressione massima con possibilità di superamento delle sollecitazioni massime sopportabili dalla condotta.

Al contrario, la chiusura della valvola in tempi superiori consente il raggiungimento di sovrappressioni sempre più basse in maniera inversamente proporzionale al tempo di manovra stesso. Una chiusura in un tempo $t > \frac{2L}{c}$ fa in modo che la sovrappressione massima che si propaga dal punto di arresto della valvola verso sia smorzata dall'onda di depressione già riflessa dal serbatoio di monte verso il punto iniziale di chiusura.

A seconda del tempo impiegato per eseguire la manovra le sovrappressioni generate saranno quindi differenti; per avere un'idea dell'influenza del fattore tempo sulle sollecitazioni della condotta, è possibile utilizzare la formula di Michaud che mette in relazione i parametri visti nella formula precedente con l'effettivo tempo di chiusura:

$$\Delta p = \rho c u_0 \frac{\tau}{\tau_c} = \rho u_0 \frac{2L}{\tau_c}$$

Dove, accanto ai parametri già visti, entra in gioco in fattore di riduzione $\frac{\tau}{\tau_c}$, con τ tempo di fase e τ_c tempo effettivamente impiegato nel completare la manovra.

5.2 Sezionamenti in corrispondenza del nodo idraulico Borgo D'Arquata.

In tale analisi si studiano gli effetti prodotti da manovre effettuate sulle valvole della condotta principale in progetto, in corrispondenza del nodo Borgo D'Arquata, in quanto punto di recapito finale della condotta in progetto.

A Borgo D'Arquata esiste già un importante nodo che regola le portate provenienti dalla sorgente Pescara. Da questo punto in poi l'acquedotto è costituito dalle condotte già esistenti di adduzione le quali, tramite un tratto nella galleria Piedilama, consegnano l'acqua al punto finale del partitore di Colleferno.

Di seguito si riporta la planimetria del partitore esistente, in cui si nota che lo schema prevede già una predisposizione per il collegamento della condotta proveniente da Capodacqua in progetto e la presenza della turbina nella condotta proveniente dalla vasca Pescara per la dissipazione del carico residuo.

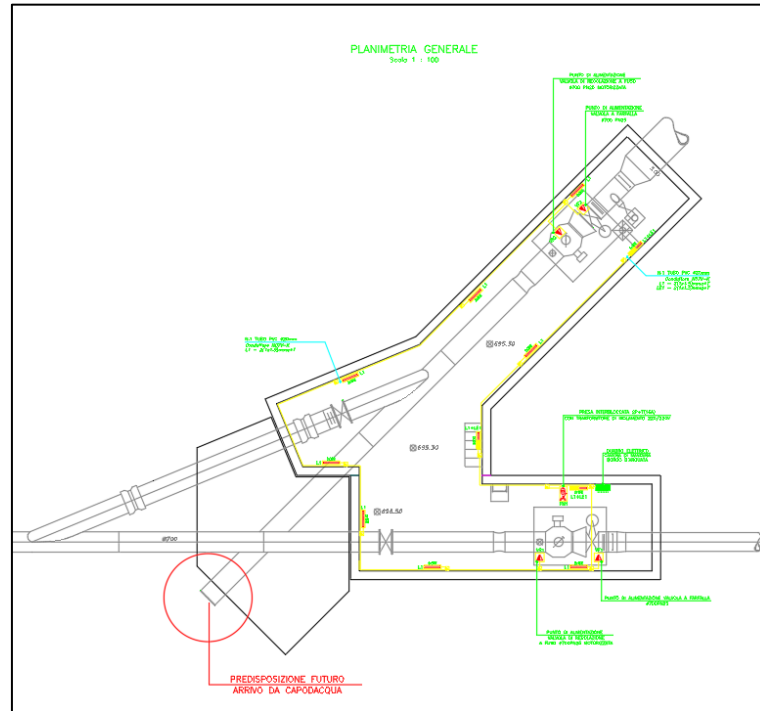


Figura 35 schema planimetrico del nodo di Borgo D'Arquata esistente

Nonostante la presenza dell'allaccio, la CIIP diede indicazione di non tenerne conto e di prevedere il collegamento della nuova condotta con quella esistente subito a valle del nodo Borgo D'Arquata. Il collegamento in progetto è riportato in figura 36.

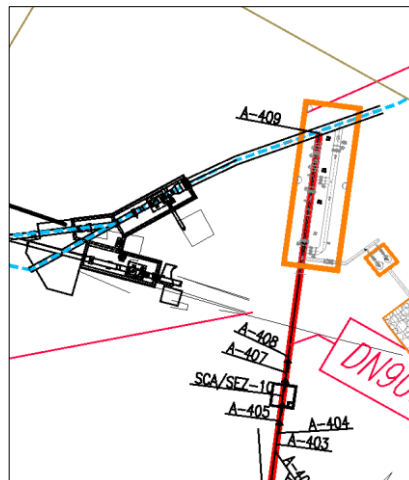


Figura 36 collegamento della condotta in progetto con lo schema esistente

Sulla condotta in progetto, immediatamente a monte del collegamento con la condotta esistente, si prevede l'inserimento di una valvola a fuso motorizzata per la regolazione della portata defluente nella nuova condotta proveniente da Capodacqua. Al fine di poterne consentire la manutenzione, è in progetto l'inserimento di un by – pass della valvola a fuso, frapponendo la valvola a fuso tra due valvole a farfalla manuali, la cui chiusura contemporaneamente all'apertura della valvola a fuso automatizzata posizionata sul by-pass, permette la rimozione e la manutenzione della valvola a fuso stessa.

Inoltre, tra i due sezionamenti si vuole inserire un misuratore di portata elettromagnetico, con la funzione di regolare l'apertura della valvola a fuso, definendo in tal modo la portata da convogliare al partitore di Colleformo. Grazie alla presenza del by – pass, anche il misuratore può essere rimosso senza provocare l'interruzione del servizio per eventuali manutenzioni e/o sostituzioni.

In definitiva, le manovre che interesseranno l'analisi di seguito riportata sul moto vario, riguarderanno la chiusura delle valvole a farfalla e della valvola a fuso sulla condotta in progetto. Si analizzeranno diversi scenari quali chiusure improvvisate o controllate per avere un'idea delle sovrappressioni e depressioni che generano eventi come questi e dei possibili interventi per il contenimento degli effetti. Le valvole a farfalla utilizzate sono del tipo triplo eccentrico riportate in figura 37.

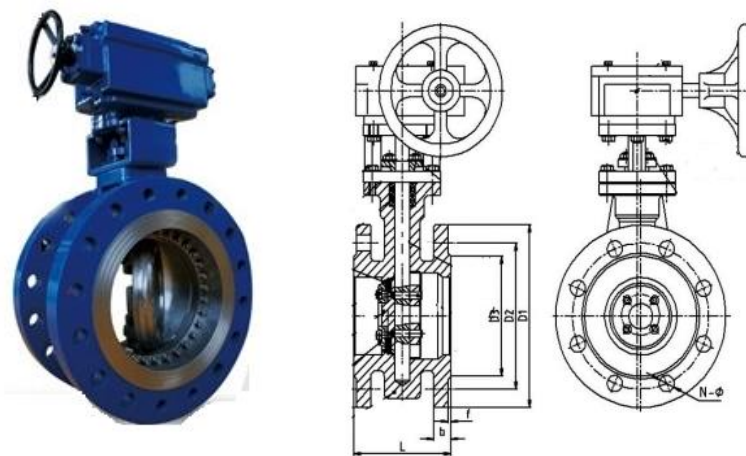


Figura 37 valvola a farfalla triplo eccentrico (fonte: valvotubi.it)

I vantaggi di questo tipo di valvola sono numerosi. Innanzitutto, la geometria della valvola fa in modo che durante le operazioni di apertura e chiusura del disco non avvenga alcun strisciamento tra anello di tenuta del disco e sede di tenuta sul corpo. Il contatto avviene solamente negli ultimi 3 gradi di chiusura, in cui l'anello si insedia sull'intera circonferenza della sede e si imprime nel suo alloggiamento come una molla.

La sede di tenuta è in metallo, anziché in gomma e ciò garantisce tenuta nel tempo, assenza di usura e facilità di apertura e chiusura anche in presenza di solidi sospesi nel fluido.

Di conseguenza, non essendoci strisciamenti durante le aperture e le chiusure, la triploeccentricità permette di avere delle coppie con valori molto bassi per il dimensionamento degli attuatori, e quindi di poter scegliere attuatori di piccola taglia con riduzione dei costi; al contrario, le valvole gommate, a causa del continuo strisciamento tra disco e sede di tenuta in gomma, richiedono delle coppie di valori più elevate e quindi attuatori più voluminosi ed ingombranti.

Infine, le valvole a triploeccentricità hanno una classe di tenuta perfetta, resistono alla corrosione galvanica, sopportano un range di temperature molto più elevato rispetto a quelle classiche gommate e, se manovrate poco, garantiscono una perfetta manovrabilità nel tempo sia in apertura che in chiusura.

Le valvole di regolazione a fuso, essendo concepite per la regolazione della portata in condotta, sono costituite da un otturatore cilindrico azionato per mezzo di un meccanismo albero – biella - manovella che si muove all'interno di una camera a pressione compensata e che riduce la sezione di fuoriuscita a seconda della portata da convogliare.

L'otturatore, chiudendo nel senso del flusso, fa in modo che la portata d'acqua sia incanalata in un passaggio a forma di corona circolare che decresce dal punto di ingresso verso la sede di tenuta; tali caratteristiche conferiscono alla valvola un funzionamento stabile e libero da vibrazioni in qualsiasi condizione di esercizio.

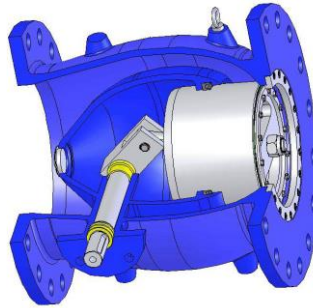


Figura 38 valvola a fuso (fonte: idromet.it)

Nel prossimo paragrafo si vedranno quindi gli effetti delle chiusure brusche e controllate degli organi appena esaminati. A tal fine risulta necessario determinare i parametri di celerità e tempo di fase nella condotta.

5.3 Simulazioni effettuate

Per effettuare le simulazioni di moto vario dovute ad una manovra delle valvole in corrispondenza del nodo di Borgo d'Arquata, si utilizza il software *Bentley Hammer* basato sulla tecnologia creata per la prima volta dall' Environmental Hydraulics Group (GENIVAR). Si tratta di un programma potente e facile da usare per l'analisi dei transitori idraulici in complessi sistemi di pompaggio e reti di tubazioni.

Hammer utilizza il metodo delle caratteristiche (MOC) per risolvere le equazioni che governano il fenomeno del transitorio idraulico; tale metodo si basa sul concetto che le soluzioni delle equazioni, riportate al paragrafo precedente, possano essere espresse in grafici spazio-temporali come linee caratteristiche che rappresentano le direzioni di propagazione delle onde. Una soluzione MOC è esatta lungo le caratteristiche, ma l'attrito, la cavitazione da vapore e alcune rappresentazioni di confine introducono errori nei risultati. (Gray, 1953; Streeter and Lai, 1962; Elansary, Silva, and Chaudhry, 1994). *Bentley Hammer* utilizza la teoria elastica più avanzata in ogni simulazione, ma può anche passare alla teoria della colonna rigida in alcune applicazioni speciali al fine di ridurre i tempi di esecuzione.

Il software, prima di eseguire l'analisi del transitorio idraulico, effettua il calcolo delle condizioni iniziali (stato stazionario) calcolando i carichi e le portate in ogni tubo del sistema. Il fattore di attrito viene determinato automaticamente in base alle seguenti informazioni: se il flusso in un tubo allo stato stazionario iniziale è nullo, *Hammer* utilizza il coefficiente di attrito specificato nelle proprietà

fisiche del tubo o in alternativa, se specificato dall'utente, utilizza il fattore di attrito Darcy-Weisbach inserito; se nelle condizioni iniziali stazionarie il flusso in condotta è diverso da zero, *Hammer* calcola automaticamente il fattore di attrito sulla base dei carichi a ciascuna estremità del tubo, lunghezze, diametri e flusso nelle condotte. Indipendentemente dal metodo specificato nelle opzioni di calcolo stazionario, *Hammer* utilizza sempre il metodo di attrito Darcy-Weisbach nell'esecuzione dei calcoli dei transitori idraulici.

Le perdite di carico distribuite sono assunte come concentrate in punti di calcolo discreti trattati come ipotetici orifizi in linea. Di conseguenza in ogni punto di calcolo ci sono due carichi: uno nel lato di monte e un secondo nel lato di valle, che differiscono per la perdita di carico. L'aggiunta dell'equazione non lineare di Darcy-Weisbach al sistema di equazioni caratteristiche complica l'avanzamento della soluzione nel tempo e porta ad un'approssimazione in termini di coefficiente di attrito che tipicamente è molto piccola (Bentley Hammer Connect, 2018).

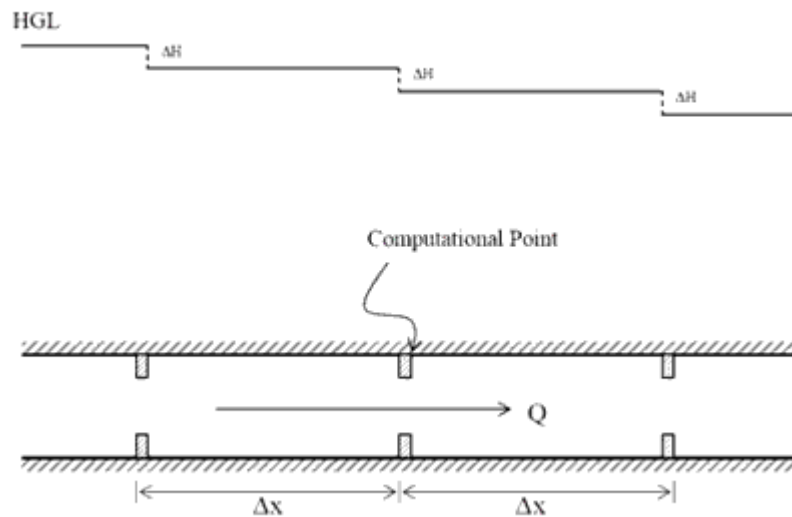


Figura 39 Rappresentazione delle perdite di carico (Bentley Hammer, 2018)

Riprendendo la formula riportata precedentemente per condotte deformabili, la celerità viene espressa tramite una formulazione che tiene conto delle caratteristiche di deformabilità e geometria della condotta oltre che delle proprietà del fluido:

$$c = \sqrt{\frac{\frac{\varepsilon}{\rho}}{1 + \frac{\varepsilon D}{Et}}}$$

Con:

- comprimibilità del fluido $\varepsilon = 2 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$;
- densità del fluido $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$;
- diametro interno del tubo $D = 0,886 \text{ m}$;
- modulo elastico del tubo $E = 2,1 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$;
- spessore della parete del tubo $t = 0,0142 \text{ m}$.

Sostituendo i dati riportati nella formula, la celerità delle onde di pressione nella condotta di adduzione in progetto DN 900 è di circa 1120 m/s e verrà inserita come dato in ingresso nel software per il calcolo dei transitori.

Nota la celerità e la lunghezza totale della condotta in progetto $L = 8671 \text{ m}$, si determina il tempo di fase τ per distinguere nelle simulazioni effettuate le manovre “brusche” da quelle eseguite in tempi che non comportano il raggiungimento delle pressioni massime.

$$\tau = \frac{2L}{c} = \frac{2 \cdot 8671 \text{ m}}{1120 \text{ m/s}} \approx 16 \text{ sec}$$

Lo schema studiato e i possibili interventi pensati per il contenimento del colpo d'ariete, riportati nel prossimo paragrafo, fanno riferimento allo scenario peggiore che si possa verificare in termini di portate e carico idraulico. Si prende infatti in esame lo scenario in cui la condotta è alimentata dalla vasca di carico alta con livello iniziale di 872,5 m e la portata in condotta è di 1060 l/s.

Di seguito si analizzerà il fenomeno transitorio con due approcci differenti.

- Approccio emergenziale: si ha la necessità di fermare il flusso in tempi brevi tramite la chiusura della valvola a farfalla in corrispondenza del nodo di Borgo d'Arquata. In questo caso gli interventi saranno dimensionati per il contenimento degli effetti quando la manovra viene effettuata in un

minuto e si verificherà poi la validità di tali interventi nel caso in cui la stessa manovra venga effettuata in un tempo minore del tempo di fase;

– Approccio ordinario: si vuole fermare il flusso per consentire la manutenzione di una condotta a monte la connessione della condotta in progetto a quella esistente. Si effettua la chiusura della valvola a fuso, in un tempo tale da non fare entrare in funzione i dispositivi di protezione scelti per contenere il colpo d'ariete in uno scenario emergenziale.

5.3.1 Approccio emergenziale: chiusura valvola a farfalla

Si vuole simulare cosa accade nel sistema quando viene effettuata una manovra in un tempo maggiore del tempo di fase; in prima analisi si ritiene ragionevole effettuare una manovra di tipo lineare con completa chiusura in un minuto. Il caso analizzato è quello dello scenario due con caricamento da vasca alta a quota 872,5 m slm e portata convogliata nel DN900 di 1060 l/s

Dalla letteratura sui colpi di ariete è noto che una chiusura istantanea produce una sovrappressione massima di

$$\Delta p = \rho c u_o$$

Essendo quindi noti sia la celerità dell'onda pari a $c = 1120 \text{ m/s}$ sia la velocità in condotta prima dell'esecuzione della manovra, $u_o = 1,70$, si ricava facilmente la sovrappressione massima che può verificarsi in condotta quando la manovra è effettuata in un tempo minore del tempo di fase.

$$\Delta p_{max} = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 1120 \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot 1,70 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 1904 \text{ kPa}$$

Dunque, qualsiasi sia il tempo impiegato dalla valvola per arrivare a chiusura completa, se questo è minore del tempo di fase, si raggiungerà ugualmente la sovrappressione massima con possibilità di superare le sollecitazioni massime sopportabili dalla condotta.

Al contrario, la chiusura della valvola in tempi superiori consente il raggiungimento di sovrappressioni sempre più basse in maniera inversamente proporzionale al tempo di manovra stesso. Una chiusura in un tempo $t > \frac{2L}{c}$ fa in modo che la sovrappressione massima che si propaga dal punto di arresto della valvola verso sia smorzata dall'onda di depressione già riflessa dal serbatoio di monte verso il punto iniziale di chiusura.

A seconda del tempo impiegato per eseguire la manovra le sovrappressioni generate saranno quindi differenti; per avere un'idea dell'influenza del fattore tempo sulle sollecitazioni della condotta, è possibile utilizzare la formula di Michaud che mette in relazione i parametri visti nella formula precedente con l'effettivo tempo di chiusura:

$$\Delta p = \rho c u_o \frac{\tau}{\tau_c} = \rho u_o \frac{2 L}{\tau_c}$$

Di seguito si riporta un diagramma dove vengono confrontati gli andamenti delle piezometriche con diversi tempi di chiusura; in particolare, essendo il tempo di fase τ pari a 16 secondi, si sono confrontate due chiusure differenti: $\tau_c = 15 \text{ sec}$ (considerata una manovra brusca) e $\tau_c = 60 \text{ sec}$.

Nella prima oscillazione della chiusura effettuata in 15 secondi, si raggiunge una sovrappressione concorde a quella determinata analiticamente, com'è possibile notare in figura 42; nella seconda oscillazione si nota però un picco che tocca valori molto alti di pressione e che va fuori l'andamento oscillatorio medio. Ciò è dovuto al raggiungimento di una pressione minima al di sotto del profilo della condotta, che instabilizza l'onda di pressione. A seguito di questa instabilità si generano a due onde di pressione provenienti nella stessa direzione, ma con versi opposti, che si scontrano producendo appunto un picco.

Naturalmente tale picco può essere molto pericoloso per l'integrità della struttura qualora la pressione raggiunta superasse la resistenza della condotta.

Il moto oscillatorio dell'onda di pressione della prima manovra è sporcato da picchi locali nei punti di massimo e di minimo dell'onda stessa; il transitorio associato alla seconda manovra ha invece un andamento molto regolare e sfalsato nel tempo rispetto al primo data la chiusura più lenta e prolungata rispetto al caso precedente.

Infine, non essendoci movimento di massa all'interno della condotta, il transitorio si smorza in entrambi i casi in tempi molto lunghi, con oscillazioni dell'ordine di 100 m della piezometrica dopo 10 minuti dall'inizio del transitorio.

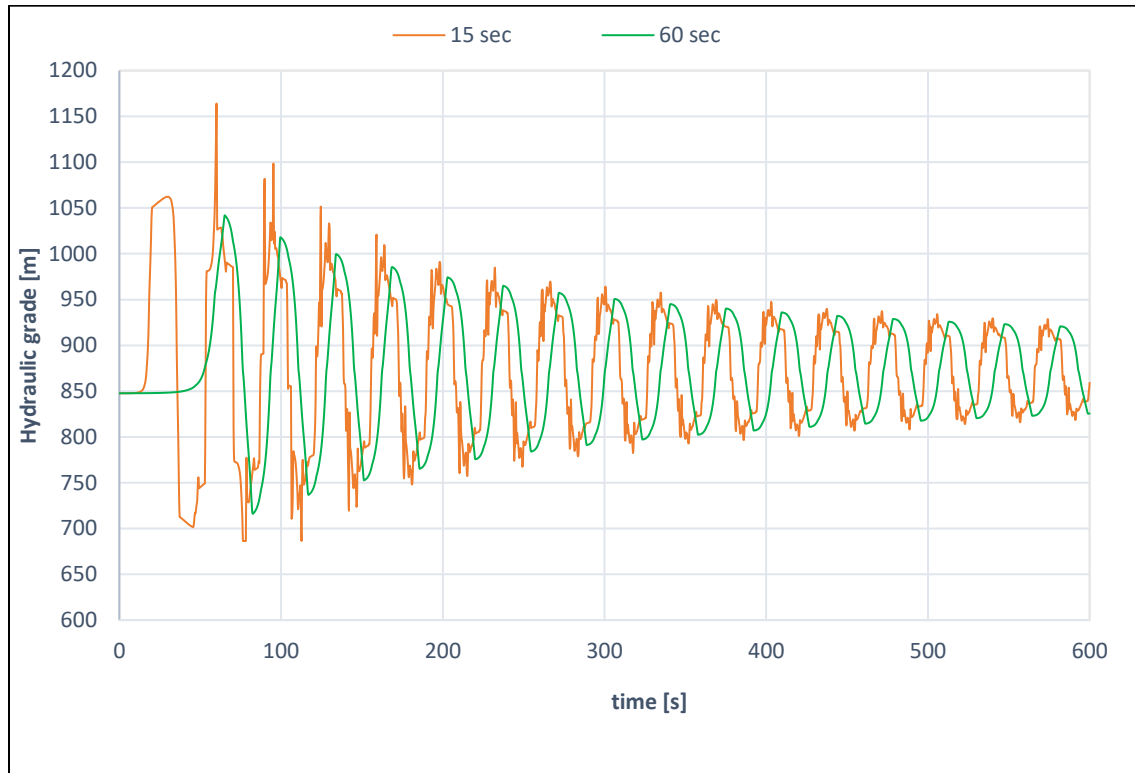


Figura 40 confronto andamento pressioni per una chiusura di 15 e 60 sec

Di seguito si andranno a dimensionare degli interventi di protezione possibili per la condotta in progetto DN 900 a monte della valvola a farfalla.

Sulla base delle sovrappressioni e depressioni che si generano, si vanno a studiare una serie di interventi più o meno compatibili con l'opera sia da un punto di vista di fattibilità ambientale che di costi. Si verificherà poi che gli interventi pensati possano andare bene anche nel caso in cui dovesse verificarsi una chiusura inaspettata della valvola a farfalla in un tempo minore del tempo di fase.

Tali manovre sono entrambe da contestualizzare in uno scenario di emergenza, dove o si necessita un arresto rapido del flusso o per un motivo inaspettato la valvola dovesse chiudersi improvvisamente.

5.3.1.1 CASO 1: CHIUSURA RAPIDA IN 60 SECONDI

Alla valvola a farfalla riportata in figura 41, viene assegnata chiusura lineare in 60 sec a partire da 20 secondi dopo l'inizio della simulazione.

La condotta 56 a destra schematizza la condotta in progetto nel punto di inserimento nella condotta DN 1200 esistente, preceduta appunto dall'elemento valvola schematizzato in figura.

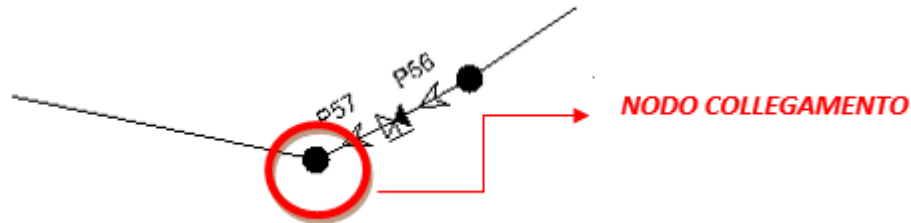


Figura 41 Schematizzazione inserimento DN 900 nella condotta esistente

La chiusura della valvola genera sovrappressioni e depressioni sia a monte che a valle della valvola stessa. Il Software *Bentley Hammer* è in grado di plottare gli andamenti temporali di un gran numero di variabili, quali pressioni, carichi idraulici, velocità, volumi delle sacche d'aria, etc.

Nel grafico seguente (figura 42) si riporta il profilo di tutto il sistema, a partire dalla vasca alta in corrispondenza della frazione di Capodacqua, fino al partitore a pelo libero di Colleferno.

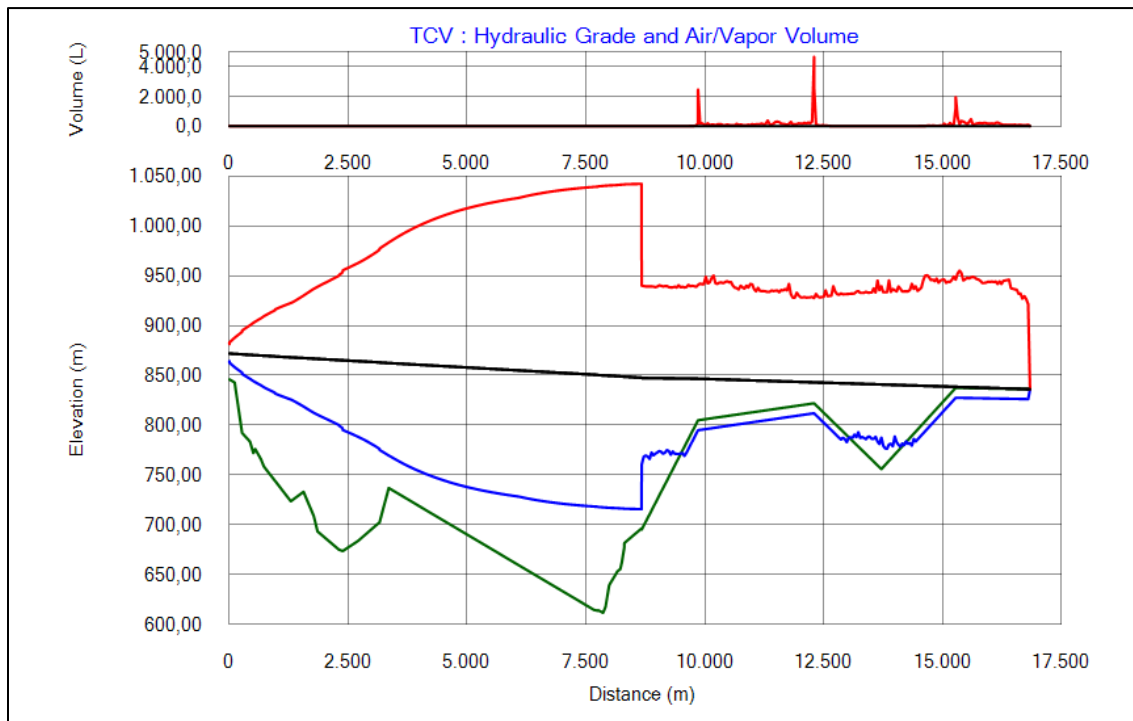


Figura 42 Involuppo sovrappressioni e depressioni per una manovra in 60 sec senza dispositivi di protezione

Il tratto in verde indica l'andamento altimetrico delle condotte, in particolare si sono rappresentate la condotta in progetto DN 900, dalla vasca alta ad una quota di 872,5 m fino al nodo di Borgo D'Arquata, per poi proseguire con le condotte esistenti DN1200 e la condotta in galleria DN 1000 fino al partitore Di Colleferno.

Il tratto in nero indica la piezometrica iniziale, mentre i tratti in rosso e in blu indicano rispettivamente gli involuppi delle pressioni massime e minime raggiunte nel moto vario.

Le sovrappressioni sono molto elevate sia a monte che a valle della valvola ed in particolare nella sezione di chiusura la piezometrica raggiunge il valore massimo di 1042,2 m contro la piezometrica iniziale di 847,7 m.

Considerando che tale punto è posto ad una quota di 696,57 m slm, il carico idrostatico iniziale, rispetto alla vasca alta a quota 872,5 m slm è di 175,93 m ovvero di 17,2 bar.

Dal punto di vista normativo (D.M. 12/12/1985), si impone l'adozione di dispositivi di protezione nei confronti del colpo d'ariete, indipendentemente dal materiale e dalle caratteristiche meccaniche delle tubazioni, nel caso in cui la sovrappressione di calcolo superi i valori riportati in tabella 29, in funzione della pressione idrostatica.

Tabella 20 Riferimento normativa D.M. 12/12/1985

Pressione idrostatica (bar)	Fino a 6	6-:-10	10-:-20	20-:-30
Sovrappressione da colpo d'ariete (bar)	3	3-:-4	4-:-5	5-:-6

Quindi, nel caso in esame avendo una pressione idrostatica di 17 bar, la sovrappressione massima ammissibile è di 4 -5 bar rispetto a tale valore. Calcolando la sovrappressione in corrispondenza del picco della piezometrica di 1042,2 m, si ha che la pressione raggiunta è di circa 34 bar con un Δp rispetto all'idrostatica di 17 bar, molto oltre i limiti ammessi dalla normativa. Per tale ragione è necessario prevedere l'utilizzo di dispositivi di protezione, senza i quali, in una situazione emergenziale con necessità di rapido arresto del flusso, la condotta sarebbe sottoposta a pressioni estremamente elevate con rischio certo di rottura.

Del resto, anche a valle della valvola, nelle condotte esistenti, una chiusura di questo tipo provocherebbe danni notevoli: a fronte di un involuppo di sovrappressioni più basso, ma comunque

da attenzionare, ciò che preoccupa maggiormente sono le pressioni minime. L'involuppo delle depressioni, infatti, in tratti abbastanza ampi sta al di sotto del profilo altimetrico della condotta e ciò porta al verificarsi dei fenomeni di cavitazione con formazione di sacche di vapore di volumi prossimi ai 5 metri cubi.

Segue una disamina dei dispositivi di protezione presi in considerazione con l'obiettivo di arginare il fenomeno. In particolare, sono state prese in considerazione:

- Valvola SRV: valvola di contenimento delle sovrappressioni;
- Cassa d'aria;
- Uso combinato di cassa d'aria più valvola SRV;
- By-pass con valvola PSV controllata dalla piezometrica di monte;
- By-pass con valvola PRV controllata dalla piezometrica di valle.

Per quanto concerne il problema delle depressioni a valle del sezionamento, essendo la condotta esistente per gran parte posta in galleria, l'unico intervento simulato consiste nell'inserire delle valvole d'aria, nei punti della condotta in cui la piezometrica scende al di sotto del profilo altimetrico.

Le valvole ad aria sono tipicamente posizionate nei punti alti delle condotte e in altre sezioni che sono suscettibili alla pressione sub atmosferica durante un evento transitorio. Il loro funzionamento consiste nel far entrare aria nel sistema nei periodi in cui la piezometrica scende al di sotto del profilo altimetrico del tubo e di espellerla quando le colonne d'acqua iniziano a ricongiungersi. Quando l'aria è espulsa e la pressione è nuovamente positiva, la valvola si chiude.

Le configurazioni della valvola sono quindi due:

- Aperta, quando la pressione è inferiore a quella atmosferica e la valvola agisce per mantenere la pressione pari a zero sull'estremità a monte;
- Chiusa, quando la pressione è superiore a quella atmosferica e la valvola d'aria funge da semplice giunzione.

Senza l'utilizzo di valvole d'aria, le pressioni sub atmosferiche possono causare aspirazione di contaminanti nel sistema e/o formazione di sacche di vapore che possono provocare collasso dei tubi e, se presenti, danneggiamenti alle giranti delle pompe. Inserendo questa tipologia di valvole, le

pressioni sub-atmosferiche sono limitate in prossimità della valvola e in un certo intorno di essa; inoltre, la presenza di aria, se sufficientemente compressa, può anche ridurre le elevate pressioni transitorie rallentando le colonne d'acqua prima dell'impatto.

Si è scelto di utilizzare delle valvole rompivuoto, il cui dimensionamento prevede la definizione del solo diametro dell'orifizio di ingresso. Questa tipologia di valvola permette l'immissione di aria nel sistema quando la pressione scende al di sotto della pressione atmosferica, prevenendo danni come la deformazione e la contrazione delle condotte.

L'orifizio in uscita è supposto essere molto piccolo, praticamente pari a zero, in modo da non far uscire l'aria. Nelle simulazioni si osserverà quindi una variazione del volume della sacca d'aria quando viene compressa, ma massa d'aria nel tubo costante. (*Bentley Hammer Connect*, 2018)

Nelle simulazioni effettuate si è scelto di inserire quattro valvole di questo tipo nelle condotte esistenti a valle del nodo di idraulico di Borgo d'Arquata, ed in particolare nei punti in cui si riscontrava la formazione di sacche di vapore. Per quanto riguarda il dimensionamento, il diametro di afflusso dell'aria di 100 mm. Le valvole saranno utilizzate in ogni simulazione effettuata.

– *Valvola di contenimento dei picchi: pressure-relief valve*

Questa valvola viene solitamente installata tra le pompe e i collettori di scarico o in punti critici lungo la tubazione. Si apre quando viene superata una pressione preimpostata e si chiude immediatamente dopo che la pressione scende al di sotto di questa impostazione. Può essere prevista una chiusura ammortizzata per consentire un tempo di chiusura più lungo.

Il vantaggio di queste valvole di sicurezza è che sono relativamente poco costose e facili da inserire in un sistema. Generalmente le valvole controllano le condizioni di sovratensione aprendosi e/o chiudendosi secondo caratteristiche prefissate in un serbatoio o in atmosfera scaricando il fluido o il gas pressurizzato per eliminare la pressione in eccesso rispetto alla massima pressione di esercizio ammissibile.

La valvola di contenimento delle sovrappressioni consiste in una molla all'interno di una cavità o corpo forato che viene contrapposta ad una sfera o un otturatore a forma conica o di disco. Quando la pressione è a livelli normali, il percorso dalla sezione in ingresso alla valvola a quella di uscita è bloccato dall'otturatore. Si impedisce che il liquido fuoriesca intorno al disco tramite una "sede filettata" agganciata alla struttura della valvola. Il disco è movimentato attraverso un mandrino o

gambo agganciato ad esso, i cui movimenti sono regolati dalla molla attorno. Sulla parte superiore della molla una rondella elastica forma una superficie piana per garantire un contatto uniforme tra la molla e la vite di regolazione. La vite di regolazione si adatta all'estremità del mandrino e si avvita nel corpo della valvola. Questa vite esercita una forza verso il basso sulla rondella e sulla molla e può essere utilizzata per regolare la tensione della molla.

Un controdado tiene la vite di regolazione in posizione una volta che è stata impostata, mentre un cappuccio copre la parte superiore del gruppo proteggendo la parte interna da sporco e danni. Quando la pressione sull'otturatore raggiunge un certo valore, il disco, vincendo la tensione nella molla, inizia a sollevarsi rilasciando il liquido in pressione attraverso l'uscita. All'aumentare della pressione la valvola continua ad aprirsi. La differenza tra la pressione alla quale la valvola inizia a sollevarsi e la pressione alla quale la valvola è completamente aperta è chiamata *accumulo della valvola*. Si definisce invece *sollevamento* o la *corsa* la distanza che il disco percorre dalla sua posizione chiusa a quella completamente aperta.

Quando la pressione nel sistema ritorna a valori normali, diminuisce la forza esercitata sul disco e la tensione della molla riporta il disco in basso verso la sua sede.

Durante la vita utile, le molle perdono parte della loro rigidità: per ovviare a ciò la vite di regolazione può essere serrata aumentando la tensione nel disco e regolando la pressione di apertura della valvola.

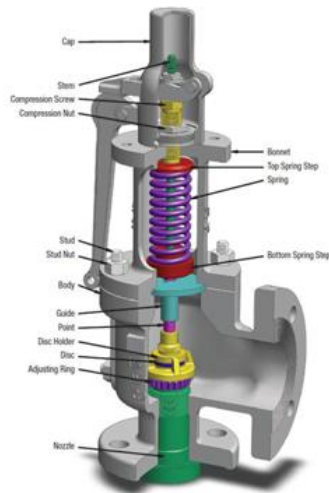


Figure 3a. Conventional Pressure Relief Valve

<http://www.safetyvalvesonline.com/index.html>

Figura 43 schema SRV

Si è scelto di porre la valvola ad una quota di 696,40 m slm appena a monte la valvola di regolazione a farfalla TCV.

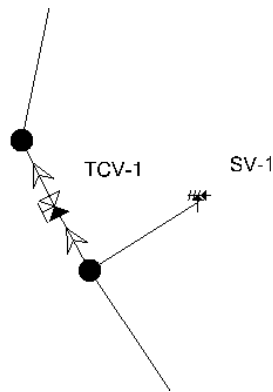


Figura 44 posizionamento SRV nello schema

Il dimensionamento della valvola è stato eseguito a partire da considerazioni sul carico idrostatico; in particolare è necessario definire la pressione di soglia raggiunta la quale la molla sollevandosi scarica l'acqua all'esterno.

Considerando quel in quel punto la pressione idrostatica è di 17 bar, è ragionevole progettare una valvola che entri in funzione quando la sovrappressione sia all'incirca 3 bar al di sopra dell'idrostatica. Impostiamo quindi la pressione di soglia ad un valore di 2000 kPa. Le altre caratteristiche della valvola da impostare sono la costante elastica della molla e il diametro. Le caratteristiche scelte sono riportate in figura 45, raffigurante la schermata della valvola SRV del programma *Hammer*.

Transient (Operational)	
Threshold Pressure (SRV) (kPa)	2.000
SRV Type	Spring Loaded
Transient (Physical)	
SAV / SRV Type	Surge Relief Valve
Spring Constant (SRV) (N/mm)	26.000
Diameter (SRV) (mm)	250,0

Figura 45 Schermata Hammer su impostazioni SRV

Di seguito si riportano i risultati ottenuti con l'inserimento della valvola, attuando la manovra sopra descritta.

Con l'inserimento della *Pressure- Relief valve* l'involuppo delle pressioni massime e minime è molto contenuto rispetto al caso senza alcuna protezione: nel punto di chiusura della valvola la pressione arriva ad un massimo di 2031 kPa contro i 2568 kPa precedenti senza l'ausilio della SRV.

Si nota che nonostante la pressione di soglia sia impostata a 2000 kPa, tale pressione in condotta sia comunque superata, ciò avviene sia perché la valvola di protezione è posizionata qualche metro prima della valvola di sezionamento a farfalla, sia perché l'apertura della SRV non è immediata a fronte di un'onda di pressione che si propaga con elevatissima celerità verso monte e che innalza quasi istantaneamente le pressioni in condotta.

Rispetto alla configurazione idrostatica dove la pressione è di 17 bar, con l'inserimento della SRV la pressione massima raggiunta è di 20,5 bar, con un incremento di 3,5 bar.

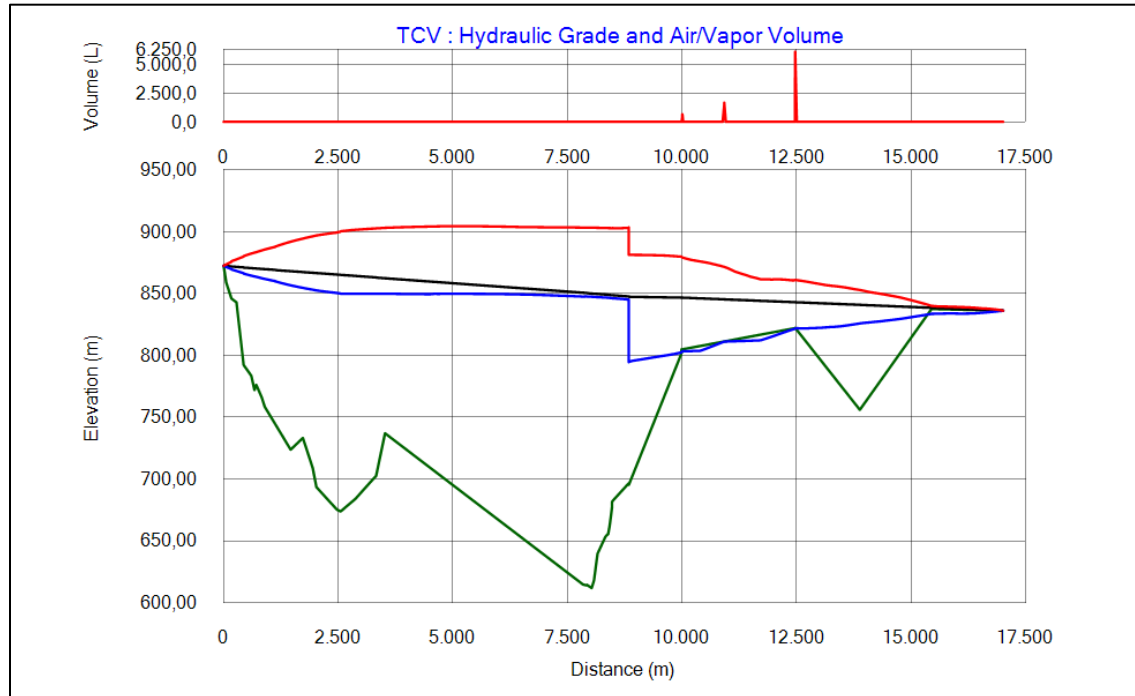


Figura 46 Inviluppo sovrappressioni e depressioni per una manovra in 60 sec con inserimento di SRV

Si potrebbe anche pensare di agire in maniera ancora più cautelativa abbassando la pressione di soglia della valvola al valore di 1800 kPa; in tal modo la sovrappressione massima rispetto alla condizione idrostatica sarebbe di solo 1 bar, ma il volume scaricato all'esterno dalla valvola sarebbe dell'ordine di 38 m^3 , quasi il triplo ai 14 m^3 scaricati dalla valvola impostando una pressione di soglia di 2000 kPa.

In figura 47 si riporta un confronto tra i carichi piezometrici in una sezione poco a monte la valvola a farfalla quando nel sistema non è usata alcuna misura di protezione dai colpi di ariete (tratto in rosso) ed utilizzando la valvola di taglio delle sovrappressioni. Con l'utilizzo della SRV l'ampiezza di oscillazione è molto contenuta (dell'ordine dei 50 metri) e la sovrappressione massima tagliata nell'intorno dei 900 m della piezometrica.

L'utilizzo di questo sistema ha quindi numerosi vantaggi, tra i quali quello delle ridotte dimensioni, economicità, semplice inserimento nel sistema ed efficace nel controllo dei transitori.

Due aspetti svantaggiosi sono comunque da tenere in considerazione. In primo luogo, pur essendo molto efficace nel taglio netto della sovrappressione, lo è meno nello smorzamento delle onde di pressione e depressione, che continuano a propagarsi nel sistema per tempi lunghissimi. Questo è ben

visibile in figura 47 che rappresenta una simulazione di 10 minuti: l'onda di pressione non è praticamente smorzata non essendoci movimento di massa nel sistema e l'attrito non gioca alcun ruolo nello smorzamento di energia non essendoci appunto movimento di acqua in condotta.

Il secondo aspetto da tenere in considerazione è la necessità di smaltire l'acqua di scarico dalla valvola in un punto adeguato, considerando anche il cospicuo volume in uscita. Nel caso di questa progettazione ciò non rappresenta un problema data la vicinanza del nodo idraulico ad un corpo idrico recettore.

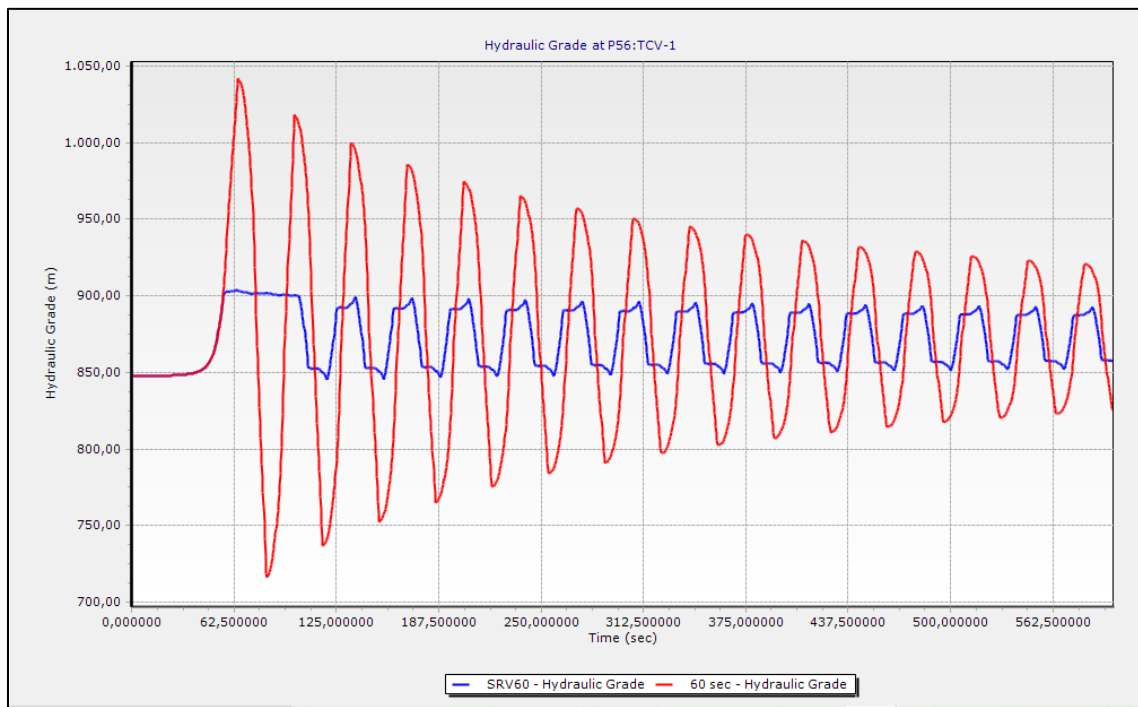


Figura 47 confronto carichi piezometrici con e senza SRV

– Dimensionamento di una cassa d'aria

Dalle considerazioni fatte precedentemente circa la difficoltà dello smorzamento delle onde di pressione, si vuole adesso studiare l'evoluzione del fenomeno inserendo nel sistema, a monte della valvola, una cassa d'aria.

Solitamente le casse vengono usate come protezione per le pompe collegandole alle condotte di mandata: dopo un arresto improvviso della pompa seguono fasi alterne dove in primis l'acqua

defluisce dalla cassa con diminuzione della pressione dell'aria, seguita da una fase di riflusso dove l'aria, sottoposta a compressione, riduce il suo volume. Questo meccanismo previene l'instaurarsi di un moto vario nella condotta a valle della pompa con le note conseguenze viste precedentemente.

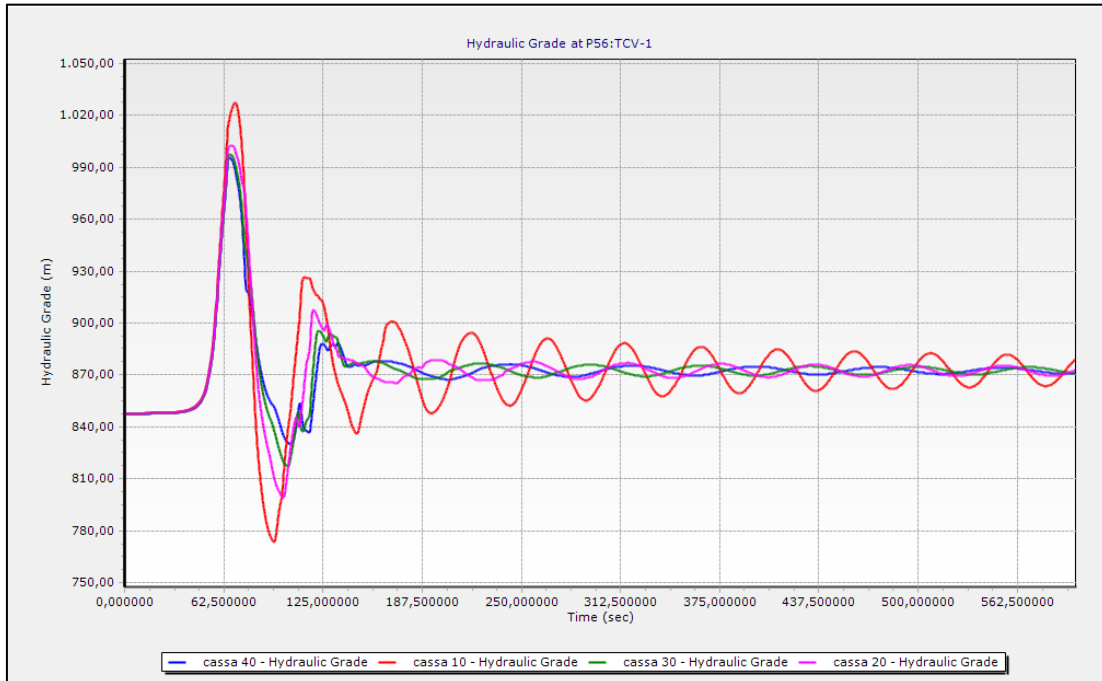
Nel caso in esame si vuole posizionare la cassa d'aria qualche metro a monte la valvola di sezionamento, in modo tale che durante la chiusura della stessa, possa affluire nella cassa la portata ancora in movimento che altrimenti andrebbe ad urtare la colonna d'acqua fermata dalla chiusura della valvola, con il conseguente aumento esponenziale delle pressioni.

Il software Hammer dà la possibilità di mettere a confronto il funzionamento del sistema utilizzando casse che differiscono per volume totale, volume iniziale e perdite di carico dovute alle strozzature; si prendono quindi in considerazione quattro casse diverse, poste alla quota di 696 m slm, con i seguenti volumi:

- Cassa 1: $V_{tot} = 10 \text{ m}^3$ e $V_{w,I} = 5 \text{ m}^3$;
- Cassa 2: $V_{tot} = 20 \text{ m}^3$ e $V_{w,I} = 10 \text{ m}^3$;
- Cassa 1: $V_{tot} = 30 \text{ m}^3$ e $V_{w,I} = 15 \text{ m}^3$;
- Cassa 1: $V_{tot} = 40 \text{ m}^3$ e $V_{w,I} = 20 \text{ m}^3$.

Dove con $V_{w,I}$ si intende il volume iniziale dell'acqua all'interno della cassa prima dell'inizio delle simulazioni. In ogni cassa, in via del tutto preliminare, tale volume è assunto come metà del volume totale della cassa V_{tot} .

Il colpo d'ariete nella condotta in progetto: strategie di contenimento



48 Confronto efficacia casse in termini di carico idraulico

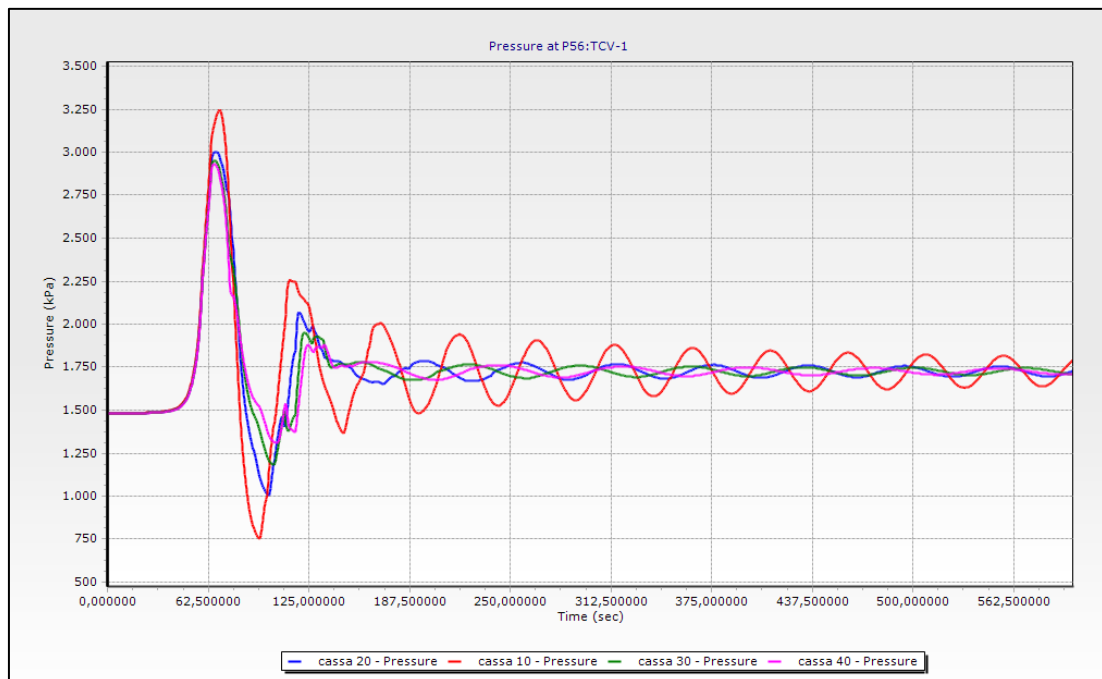


Figura 49 Confronto efficacia casse in termini di pressioni

Guardando ai grafici delle figure 48 e 49 si evince che le casse utilizzate hanno un effetto smorzante nel sistema per quanto riguarda la propagazione delle onde di pressione ed in particolare l'effetto è marcato nel passaggio da una cassa di volume di 10 m^3 ad una di 20 m^3 , mentre non si ha un grande vantaggio nel passaggio a casse di volumi superiori.

Stesso ragionamento vale anche per il contenimento delle pressioni massime e minime registrate. I suddetti grafici si riferiscono alla sezione a monte della chiusura della valvola e riportano l'andamento nel tempo delle pressioni registrate e del carico idraulico. Anche in questo caso si può notare aumentare il volume della cassa oltre i 20 m^3 non incida poi così tanto nel taglio delle pressioni massime. In tabella 21 sono riassunti i dati circa le pressioni massime e minime registrate utilizzando le quattro diverse casse.

Tabella 21 confronto casse in termini di carichi idraulici

	$H_{in}[m]$	$H_{max,SC}[m]$	$H_{max}[m]$	$H_{min}[m]$
Cassa 1	847,7	1042,2	1027	773,6
Cassa 2			1002,7	799,2
Cassa 3			997,6	817,3
Cassa 4			995,6	830

Fatte queste considerazioni preliminari, si è scelto di analizzare più nel dettaglio la soluzione con la cassa 2 di 20 m^3 , e di variarne alcuni parametri, come volume iniziale dell'acqua e strozzatura, per capire se l'opzione cassa possa essere una strategia conveniente per la protezione della condotta dai colpi d'ariete.

I grafici precedenti sono stati ottenuti ipotizzando per tutte le opzioni un valore del rapporto tra le perdite di carico in ingresso e quelle in uscita dalla cassa, ovvero il valore del parametro *Ratio of losses*, pari a 200; questo permette sia di avere oscillazioni massime più contenute, sia di ridurre di molto il tempo di smorzamento del fenomeno di moto vario.

Infatti, la perdita di carico attraverso l'orifizio che collega la cassa alla tubazione è determinata dall'attributo coefficiente di perdita minore (deflusso) k . Quando il serbatoio è in fase di scarico (deflusso), viene utilizzato solo questo coefficiente per determinare le perdite, in base alla velocità

attraverso l'orifizio, utilizzando l'equazione di perdita di carico standard $H = k \frac{U^2}{2g}$. Durante la fase di riempimento del serbatoio, il coefficiente di perdita minore viene moltiplicato per il valore inserito nel campo *Ratio of losses* per determinare la perdita di carico in entrata nella cassa.

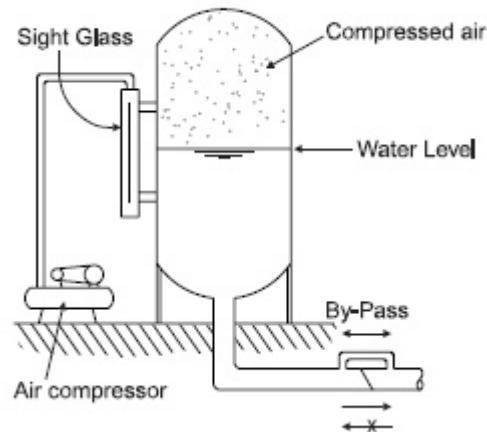


Figura 50 Esempio di piping differenziale in entrata ed in uscita da una cassa

Prendendo come riferimento la cassa 2, si prova a far variare tale rapporto per vedere se ci possano essere miglioramenti nel contenimento delle sovrappressioni. I rapporti di perdite presi in considerazione sono: 5, 50, 200 e 500.

I seguenti grafici (figure 51 e 52) mostrano gli effetti sull'andamento delle pressioni che si ottengono utilizzando differenti RoL e tenendo costante il coefficiente di deflusso k al valore tipico di 2,5. Naturalmente più elevato è tale rapporto più è veloce lo spegnimento dell'onda di pressione in condotta.

Nello zoom sul primo picco si nota però che superato un certo valore di rapporto delle perdite, la cassa non attenua più il picco massimo, ma al contrario la pressione massima tende a valori più alti. Questo accade perché, impostando un rapporto troppo elevato, la cassa è troppo "rigida" in ingresso e l'acqua riesce ad entrare a fatica, causando di conseguenza un aumento della pressione massima registrata rispetto al caso in cui si tiene un rapporto di perdite più basso.

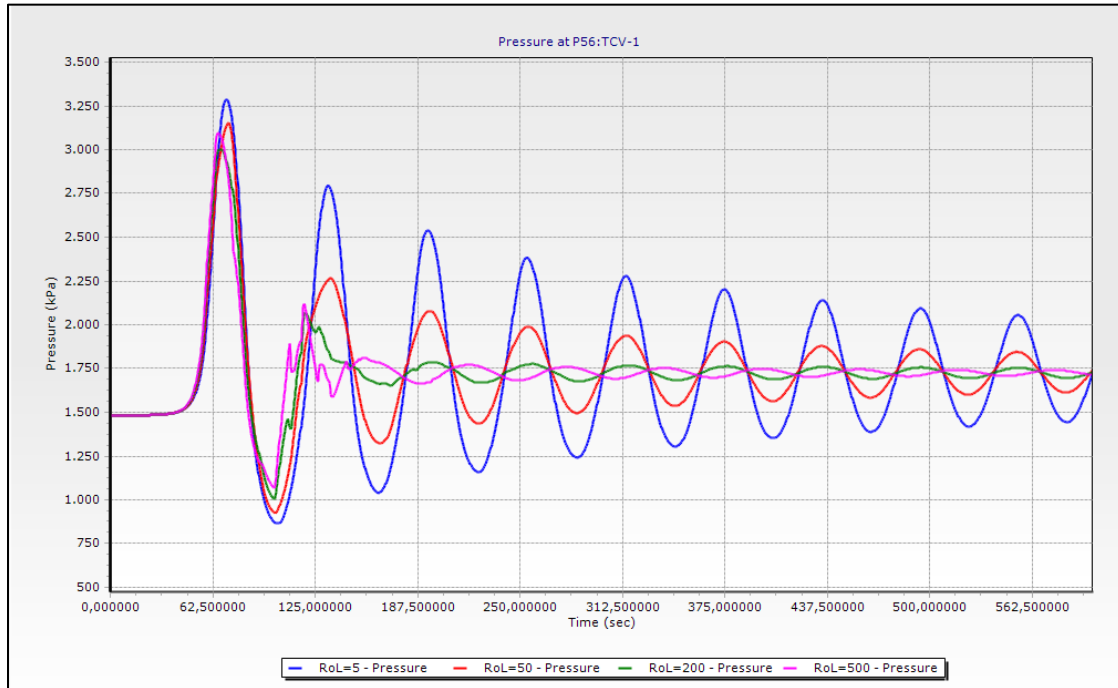


Figura 51 Confronto andamento pressioni per diversi RoL

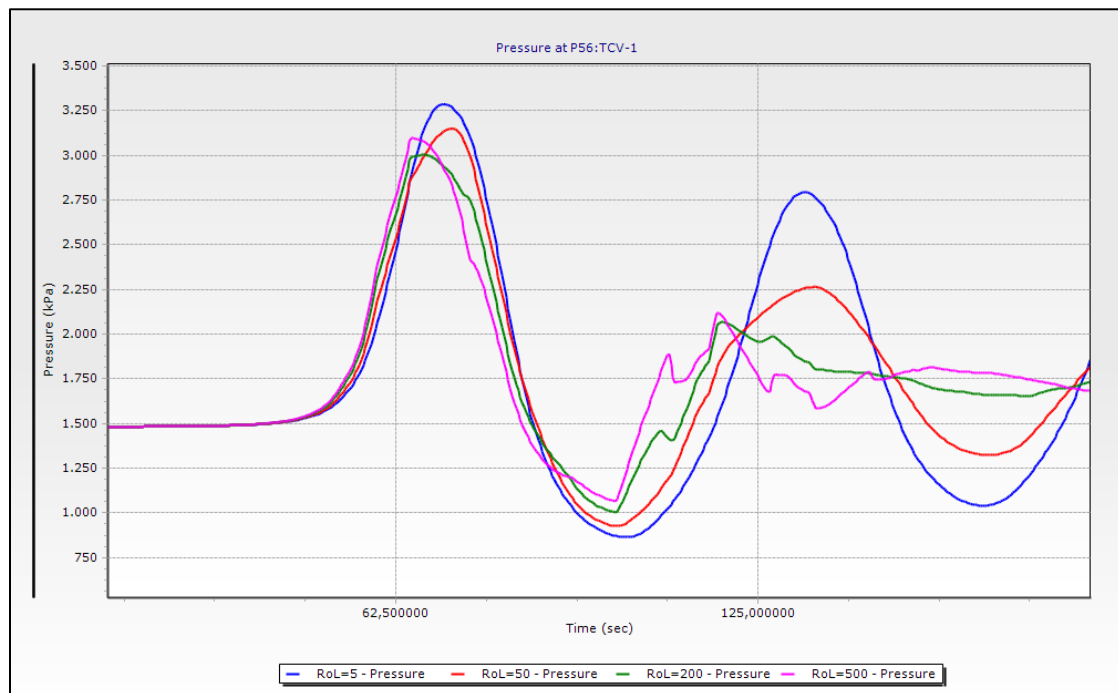


Figura 52 Confronto andamento pressioni per diversi RoL -Zoom

Si sceglie di mantenere un rapporto di perdite pari a 200 e di variare in volume iniziale di acqua all'interno della cassa. Avere un volume iniziale di liquido in cassa più basso, e quindi un volume iniziale maggiore occupato dal gas, permette di convogliare più acqua in ingresso nella cassa e quindi di attenuare maggiormente in picco di pressione massima. Tuttavia, se il volume iniziale di acqua in cassa è troppo basso si rischia che nei periodi di svuotamento il livello dell'acqua scenda al di sotto della base della cassa.

Di seguito si riportano i diagrammi riferiti a due casse, la prima da 20 m^3 e la seconda da 40 m^3 con i volumi iniziali di 5 m^3 , 8 m^3 , 10 m^3 e 12 m^3 per entrambe.

In entrambi i casi un volume iniziale minore ha un effetto positivo nel contenere la sovrappressione massima per il maggior spazio disponibile al contenimento dell'acqua in ingresso al momento della chiusura della valvola, ed è comunque sufficiente affinché nella fase di svuotamento l'aria in espansione rimanga contenuta nella cassa.

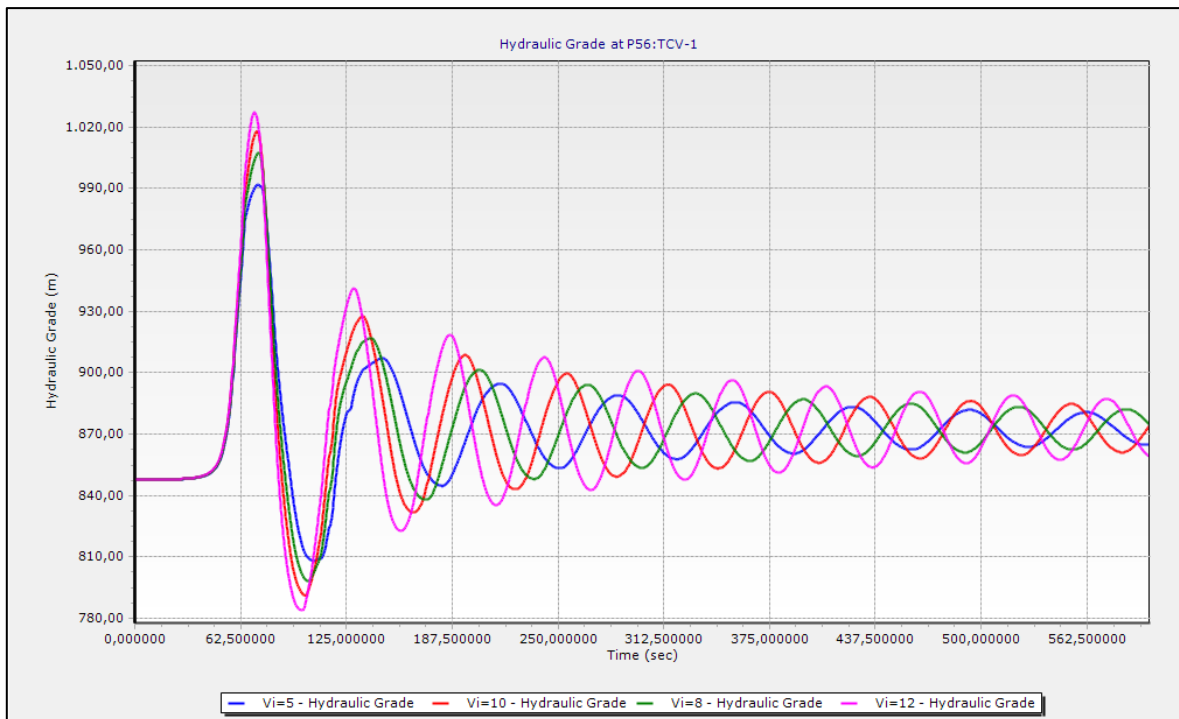


Figura 53 HG per una cassa da 20 m^3 con differenti livelli iniziali di riempimento

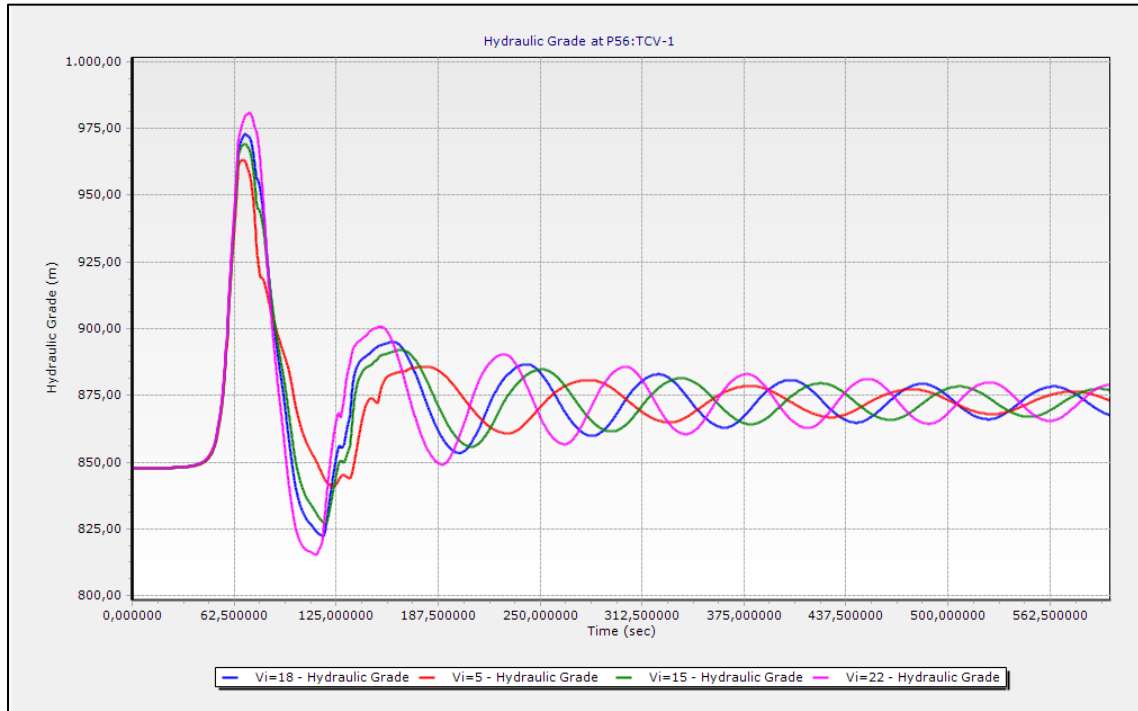


figura 54 HG per una cassa da 40 m³ con differenti livelli iniziali di riempimento

Si riportano in tabella i risultati ottenuti per le due casse, considerando per entrambe un riempimento iniziale di 5 m³.

Tabella 22 Confronto casse con volume iniziale di 5 metri cubi

	$H_{in}[m]$	$H_{max,SC}[m]$	$H_{idr}[m]$	$H_{max}[m]$	$H_{min}[m]$
Cassa 20 m ³	847,7	1042,2	872,5	991,9	808,1
Cassa 40 m ³				963,3	841

Osservando i dati in tabella è possibile fare le seguenti considerazioni.

I dati sono riferiti alla sezione di chiusura della valvola che è posta alla quota di 696,57 m slm. Il carico idrostatico è quindi di circa 176 m ovvero di 17,2 bar. Secondo la normativa riportata, è possibile non intervenire con strategie di contenimento dei fenomeni di colpo d'ariete se la sovrappressione massima è contenuta da 4-5 bar (considerando l'idrostatica in esame). Il carico massimo raggiunto senza l'utilizzo di cassa $H_{max,SC}$ è di 1042,2 m, corrispondente ad una

sovrappressione rispetto alla condizione idrostatica di quasi 17 bar, considerato lo scenario peggiore in assoluto in cui la vasca alta di Capodacqua alimenta il sistema con la massima portata convogliabile di 1060 l/s. È quindi fondamentale prevedere delle opere di attenuazione e contenimento di tali fenomeni.

Con l'utilizzo della cassa da 20 m³ la pressione massima che si ottiene è di 29,2 bar, ovvero una sovrappressione di ben 12 bar rispetto all'idrostatica, decisamente troppo elevata.

Utilizzando la cassa più grande da 40 m³ la pressione massima in corrispondente della sezione di chiusura della valvola è di 26,7 bar, corrispondente ad una sovrappressione di 9,5 bar.

In entrambi i casi le casse non sono efficaci nel taglio dei picchi massimi di pressione, mentre sono determinanti nello smorzamento in tempi brevi del fenomeno transitorio grazie al moto di oscillazione di massa che si instaura. Tuttavia, si comprende come l'utilizzo esclusivo di un'opera come una cassa d'aria abbia poco senso in questo caso, tenendo anche in considerazione i costi di costruzione e manutenzione dell'opera oltre la non trascurabile necessità di trovare spazi adeguati al posizionamento.

Le due soluzioni analizzate finora presentano vantaggi differenti, ma entrambi fondamentali. La valvola SRV è molto efficace nel taglio delle pressioni massime, ma non permette lo smorzamento del transitorio in tempi brevi; la cassa al contrario è molto efficace nello smorzare il transitorio, soprattutto aumentando il rapporto RoL, ma per nulla efficace nel contenimento dei picchi massimi.

Per tali motivi si è pensato di prendere in considerazione un'altra soluzione che preveda l'utilizzo di una SRV, economica e di facile installazione, accoppiata ad una cassa di piccole dimensioni per favorire lo smorzamento del moto vario.

– Accoppiamento di una valvola SRV e di una cassa d'aria.

Si vogliono qui analizzare i benefici dati dagli effetti combinati di una valvola di taglio delle sovrappressioni e di una cassa di modeste dimensioni sul sistema durante un fenomeno di colpo d'ariete rilevante come analizzato.

Le caratteristiche della valvola SRV sono le medesime riportate precedentemente, mentre per quanti riguarda le casse si è scelto di confrontare gli effetti di una cassa da 10 m³ e una da 15 m³.

Come nel caso precedente del solo utilizzo della SRV, la pressione massima è tagliata intorno ai 900 m, quindi con sovrappressione massima rispetto all'idrostatica nell'introno dei 3 bar.

L'accoppiamento di una cassa d'aria di modeste dimensioni migliora notevolmente la situazione nello smorzamento del fenomeno; tale smorzamento è più marcato utilizzando una cassa di $15 m^3$ piuttosto che una da 10. Infatti, dopo 20 minuti di simulazione utilizzando la cassa più piccola l'ampiezza dell'onda di pressione è dell'ordine di 25 metri, mentre con la cassa più grande l'oscillazione è contenuta in circa 3 metri.

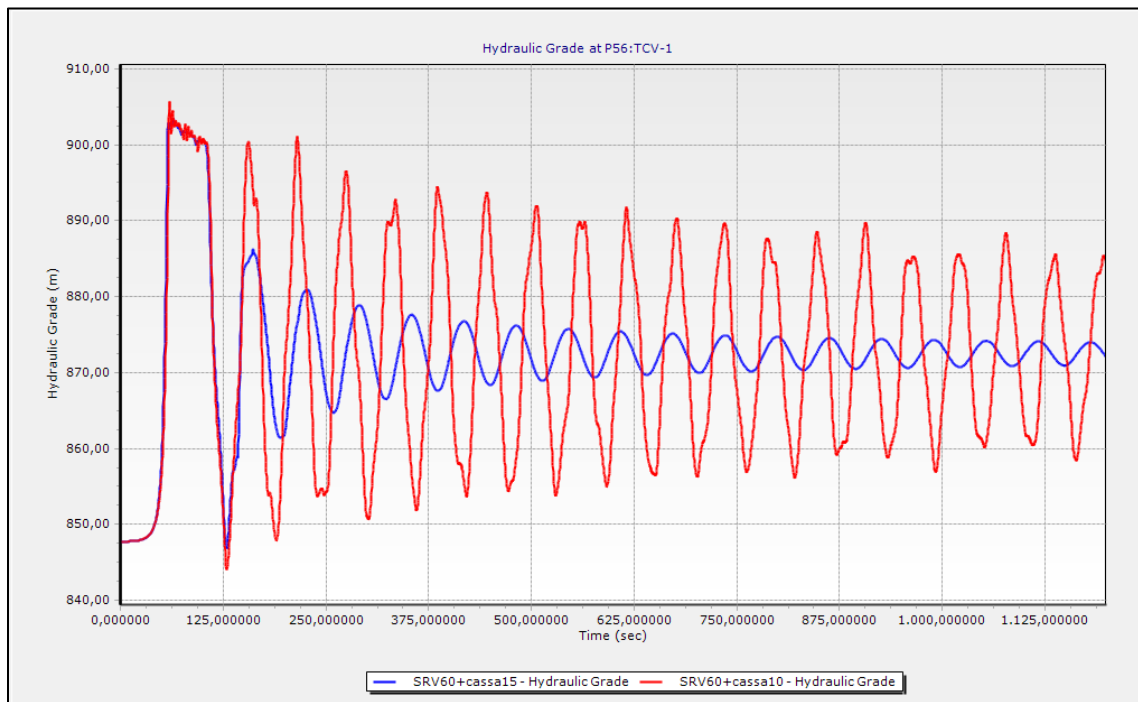


Figura 55 Utilizzo contemporaneo di una SRV e una cassa d'aria

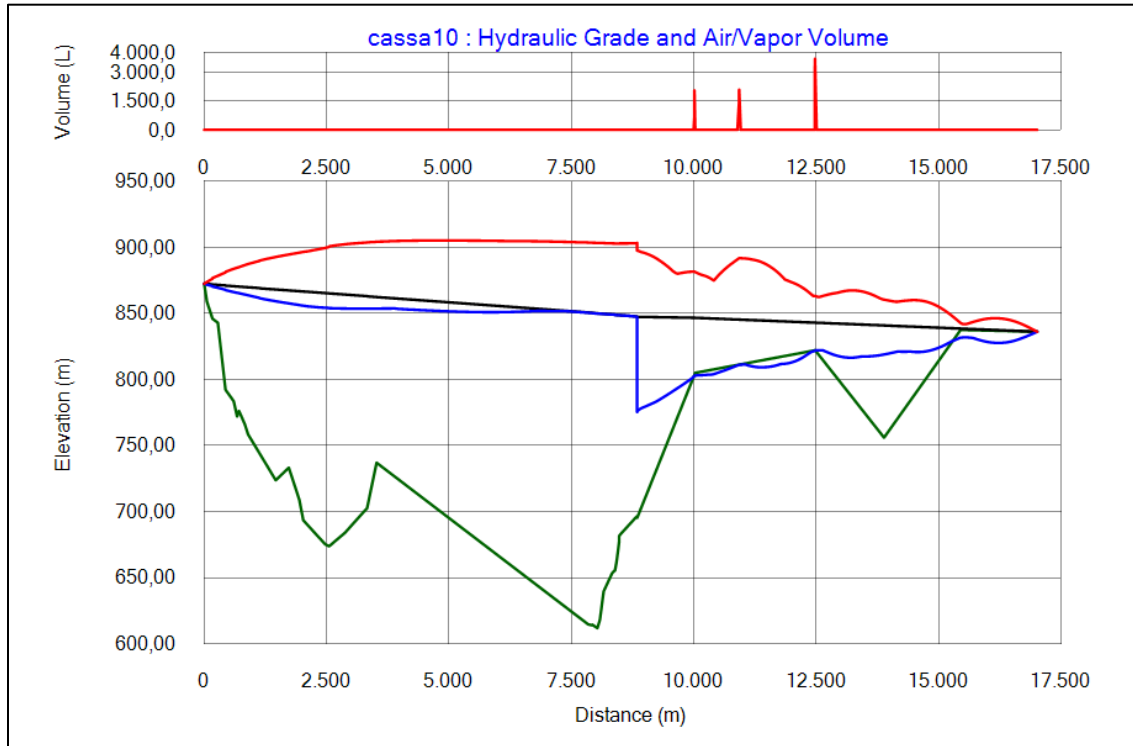


Figura 56 Involuppo pressioni massime e minime con cassa e SRV

– By-pass con utilizzo di valvola PSV: pressure sustaining valve

Un'altra strategia utilizzata per il contenimento degli effetti indotti da una manovra emergenziale, come la chiusura della valvola a farfalla nel punto più basso della condotta in progetto, riguarda la realizzazione di un by-pass regolato da una tipologia di valvola nota come PSV (*pressure sustaining valve*).

Tale tipologia di valvola è utilizzata in situazioni in cui il flusso non regolato comporterebbe pressioni troppo alte nella parte a monte di un sistema. La valvola può trovarsi in tre stati rappresentativi: parzialmente aperta, completamente aperta o chiusa.

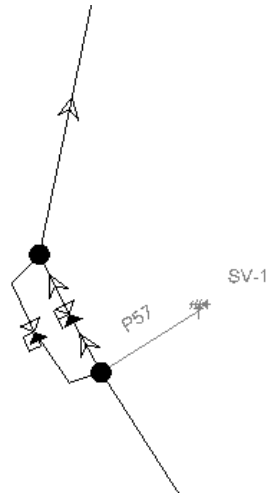


Figura 57 Schematizzazione del by-pass

Aprendo la schermata delle impostazioni della valvola, le informazioni da inserire riguardano la quota (imposta uguale a quella della valvola di sezionamento), il diametro, il coefficiente di perdita di carico locale, la tipologia di valvola utilizzata e la pressione (o carico) di settaggio.

Sono state effettuate numerose simulazioni circa i valori di questi parametri, arrivando alla conclusione che per avere un involucro abbastanza stabile e lineare delle sovrappressioni e depressioni, date le alte portate in gioco, è preferibile avere un by-pass di ampie dimensioni, confrontabili con quelle della condotta stessa. Inoltre, sempre per evitare comportamenti troppo instabili e picchi di pressione, a monte del by-pass il limite massimo di impostazione del carico idraulico è posto a 880 m.

Altri parametri importanti riguardano la velocità di apertura e chiusura della valvola, definiti come dai campi denominati *Opening/closure rate coefficient*, ovvero delle costanti che correlano la velocità di aperture/chiusura della valvola durante un evento transitorio alla differenza tra la pressione di settaggio della PSV e la pressione computata a monte dalla PSV. Effettuando numerosi tentativi, si è notato che per avere un transitorio stabile tali coefficienti non devono superare il valore di 2.

Initial Settings	
Status (Initial)	Active
Setting Type	Hydraulic Grade
Hydraulic Grade Setting (Initial) (m)	900,00
Operational	
Controls	<Collection>
Physical	
Elevation (m)	696,57
Installation Year	0
Zone	<None>
Diameter (Valve) (mm)	800,0
Valve Coefficient Type	Minor Loss
Specify Local Minor Loss?	True
Minor Loss Coefficient (Local)	1,000
Pattern (Valve Settings)	Fixed
Valve Type	Butterfly
Transient (Operational)	
Modulate Valve During Transient?	True
Opening Rate Coefficient (Transient) (%/s/(m H2O))	2,000
Closure Rate Coefficient (Transient) (%/s/(m H2O))	2,000

Figura 58 schermata inserimento dati PSV

Durante la simulazione, per i primi 20 secondi, durante i quali la valvola di sezionamento a farfalla è aperta, la piezometrica a monte è inferiore al valore di settaggio della valvola PSV, la quale rimane quindi chiusa. Quando però la valvola a farfalla comincia a chiudersi, a monte della PSV si ha un aumento del carico idraulico e a valle una diminuzione, ragione per cui la PSV comincia ad aprirsi con la velocità indicata cercando di mantenere a monte il carico impostato a 880 m.

A monte della chiusura della valvola di sezionamento a farfalla, l'utilizzo del by-pass dimensionato in tal modo è in effetti assolutamente positivo: il carico idraulico massimo raggiunto è di 889 m in un punto della condotta a quota 681,6 m slm, con sovrappressione rispetto all'idrostatica di 1,6 bar, mentre le depressioni sono praticamente inesistenti. A valle del sezionamento, come c'era da aspettarsi, l'elemento più critico riguarda le depressioni, soprattutto nel tratto finale dove la piezometrica iniziale è molto prossima all'andamento altimetrico della condotta. Con l'inserimento delle valvole d'aria nei punti più alti della condotta di valle si contiene il fenomeno di formazione delle sacche d'aria; si registra un'unica formazione dell'ordine di $0,2 m^3$.

In figura 59 si riporta il noto profilo della condotta con l'involuppo delle pressioni massime e minime raggiunte durante il transitorio.

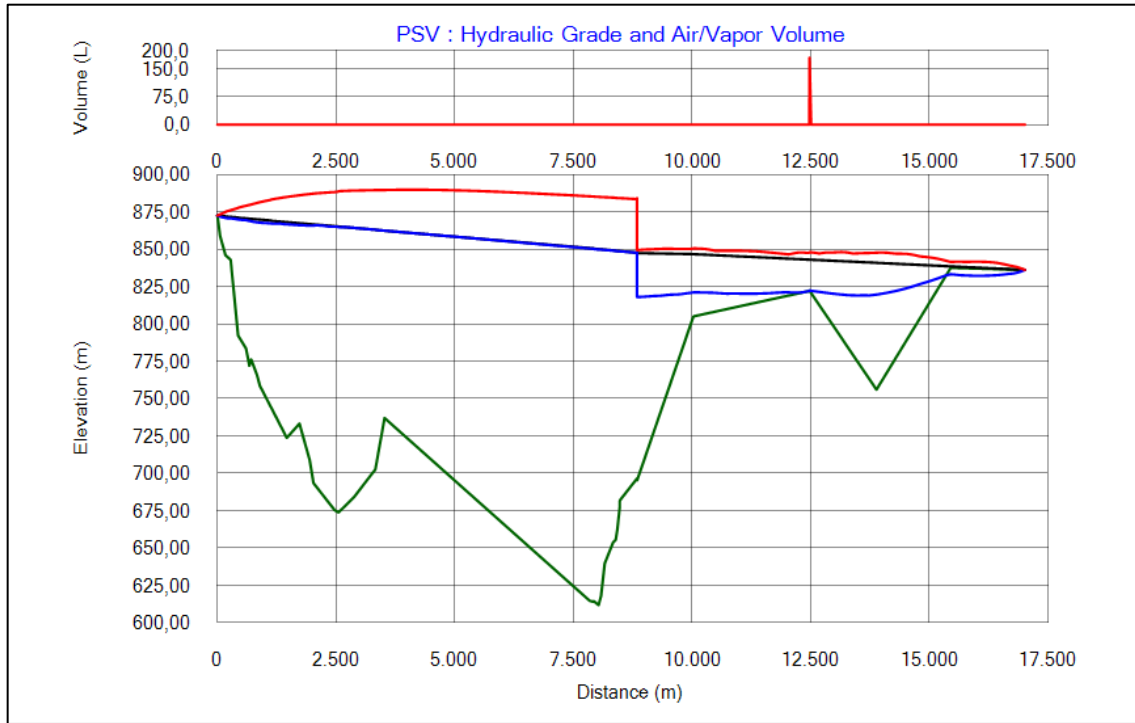


Figura 59 involucro pressioni massime e minime con utilizzo di by-pass

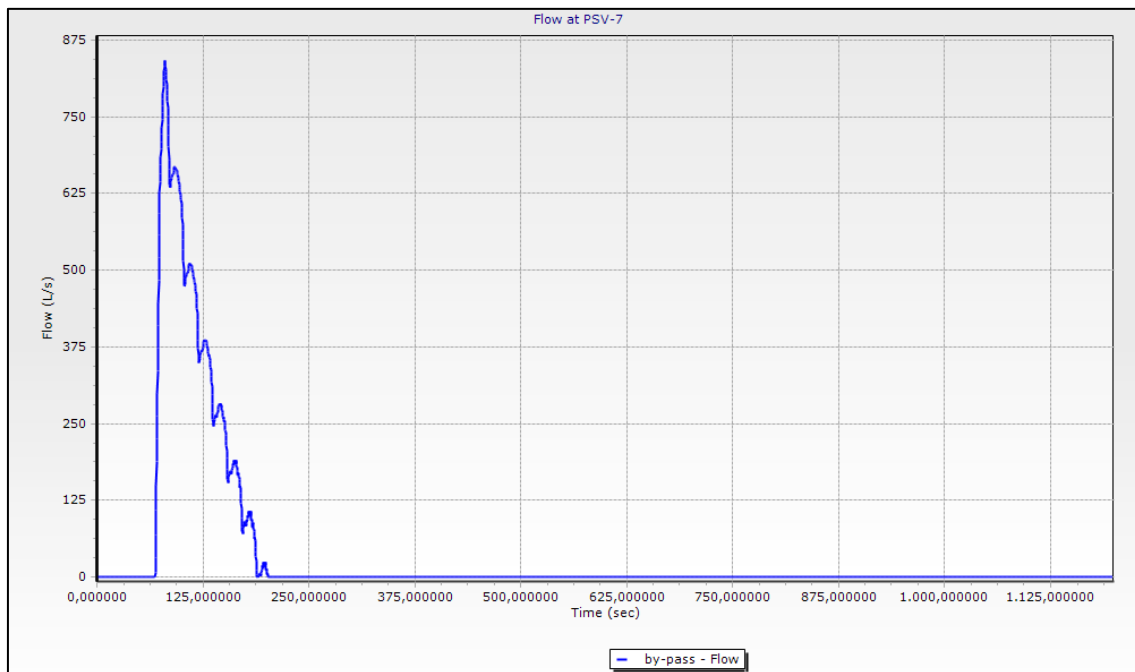


Figura 60 flusso in corrispondenza della valvola PSV

In figura 60 è riportato il flusso passante dalla valvola in esame, dove l'andamento a “picchi smussati” è dovuto al fatto che l'apertura della valvola è in continua regolazione in base ai valori del carico idraulico. L'apertura del by-pass avviene dopo 70 secondi dall'inizio della simulazione e si chiude completamente dopo 200 secondi; considerando che la manovra effettuata sulla valvola a farfalla ha termine al tempo $t = 80$ sec dall'inizio della simulazione, con l'utilizzo di questo by-pass si ha un ritardo nell'arresto del flusso di 120 secondi, il che corrisponde di fatto ad allungare i tempi della manovra di chiusura di 2 minuti.

– By-pass con utilizzo di valvola PRV: pressure reducing valve

Si vuole infine analizzare un'altra soluzione con la realizzazione di un by-pass controllato dalla pressione di valle. Quando questa scende al di sotto di un valore impostato la valvola si apre e si ha il passaggio del flusso. In questo caso, osservando il profilo della condotta e la piezometrica iniziale, si è scelto di impostare la piezometrica soglia al valore di 837 m.

Al by-pass si accoppia l'utilizzo di una valvola di taglio delle sovrappressioni SRV, con le stesse caratteristiche viste precedentemente, al fine di contenere le pressioni massime a monte. Scopo di questa di questa simulazione è infatti capire se un by-pass regolato dalla pressione di valle possa evitare la formazione delle sacche di vapore nelle condotte esistenti a valle della chiusura, mentre l'inviluppo a monte è controllato da un dispositivo come la SRV la cui efficacia è stata provata nei paragrafi precedenti.

In figura 61 è riportato il grafico relativo alla simulazione in esame. Si può notare che a monte della chiusura la situazione è controllata dalla *surge relief valve*, con sovrappressioni accettabili e depressioni minime, ma a valle permangono situazioni di criticità legate all'inviluppo delle depressioni con formazione di sacche di vapore di grandi dimensioni.

Questa soluzione è quindi certamente da escludere se confrontata con la precedente che presentava risultati più soddisfacenti, nonostante la persistenza delle problematiche legate alle pressioni minime.

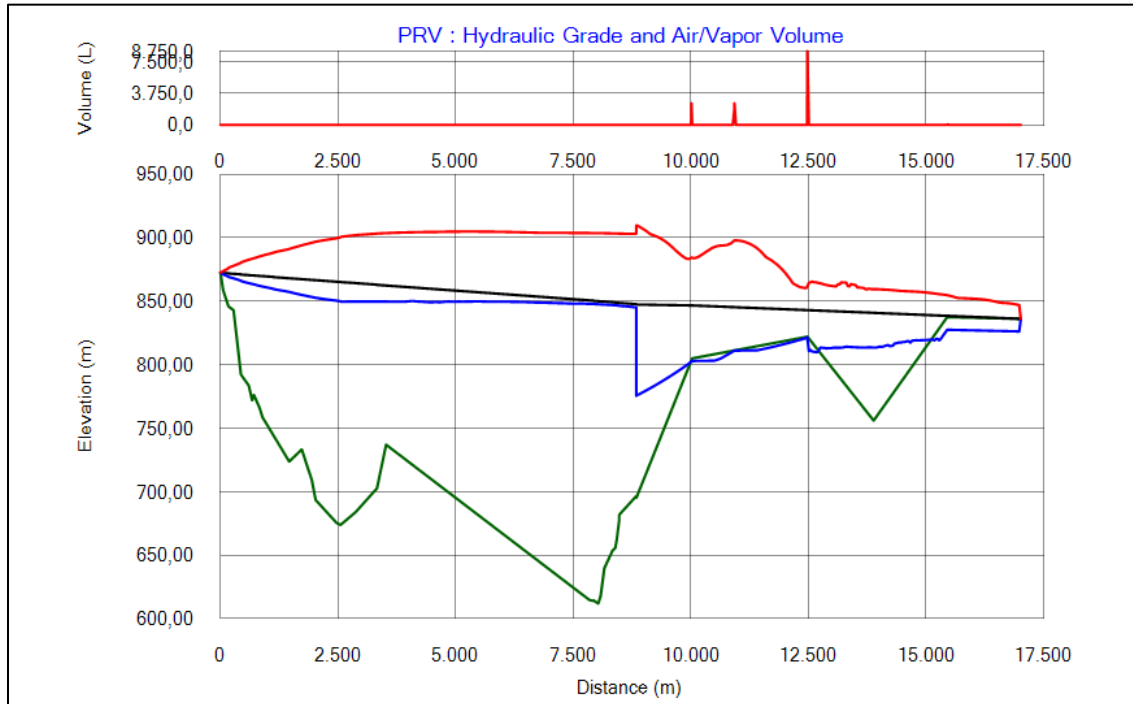


Figura 61 Involuppo delle pressioni con by-pass regolato da valle

– Utilizzo di un by-pass regolato da monte e una cassa di piccole dimensioni

La maggior parte delle soluzioni viste si è rivelata molto efficace nel limitare gli effetti del transitorio a monte della chiusura della valvola, ma nessuna di queste lo è nel contenere a valle la formazione di sacche di vapore.

Per questo motivo, ai sistemi di protezione individuati si è pensato di aggiungere una cassa di piccole dimensioni a valle della valvola, poco prima dell'ingresso della condotta nella galleria Piedilama.

La configurazione che ha dato il miglior risultato è quella dell'accoppiamento del by-pass regolato dalla pressione di monte con una cassa di 5 metri cubi.

Il by-pass ha le stesse caratteristiche viste in precedenza: diametro interno pari a quello della condotta in progetto (886 mm) e valvola PSV di 800 mm. Per la cassa, effettuando più simulazioni, si è visto necessario un volume di riempimento iniziale di $3 m^3$.

Come visto in precedenza, lo svantaggio del by-pass sta nel non arrestare subito il flusso, lasciando passare la portata per un tempo aggiuntivo dipendente dalle impostazioni della valvola stessa. Si è

quindi cercato di ottimizzarne il più possibile il funzionamento innalzando gradualmente il valore della piezometrica di settaggio per cui la valvola comincia ad aprirsi; con questo valore si deve poter ottenere un compromesso tra sovrappressioni a monte e tempo totale di arresto del flusso, infatti, tanto più il valore è alto, più sarà breve il tempo di chiusura del by-pass, ma con sovrappressioni a monte più elevate.

Il punto di miglior funzionamento è ottenuto imponendo il valore della piezometrica soglia della valvola a 900 m, ottenendo il profilo riportato in figura 62.

A monte la pressione massima si mantiene nell'intorno dei 900 m, mentre a valle l'andamento delle depressioni è al limite col profilo della condotta, ma non si riscontra la formazione di sacche di vapore.

Infine, dal grafico del flusso attraverso la valvola di regolazione del by-pass, si vede che il flusso è totalmente arrestato dopo 115 secondi dall'inizio della simulazione, con un ritardo di solamente 35 secondi rispetto alla chiusura della valvola a farfalla.

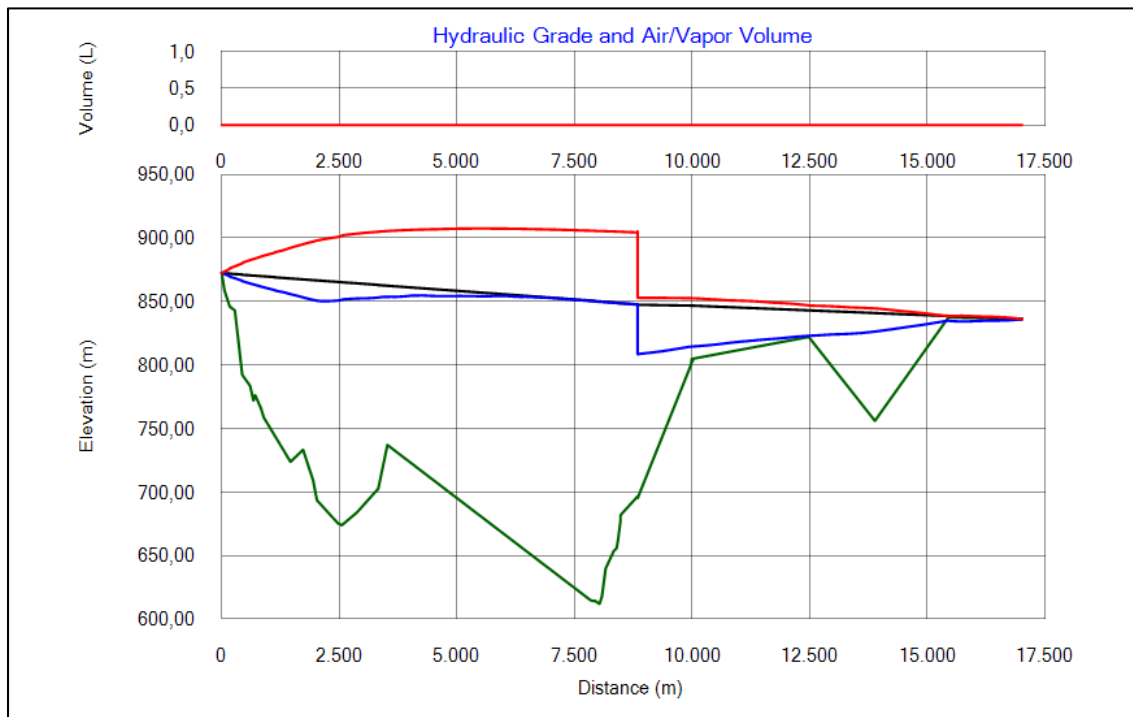


Figura 62 Inviluppo delle pressioni con by-pass regolato da monte e cassa di piccole dimensioni a valle

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva degli interventi ipotizzati, in termini di piezometrica raggiunta nel punto più critico della condotta in progetto a monte del sezionamento.

Il colpo d'ariete nella condotta in progetto: strategie di contenimento

Tabella 23 tabella riassuntiva principali risultati ottenuti

	Δp_{max} [bar]	PRO	CONTRO
1) Valvola SRV	3,5	<ul style="list-style-type: none"> – semplice installazione, utilizzo e manutenzione ed economica; – taglio netto delle sovrappressioni massime 	<ul style="list-style-type: none"> – non smorza il transitorio; – formazione a valle di sacche d'aria di notevoli dimensioni
2) Cassa d'aria da 40 m ³	9,5	<ul style="list-style-type: none"> – efficace nello smorzamento del moto vario in tempi brevi 	<ul style="list-style-type: none"> – sovrappressione troppo elevate; – Ingombro della cassa;
3) SRV + cassa da 15 m ³	3	<ul style="list-style-type: none"> – Taglio della Δp_{max}; – Smorzamento efficace del transitorio 	<ul style="list-style-type: none"> – Ingombro della cassa; – formazione a valle di sacche d'aria di notevoli dimensioni.
4) By-pass controllato da monte	1,5	<ul style="list-style-type: none"> – Taglio della Δp_{max}; – Formazione a valle di una sola sacca di piccole dimensioni. 	<ul style="list-style-type: none"> – Difficoltà a smorzare il transitorio; – Flusso non fermato immediatamente.
5) By-pass controllato da monte + cassa a valle	3,1	<ul style="list-style-type: none"> – Taglio della Δp_{max}; – Contenimento delle depressioni a valle. 	<ul style="list-style-type: none"> – Flusso non fermato immediatamente, ma comunque in tempi contenuti

5.3.1.2 Caso 2: verifica degli interventi per una manovra brusca

Delle soluzioni viste precedentemente, si vuole fare una verifica nel caso in cui la chiusura avvenga in un intervallo temporale minore del tempo di fase.

In particolare, si testeranno le soluzioni 3 e 5 ovvero l'utilizzo contemporaneo della cassa e della valvola SRV e la soluzione con by-pass ottenuto con la valvola PSV. Naturalmente questo scenario è molto improbabile che accada, infatti dovrebbero verificarsi contemporaneamente una chiusura inaspettata della valvola di sezionamento a farfalla nella configurazione in cui il sistema è alimentato con la massima portata possibile oltre quella di concessione.

Guardando agli involucri nelle figure seguenti, nell'eventualità di un fenomeno di tali dimensioni, il dispositivo di protezione costituito dal by-pass rappresenta il modo migliore per gestire l'evento; nonostante infatti sia poco efficace nello smorzamento del transitorio, ha un comportamento migliore nel contenimento delle pressioni massime e minime sia a monte che a valle del sezionamento e l'unica sacca di vapore che si forma ha delle dimensioni molto contenute rispetto a quelle che si formano usando la cassa d'aria. Inoltre, un aspetto fondamentale è la fattibilità e l'economicità dell'intervento di miglioramento: la costruzione di un by-pass, anche se di grosso diametro, ha dei costi molto più contenuti ed un impatto ambientale molto minore di una cassa d'aria, la quale pone davanti l'inevitabile problema del posizionamento di un'opera di non trascurabili dimensioni.

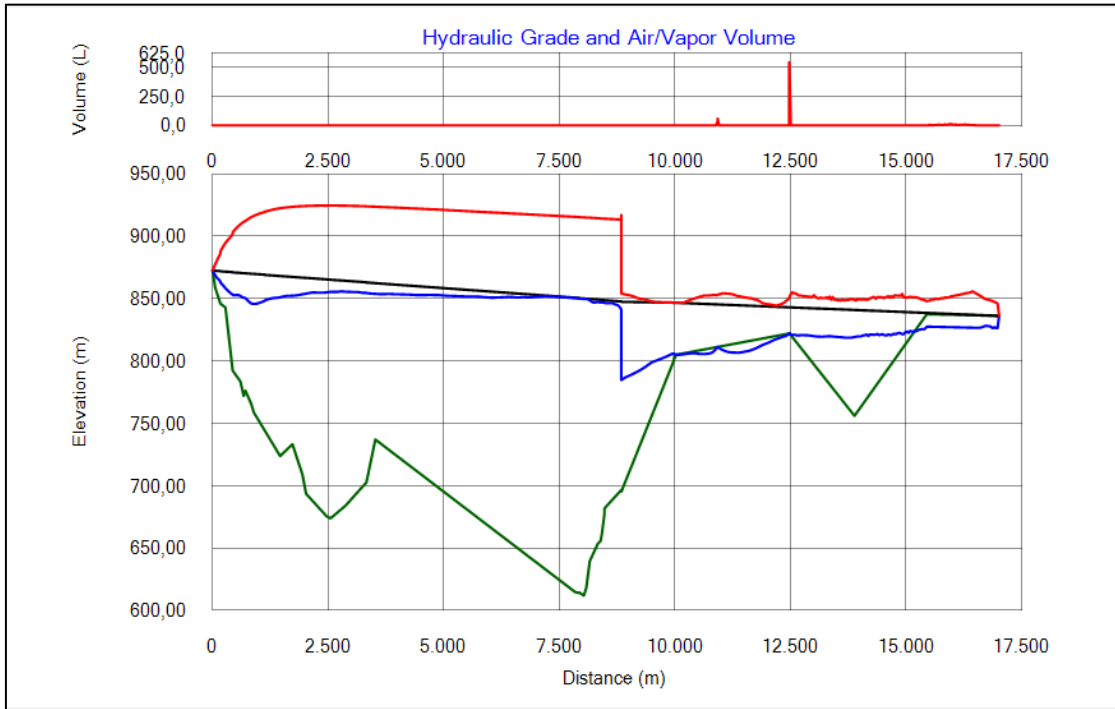


Figura 63 involucri per manovra brusca con by-pass

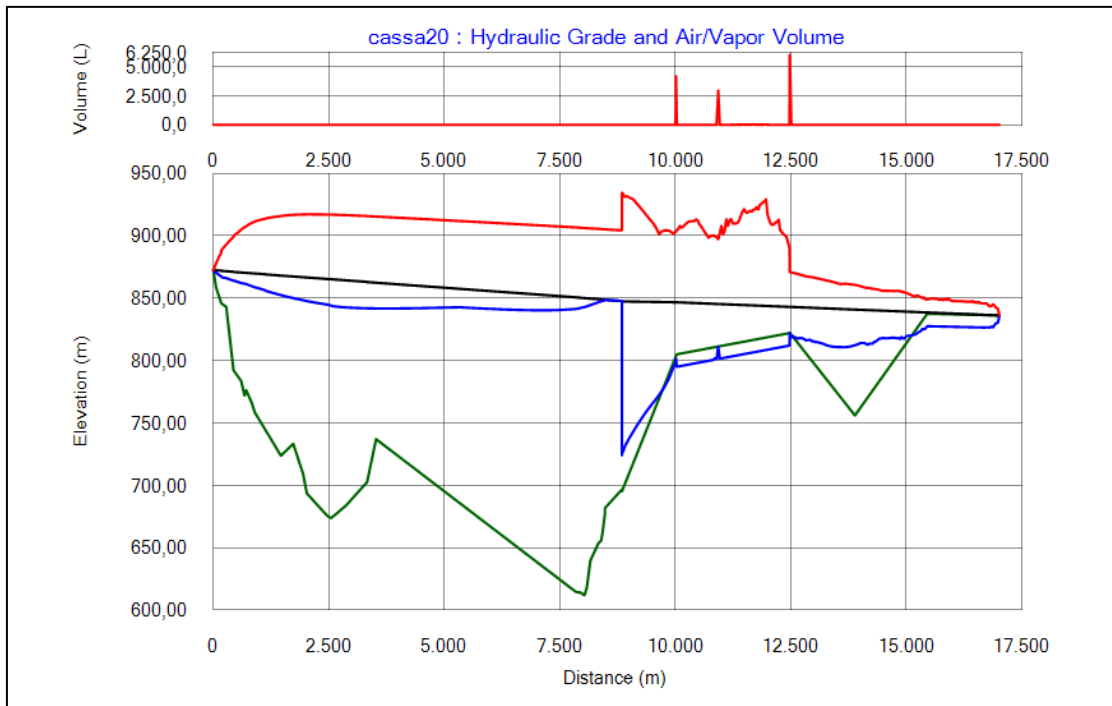


Figura 64 involucri per manovra brusca con cassa d'aria e valvola SRV

5.3.2 Approccio ordinario: chiusura valvola a fuso per manutenzione

Si vuole infine simulare l'esecuzione di una manovra sulla valvola a fuso, nell'eventualità di dover effettuare la manutenzione di un tratto di condotta a monte la valvola stessa. In questo caso, la manovra è eseguita con la chiusura regolata della valvola a fuso motorizzata.

Innanzitutto, trattandosi di un evento previsto di manutenzione, si chiude il by-pass tra la vasca alta e la vasca bassa di Capodacqua; in questo modo l'alimentazione arriva dalla vasca bassa con un carico e una portata minore. La configurazione prevede quindi l'alimentazione della condotta con 600 l/s dalla vasca bassa posta a 850 m slm.

La manovra sulla valvola a fuso, vuole essere abbastanza lenta da non far entrare in funzionamento i dispositivi di sicurezza pensati per una situazione emergenziale.

Prendendo in considerazione l'intervento con inserimento del by-pass, si riportano di seguito gli inviluppi delle pressioni ottenuti effettuando le manovre di chiusura della valvola in tempi diversi.

Il grafico di figura 65 si riferisce ad una chiusura a step effettuata in 5 minuti. La manovra risulta essere troppo veloce, infatti, si raggiungono pressioni massime elevate, soprattutto a monte della valvola, e pressioni al di sotto del profilo della condotta per tratti estesi, con formazione di sacche d'aria fino a 1250 l.

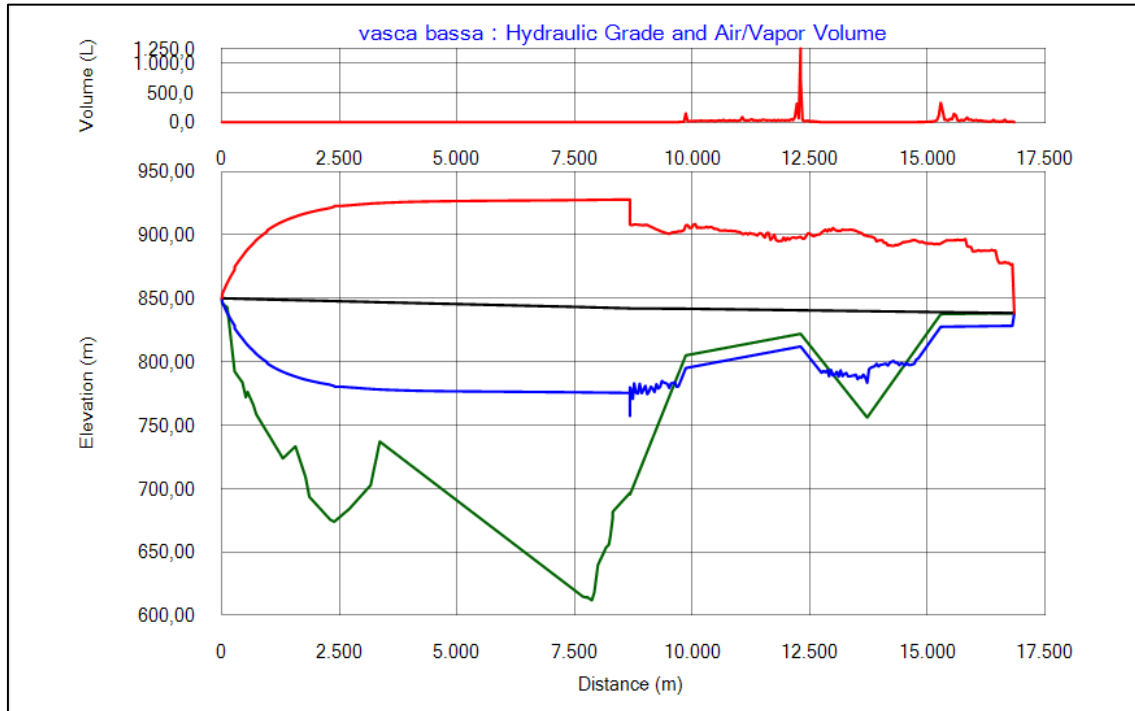


Figura 65 profilo con manovra a step in 5 min

Effettuando la manovra a step in tempi più lunghi, le pressioni massime e minime si mantengono entro limiti accettabili e non si ha più la formazione di sacche di vapore. In particolare, il tempo minimo di esecuzione di tale manovra è di 8 minuti.

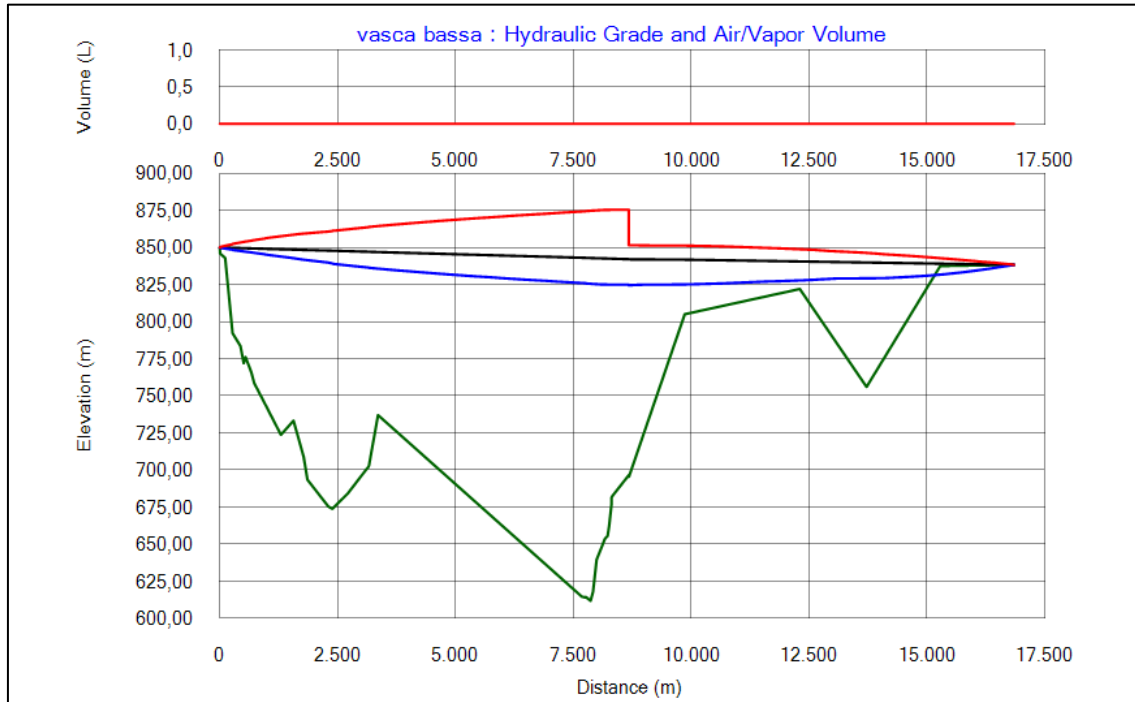


Figura 66 profilo con manovra a step in 8 minuti

6 Vulnerabilità intrinseca del Sistema acquedottistico

In questo capitolo si sposta l'attenzione dall'analisi della condotta in progetto nel tratto di adduzione dell'acquedotto del Pescara al quadro più ampio dei sistemi acquedottistici interconnessi del Pescara e dei Sibillini che servono le provincie di Ascoli Piceno e Fermo nell'ambito territoriale ottimale 5 delle Marche.

Lo scopo è quello di valutare la vulnerabilità dell'acquedotto esterno rispetto le sue utenze quando per cause di diversa natura si verifichi una riduzione di funzionalità del sistema di approvvigionamento idrico.

Le cause di disservizio sono riconducibili a due categorie: *endogene*, riguardanti rotture meccaniche, interruzioni del rifornimento di energia o riduzione del carico idraulico, ed *esogene*, ovvero cause naturali o dovute all'azione dell'uomo.

La valutazione della vulnerabilità verrà effettuata a partire da una metodologia proposta da *Claps, Sileo. Mecca* (2000) che lega l'affidabilità del sistema rispetto alla domanda e alla capacità delle utenze a sopportare gli effetti derivanti da magre eccezionali o riduzioni di funzionalità dovute a rotture meccaniche di componenti dello schema.

I risultati emersi da tale studio, che forniscono indicazioni di massima sulla vulnerabilità delle utenze solo in relazione a caratteristiche fondamentali dello schema, potranno essere confrontati con le criticità riscontrate sul territorio.

In generale, il territorio italiano è sottoposto a periodi di siccità sempre più frequenti, con periodi di ritorno prossimi ai cinque anni, il cui primo effetto sono crisi idriche sempre più prolungate causando disagi alla popolazione in termini razionamenti ed interruzioni dell'erogazione idrica.

Tale criticità, presente in gran parte dell'Italia, è preoccupante nell'area della Regione Marche Sud per due precise ragioni:

- Le sorgenti da cui attingono gli acquedotti delle provincie di Ascoli Piceno, Fermo e Macerata sono ubicate nei Monti Sibillini, all'interno del Parco; queste risentono fortemente degli effetti climatici essendo la produzione idrica direttamente connessa alle precipitazioni atmosferiche;

– Gli eventi sismici del 2016 e 2017 nel centro Italia che, oltre alle drammatiche conseguenze sulla popolazione, hanno comportato danni importanti sulle strutture e impianti del SII nonché l’alterazione del regime idraulico delle sorgenti principali sia in termini di disponibilità idrica della risorsa che di rilascio della stessa.

6.1 Cenni sulle teorie dell’affidabilità per le reti idriche

Il concetto di affidabilità di un sistema acquedottistico trova i suoi primi sviluppi all’inizio degli anni ’80, legato all’individuazione di parametri che potessero dare una misura delle prestazioni di un sistema acquedottistico.

Secondo *Hashimoto et Al. (1982)*, l’efficacia di un sistema acquedottistico, può essere espressa sulla base delle fallenze che si registrano nel corso della sua vita utile, dove con fallanze sono intese tutte le violazioni delle prestazioni rispetto a quelle che dovrebbero essere garantite all’utenza.

In particolare, l’efficacia del sistema può essere definita attraverso tre concetti:

1. Affidabilità: misura della probabilità che il sistema si trovi in uno stato di fallanza;
2. Resilienza: rapidità con cui il sistema, partendo da uno stato di fallanza, recupera le piene funzionalità;
3. Vulnerabilità: quantificazione dei probabili danni conseguenti ad eventi di fallanza.

Prendendo in considerazione un sistema di distribuzione idrica dove $Q_r(t)$ è la portata richiesta e $Q(t)$ la portata effettivamente erogata nel sistema o in un tratto di esso, per *Hashimoto et Al(1982)* un evento di fallanza si verifica quando $Q(t) < Q_r(t)$. Se nel corso della sua vita utile si presentano M periodi di fallanza, la vulnerabilità è definibile come la somma dei danni h_j riscontrati in ogni evento di fallanza, moltiplicati ciascuno per la propria probabilità di accadimento e_j .

$$V = \sum_{j=1}^M h_j \cdot e_j$$

Tale metodo presuppone che siano note in ogni nodo di erogazione le portate $Q_r(t)$ e $Q(t)$ per calcolare gli indici in ogni nodo. Inoltre risulta un po’ riduttivo nella considerazione degli stati del sistema, prevedendone solamente due, stato di fallanza e di non fallanza, e non tenendo conto della

possibilità di funzionamento parziale del sistema, dove il servizio non soddisfa pienamente la richiesta, ma non è comunque nullo.

Di fatto il sistema di valutazione di *Hashimoto et Al. (1982)* è stato superato da altri criteri che si sono proposti di indicare la misura della prestazione di un sistema attraverso la sola affidabilità, anche se la misura della vulnerabilità ne è spesso inglobata nella definizione del suo concetto.

In genere gli autori successivi cercarono di attribuire all' affidabilità un significato probabilistico, inteso come la probabilità che il deficit di fornitura non superi un prefissato valore di soglia (*Gargano & Pianese, 2000*).

La determinazione dell'affidabilità a priori con approccio probabilistico richiede la modellazione matematica delle informazioni, non disponibili, delle fallanze che il sistema sperimenterà nell'arco della sua vita utile. In pratica consiste nell'elaborazione e valutazione statistica di indici prestazionali, definiti in funzione dei deficit di fornitura, calcolati attraverso modellazioni idrauliche del sistema in diversi scenari di funzionamento, in cui a ciascuno è associata una probabilità di accadimento (*Ciaponi, 2007*).

Nella definizione di tali scenari, sono introdotti i fattori, ognuno con una distribuzione probabilistica, che possono portare a situazioni di fallanza del sistema. In particolare, sono individuati:

- *Fattori meccanici* come guasti, fuori servizio di alcune componenti del sistema come tubazioni, valvole o pompe, interruzioni dell'alimentazione elettrica, ecc;
- *Fattori idraulici* come variazioni della domanda e/o diminuzione eccessiva della conduttanza idraulica delle tubazioni a causa del loro invecchiamento.

Si cerca quindi di ottenere una valutazione statistica degli indici prestazioni per il calcolo dell'affidabilità del sistema, in base alla probabilità di accadimento dei fattori di fallanza individuati.

In letteratura gli studi si diversificano in base alla tipologia delle cause di fallanza prese in considerazione: in alcuni casi sono presi in considerazione solamente i fattori idraulici o meccanici, altri metodi cercano di combinare entrambi i fattori. Le tecniche di calcolo proposte solitamente sono basate su simulazioni di lungo periodo, ma anche in questo caso in letteratura si trova una notevole diversificazione delle tecniche di calcolo proposte.

Per il calcolo dell'affidabilità secondo tale approccio, occorre valutare tramite simulazioni idrauliche, la portata effettivamente erogata quando in uno o più nodi la pressione sia inferiore a quella necessaria per garantire la portata richiesta. Nelle simulazioni è quindi necessario utilizzare l'approccio che in letteratura è definito come *PDA (Pressure – Driven Analysis)* che consente di identificare la soluzione che soddisfi sia le equazioni di continuità e del moto, ma anche le equazioni che correlano la portata erogata col carico effettivamente disponibile in un nodo. Solitamente la portata effettivamente erogata è definita come una funzione della portata richiesta attraverso la relazione di *Gupta & Bhave, 1996*:

$$Q_j = \alpha_j \cdot Qr_j$$

Dove α_j assume valori tra zero e uno a seconda del valore della pressione.

Un'altra possibilità per tenere conto del vincolo di legame $Q = f(H)$ è l'utilizzo del software EPANET 2 dove l'erogazione può essere schematizzata attraverso particolari dispositivi detti *emitters* la cui portata in uscita è funzione della pressione attraverso una legge imposta.

Per quanto riguarda l'analisi probabilistica delle fallanze meccaniche, molti autori nella valutazione dell'affidabilità limitano le fallanze alle sole condotte.

Seguendo l'approccio di *Martini (1987)*, la definizione dell'affidabilità strutturale dipende da due variabili aleatorie:

- Tasso di fallanza λ , ovvero la probabilità che si verifichi un guasto su un elemento del sistema;
- MTTR (mean time to repair), ovvero il tempo medio occorrente per la riparazione di un elemento.

L'affidabilità di un sistema è quindi data dalla relazione:

$$A = \frac{\frac{1}{\lambda}}{\frac{1}{\lambda} + MTTR}$$

E la vulnerabilità come complemento a 1 dell'affidabilità:

$$V = 1 - A$$

Stimando le funzioni A_j e U_j per ogni condotta della rete è possibile determinare la probabilità che nessun tronco della rete sia indisponibile:

$$p(0) = \prod_{j=1}^{NT} A_j$$

E la probabilità che un solo tronco della rete i non sia disponibile

$$p(i) = p(0) \frac{U_i}{A_i}$$

Come riporta *Ciaponi C. (2007)* le probabilità così ricavate possono essere utilizzate come fattori di peso w_k negli indici prestazionali per le condizioni di lavoro del sistema. Infatti, come visto precedentemente, a seconda della portata richiesta Qr_j e di quella effettivamente erogata Q_j , possono essere definiti degli indici in riferimento ad ogni stato di lavoro k , dove con stato di lavoro ci si riferisce alla disponibilità dei componenti della rete idrica. Analizzando NS stati di lavori ed essendo NN il numero totale dei nodi nella rete, gli indici formulati sono i seguenti:

- $R_{j,k} = \frac{Q_{j,k}}{Qr_j}$ *indicatore locale per la condizione di lavoro k- esima;*
- $RR_k = \frac{\sum_{j=1}^{NN} R_{j,k} Qr_j}{\sum_{j=1}^{NN} Qr_j}$ *indicatore globale per la condizione di lavoro k- esima;*
- $R_j = \sum_{k=1}^{NS} (R_{j,k} \cdot w_k)$ *indicatore locale per l'insieme delle condizioni di lavoro;*
- $RR = \sum_{k=1}^{NS} (RR_k \cdot w_k)$ *indicatore globale per l'insieme delle condizioni di lavoro.*

Con w_k fattore di peso da attribuire alla condizione di lavoro k - esima che può coincidere con la probabilità di accadimento prima ricavata.

In generale quindi, nella teoria dell'affidabilità classica si fa riferimento alla funzionalità strutturale del sistema ed in particolare ai possibili disservizi dovuti a difetti per invecchiamento dei manufatti, difetti di costruzione o manutenzione e al tempo di ripristino delle condizioni.

In questo lavoro di tesi si vuole invece definire l'affidabilità "intrinseca" del sistema acquedottistico del Pescara e dei Sibillini rispetto ad eventi siccitosi o eccezionali, come un sisma,

che portino ad una variazione degli apporti sorgentizi naturali. Si utilizzeranno un insieme di indici riconducibili a cause di disservizio sia endogene sia esogene, che possano rappresentare le condizioni *intrinseche* di funzionalità dell'acquedotto di adduzione rispetto alle utenze. In altre parole, attraverso delle grandezze semplici e facilmente misurabili, si vuole valutare il livello di servizio delle utenze senza prendere in analisi le modalità di funzionamento idraulico dello schema nelle diverse configurazioni di portata e l'analisi statistica delle serie idrologiche delle fonti di alimentazione.

6.2 Indici descrittivi dei livelli di servizio

La legge 36/94 e le successive modifiche prevedono che i gestori del servizio idrico integrato all'interno di ciascun ATO attuino il piano di manutenzione delle reti interne ed esterne secondo criteri di efficienza, efficacia ed economicità.

Di seguito si riporta la metodologia proposta da *Claps et al (2000)* per la valutazione del livello di servizio delle utenze in relazione alle caratteristiche fondamentali dello schema di adduzione.

L'approccio proposto evidenzia due aspetti connessi alla vulnerabilità di un sistema (complemento a 1 dell'affidabilità), quali la frequenza di fallanza e la severità di fallanza.

La frequenza di fallanza FRE tiene conto dei problemi di natura strutturale che possono verificarsi nel sistema che comportano periodi limitati di disagio per le utenze, anche se non necessariamente una diminuzione del volume erogato. Tale variabile è funzione della lunghezza delle condotte che servono le singole utenze e dell'entità della riserva idrica di ogni comune.

Al contrario, si associa alla severità di fallanza SEV tutte quelle fallanze che possono comportare una sostanziale diminuzione di volume per l'utenza o interruzioni prolungate del servizio idrico.

La severità di fallanza è associata alle dimensioni dell'utenza e quindi al consumo idrico del centro abitato. In caso di crisi idrica un centro di grosse dimensioni ne risentirà in misura maggiore rispetto alle utenze di dimensioni minori, soprattutto per la quota parte di risorsa utilizzata a scopi non potabili.

SEV può inoltre dipendere dal carico idraulico disponibile sul serbatoio di testata del comune; si tiene infatti conto del fatto che una riduzione prolungata della pressione in condotta sarà più penalizzante per le utenze con minor carico disponibile.

Infine, si riferiscono alla severità di fallanza connotazioni di natura idrologica, legando tale variabile alla molteplicità e frammentazione delle fonti sorgentizie, tanto meno stabili quanto più piccole e numerose.

Fatte queste premesse, si introducono i parametri caratteristici delle utenze da cui far dipendere i livelli di servizio; per ognuno di essi valori alti indicano alte probabilità di disservizio.

Ai fini della valutazione della frequenza di fallanza si utilizzano le variabili VOL e DIST. In particolare, la variabile VOL serve a valutare il peso della riserva idrica accumulabile da ogni utenza.

$$VOL = 1 - \frac{\text{volume dei serbatoi}}{\text{dotazione volumetrica giornaliera}}$$

Se le utenze sono servite da più serbatoi, si fa riferimento alla somma dei volumi relativi a ciascun serbatoio. Nel in cui il volume totale dei serbatoi fosse superiore alla dotazione giornaliera, la variabile VOL è posta pari a zero.

Il parametro DIST valuta invece l'effetto della lunghezza della condotta terminale relativa ad ogni centro abitato sulla frequenza di fallanza FRE ed è definita come:

$$DIST = \frac{\text{lunghezza della condotta dal partitore principale}}{\text{distanza massima nello schema}}$$

Dove con partitore principale ci si riferisce al partitore dove si raccolgono le acque provenienti dalle diverse fonti di alimentazione e comincia la distribuzione verso le utenze.

Per comuni serviti da più serbatoi il numeratore è determinato come la media delle distanze dei serbatoi dai rispettivi partitori principali. Se un comune è completamente sganciato dallo schema, ed alimentato solamente da fonti locali, la variabile DIST è posta pari a zero perché non significativa.

Per quanto riguarda la severità di fallanza SEV si considerano quattro variabili: CONS, PERC, FONT e CAR.

La variabile CONS è legata alle dimensioni del centro abitato ed in particolare al consumo presunto, ovvero la dotazione idrica in l/s per tutto il comune ed è espressa come:

$$CONS = \frac{\text{consumo presunto}}{\text{massimo consumo presunto nello schema}}$$

Nel caso di utenza completamente sganciata dallo schema e servita solamente da fonti locali, la variabile CONS non è significativa e posta uguale a zero.

Come detto in precedenza, la frammentazione delle fonti sorgentizie rappresenta un elemento di vulnerabilità, in quanto sono tanto più instabili quanto più piccole e numerose. La presenza di fonti relativamente piccole è definita attraverso il parametro PERC:

$$PERC = \frac{\text{Somma delle fonti effimere}}{\text{consumo presunto}}$$

Dove le fonti effimere sono delle fonti locali, ovvero che non confluiscono nello schema, ma riforniscono direttamente i comuni, la portata media è posta al di sotto di una certa soglia che può scaturire da confronti effettuati sulle portate medie delle sorgenti locali e che nel caso esaminato da *Claps et al. (2000)* era stata posta pari a 15 l/s.

Nel caso in cui un comune sia completamente sganciato dallo schema e collegato solamente a fonti locali, viene introdotto la variabile FONT che tiene conto della molteplicità di tali fonti ed è definita come:

$$FONT = 1 - \frac{\text{Media portata fonti locali}}{\text{Somma portata fonti locali}}$$

Infine, per tenere conto del carico idraulico sul serbatoio di testata del comune si fa riferimento alla quota dell'ultimo partitore a pelo libero e a quella del serbatoio di testata; per i centri serviti da più serbatoi, si fa riferimento al valore medio dei carichi disponibili. Tale fattore è preso in considerazione dalla variabile CAR definita come:

$$CAR = \frac{\frac{\text{consumo presunto}}{\sqrt{\text{pendenza}}}}{\max\left(\frac{\text{consumo presunto}}{\sqrt{\text{pendenza}}}\right) \text{ tra i comuni considerati}}$$

Con

$$\text{pendenza} = \frac{\text{dislivello tra il serbatoio e il partitore a monte}}{\text{distanza del serbatoio dal partitore a monte}}$$

In tabella si riportano i parametri considerati e le loro relazioni con i concetti di frequenza e severità di fallanza.

Tabella 24 riepilogo dei parametri indicatori dei livelli di servizio

VARIABILI GENERALI		PARAMETRI CARATTERISTICI
<p><i>Severità di fallanza</i> SEV</p>	∞	$\text{CONS} = \frac{\text{consumo presunto}}{\text{massimo consumo presunto nello schema}}$ $\text{PERC} = \frac{\text{Somma portata Fonti effimere}}{\text{consumo presunto}}$ $\text{FONT} = 1 - \frac{\text{Media portata Fonti locali}}{\text{Somma portata Fonti locali}}$ $\text{CAR} = \frac{\frac{\text{consumo presunto}}{\sqrt{\text{pendenza}}}}{\max\left(\frac{\text{consumo presunto}}{\sqrt{\text{pendenza}}}\right) \text{ tra i comuni considerati}}$
<p><i>Frequenza di fallanza</i> FRE</p>	∞	$\text{VOL} = 1 - \frac{\text{volume dei serbatoi}}{\text{dotazione volumetrica giornaliera}}$ $\text{DIST} = \frac{\text{lunghezza condotta dal partitore principale}}{\text{distanza massima nello schema}}$

I parametri introdotti sono quindi utilizzati per quantificare i livelli di servizio delle utenze attraverso i parametri FRE e SEV con valori compresi tra 0 e 1. Ai parametri si è scelto di dare egual peso, ottenendo le seguenti definizioni:

- *Utenza collegata in parte o completamente allo schema acquedottistico:*

$$SEV = \frac{CONS + PERC + CAR}{3}$$

$$FRE = \frac{VOL + DIST}{2}$$

- *Utenza sganciata dallo schema acquedottistico e collegata a sole fonti locali:*

$$SEV = \frac{PERC + FONT}{2}$$

$$FRE = VO$$

Dove in quest'ultimo caso i parametri CONS, DIST e CAR non sono significativi e non vengono dunque considerati.

La media dei valori assunti da FRE e SEV può essere assunta come vulnerabilità "intrinseca", inversamente proporzionale al livello di servizio complessivo:

$$V = \frac{SEV + FRE}{2}$$

Anche in questo caso si ritiene opportuno attribuire lo stesso peso ad entrambi gli indici: una diversa definizione dei pesi, non solo nella valutazione di V, ma anche di FRE e SEV, può essere effettuata solo da applicazioni di metodi che tengono conto del funzionamento idraulico dello schema.

Ottenuto l'indice globale di vulnerabilità, è possibile mettere a confronto i comuni serviti dallo stesso schema acquedottistico, risalendo a quelli che saranno più penalizzati in caso di carenza idrica o di riduzione di funzionalità in genere.

Di seguito verrà esposta l'applicazione di tale metodologia applicata al sistema acquedottistico di adduzione del Pescara e dei Sibillini che serve gran parte dei comuni delle province di Ascoli Piceno e Fermo.

6.3 Caso studio: schema acquedottistico del Pescara e dei Monti Sibillini

L'ATO 5 della Regione Marche serve il territorio dal punto di vista idropotabile e si estende nella direzione Est- Ovest tra il mare e i Monti Sibillini e nella direzione Nord-Sud tra i fiumi Tenna e Tronto.

I due acquedotti principali sono quelli del Pescara e quello dei Monti Sibillini che operano in interconnessione tra di loro e servono gran parte delle province di Ascoli Piceno e Fermo. È presente un terzo acquedotto minore, denominato Acquedotto del Vettore, che si estende nella zona nordoccidentale dell'ATO 5 al confine con l'ATO 4, che serve i comuni di Montegallo, Comunanza, Palmiano, Force, Montefalcone Appennino, Smerillo, Amandola e Montefortino.

In caso di emergenza idrica si aggiungono a queste reti quattro impianti di soccorso: i pozzi di Capodacqua nel comune di Arquata del Tronto a valle della sorgente di Capodacqua, i pozzi di Casteltrosino nella città di Ascoli Piceno, il campo pozzi di fosso dei Galli che attinge dal subalveo

del fiume Tronto nel Comune di San Benedetto del Tronto e i pozzi di Santa Caterina che attingono acqua dal subalveo del fiume Tenna a Nord di Porto San Giorgio.

In figura 67 è riportata la raffigurazione dei comuni serviti dall'ATO 5 marche Sud con l'indicazione dei sistemi acquedottistici dei Monti Sibillini, del Pescara e del Vettore.

In questa trattazione saranno presi in considerazione solamente gli acquedotti del Pescara e dei Monti Sibillini, rimandando al futuro le considerazioni riguardo l'acquedotto indipendente del Vettore.

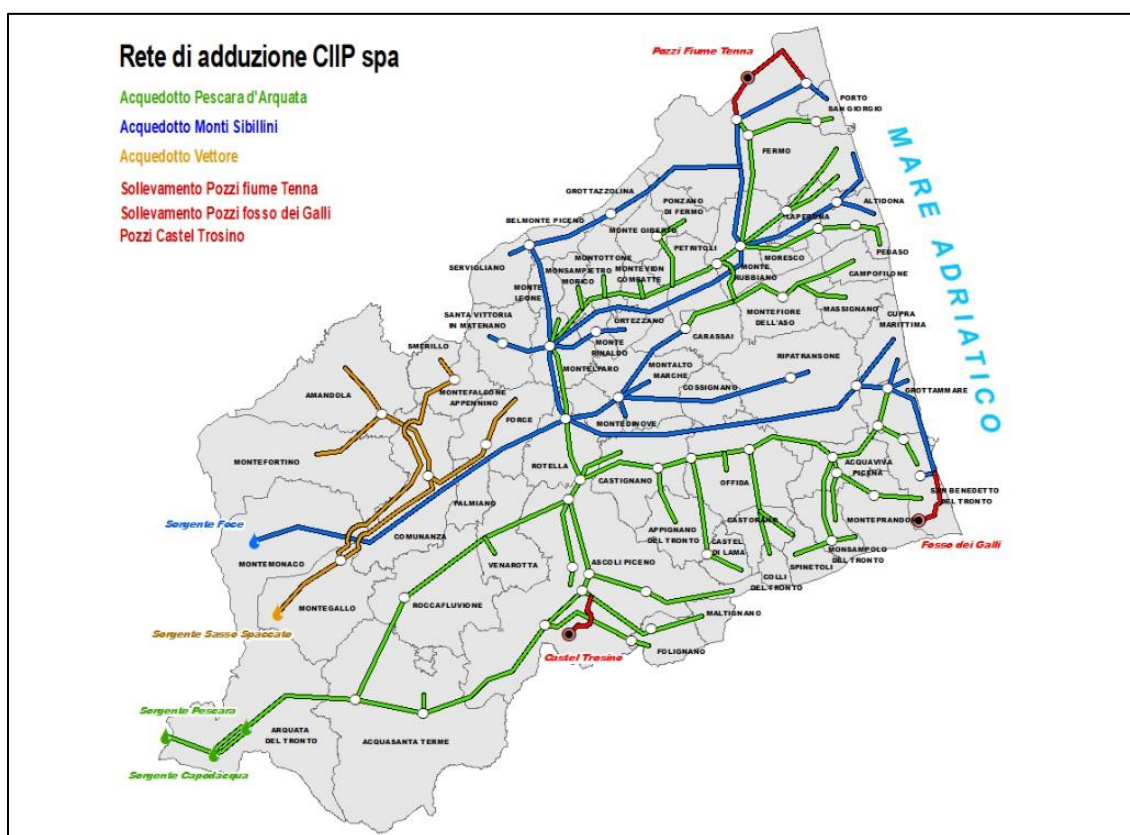


Figura 67 Schema acquedottistico ATO5

Come già visto in precedenza, l'acquedotto del Pescara attinge la risorsa idrica dalle due sorgenti principali poste nel Comune di Arquata del Tronto, ed in particolare dalla sorgente Capodacqua posta ad una quota di 850 m slm e dalla sorgente Pescara del Tronto, posta alla quota di 926 m slm. Dalle sorgenti attraverso la rete di adduzione, la risorsa è convogliata al partitore a pelo libero di Colleferno, la cui quota dello stramazzo che fissa il pelo libero della vasca di carico è pari a 836 m slm.

Da qui comincia la distribuzione verso i comuni della parte Sud dell'ATO 5 ed in particolare di: Acquasanta Terme, Roccafluvione, Venarotta, Ascoli Piceno, Folignano, Maltignano, Castignano, Rotella, Appignano del Tronto, Castel di Lama, Offida, Castorano, Colli del Trono, Acquaviva Picena, Monsampolo del Tronto, Spinetoli, Monteprandone, San Benedetto del Tronto e Grottammare.

In questa parte della rete in nodo di maggiore importanza è rappresentato dal nodo *Capradosso*, un partitore a pelo libero situato nel Comune di Ascoli Piceno ad una quota di 741 m slm, che ripartisce la portata da mandare ad Est verso San Benedetto del Tronto e quella da mandare a Nord verso il nodo *Rovetino*.

Quest'ultimo, situato nel Comune di Rotella, è un partitore in pressione a quota 541 m slm, e convoglia la portata proveniente da Colleferno e quella proveniente dalla sorgente Foce tramite la condotta dell'acquedotto dei Monti Sibillini.

Da qui partono due ramificazioni ad Est verso per servire i comuni nella fascia centrale dell'ATO e due condotte a Nord verso un altro nodo strategico denominato *Montelparo*.

Al nodo di Montelparo sono in realtà presenti due manufatti: un partitore a pelo libero alla quota di 588 m slm *Montelparo 1* e un partitore in pressione alla quota di 584 m slm denominato *Montelparo 2*.

Dal partitore a pelo libero partono due condotte: la prima di breve estensione va servire i comuni di Monte Rinaldo e Ortezzano, la seconda si estende fino alla costa servendo i paesi di Monsampietro Morico, Montottone, Monte Vidon Combatte, Carassai, Monte Giberto, Petritoli Monterubbiano, Moresco, Lapedona, Altidona e Pedaso.

Dal partitore in pressione partono altrettante due condotte. La prima in direzione Nord, servendo i paesi di Santa Vittoria in Matenano, Monteleone di Fermo e Servigliano, voltando verso Est, fino alla Città di Fermo, distribuendo la risorsa a Belmonte Piceno, Grottazzolina, Ponzano di Fermo e Fermo.

La seconda condotta segue invece il medesimo percorso della condotta uscente dal partitore a pelo libero verso la costa, voltando a Nord in corrispondenza di Monterubbiano per convogliare la risorsa alla Città di Fermo.

Al fine di applicare la metodologia proposta, si è ricostruito lo schema della rete acquedottistica partendo da un GIS fornito da Cicli Integrati Impianti Primari S.p.A, riportante tutte le condotte del sistema e tutti i manufatti presenti, quali serbatoi, partitori e impianti di sollevamento.

In figura 68 si riporta la mappa estratta dal software QGIS. In particolare, le condotte in azzurro rappresentano le condotte principali di adduzione, mentre quelle arancioni sono le condotte di distribuzione interne dei comuni. Sono poi riportati con dei pallini in bianco i manufatti presenti sul territorio, in rosso gli impianti di sollevamento dei campi pozzi e in blu le sorgenti montane e le fonti idriche locali.

Partendo da questa base si è costruita una mappa del territorio, indicando con dei nodi i manufatti di maggior rilevanza e i punti di collegamento cruciali di tutto il sistema. In questo modo è stato possibile capire in modo chiaro le modalità di alimentazione dei comuni della rete

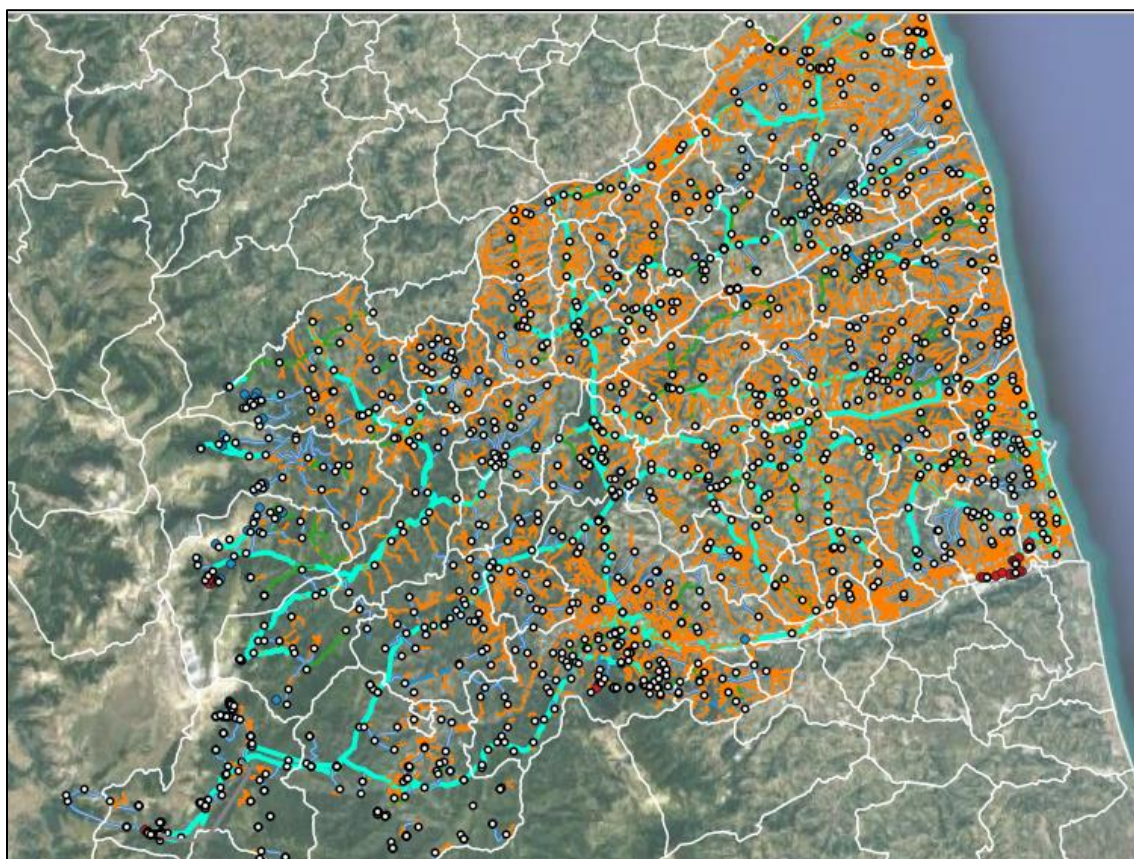


Figura 68 rete idrica su QGIS dell'ATO 5

Si riporta in figura 69 un breve estratto della mappa esemplificativo di quanto detto.

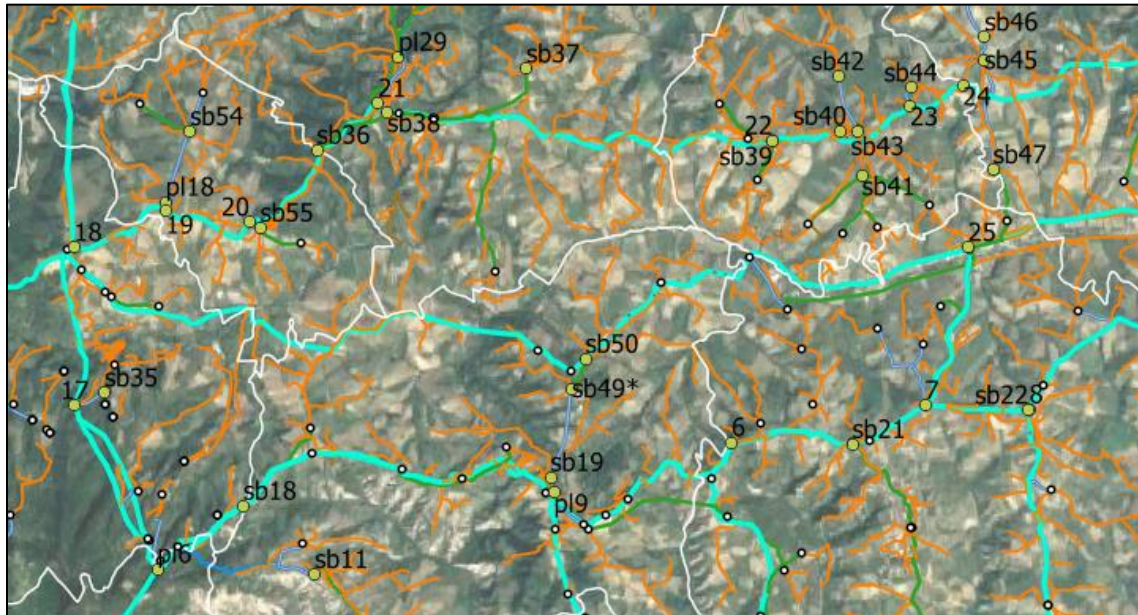


Figura 69 Indicazione dei nodi chiave della rete

In particolare, sono stati indicati con la dicitura *sb* i serbatoi, con *pl* i partitori a pelo libero e con numerazione progressiva i più importanti nodi di collegamento, compresi alcuni partitori in pressione.

Da puntualizzare il fatto che il territorio in genere è caratterizzato da forti dislivelli geografici, ad eccezione dei comuni nella fascia costiera, per cui molto spesso la rete di ciascun comune è suddivisa in più reti, ognuna dipendente da un serbatoio separato, in modo da realizzare fasce piezometriche differenti.

Poiché l'orografia è spesso molto accidentata, accade in molti casi che la stessa fascia piezometrica sia servita da reti dipendenti da serbatoi diversi. Questo spiega l'elevatissimo numero di serbatoi ubicati nel territorio del Consorzio.

Per questo motivo si è scelto di limitare la scelta dei serbatoi all'interno di ciascun comune a quelli di capacità maggiore e a quelli che, in base alle condotte distributrici e alle immagini raster, servono frazioni di dimensioni più grandi rispetto ad altri.

L'operazione di assegnazione dei nodi ai punti della rete ha permesso la ricostruzione di tutti i percorsi della rete idrica.

In particolare, si sono riportati su file Excel tutti i nodi, con le rispettive quote, e i percorsi dal nodo precedente al nodo in esame. In questo modo è possibile conoscere la distanza tra due nodi

Vulnerabilità intrinseca del Sistema acquedottistico

qualsiasi della rete che siano in qualche modo collegati da un percorso delle condotte. Si riportano di seguito dei brevi estratti esplicativi; in particolare in figura 70 sono riportati i percorsi dei rami principali della rete e in figura 71 i rami secondari, ovvero rami che si distaccano dai principali per convogliare l'acqua ai serbatoi comunali.

	ID	località	percorso nodi	lunghezza percorso [m]	distanza da Collefrono [m]
Ramo 1	0	Acquasanta Terme	0	0	0
	1	Acquasanta Terme	0-1	525,6	525,6
	3	Foccafalvione	1-3	5687	6212,6
	pl1	Foccafalvione	3-pl1	3243	9455,6
	pl2	Foccafalvione	pl1-pl2	2363	11818,6
	4	Foccafalvione	pl2-4	5235	17053,6
	s_monte Adamo	Ascoli Piceno	4 - s_ma	6345	23398,6
5	Ascoli Piceno	sb_ma -5	1070	24468,6	
pl6	Ascoli Piceno	5-pl6	1600	26068,6	
Ramo 2	pl5	Acquasanta Terme	1-pl5	5626	6151,6
	pl7	Ascoli Piceno	pl5-pl7	13267	18893
	pl8	Ascoli Piceno	pl7-pl8	7045	20312
Ramo 3	pl9	castignano	pl6-pl9	6908	32976,6
	6	Offida	pl9-6	3626	36602,6
	7	Offida	6-7	3132	39734,6
	8	Offida	7-8	1508	41242,6
	9	Castorano	8-9	5227,3	46469,9
	10	Pipatransone	8-10	5680	46922,6
	11	Acquaviva Picena	10-11	2245	49167,6
	12	Acquaviva Picena	11-12	1052,6	50220,2
sb49	Grottammare	12-sb49	3461	53681,2	
Ramo 4	13	Acquaviva Picena	11-13	609	49776,6
	14	Acquaviva Picena	13-14	4992	54768,6
	15	Monsampopolo del Tronto	14-15	1195	55963,6
Ramo 5	16	Montepadone	13-16	4714	54490,6
	pl17	San Benedetto del Tronto	16-pl17	3773	58263,6
Ramo 6	17	Rotella	pl6-17	2755,9	28824,5
	18	Rotella	17-18	2431,6	31256,1

Figura 70 percorsi tra i rami principali della rete

RAMI LATERALI								
	nodo	Volume [m3]	località	percorso nodi	lunghezza percorso [m]	distanza da PART PRINCIPALE [m]	tipologia	quota [m slm]
VENAROTTA	sb14	20	Venarotta	pl2-sb14	11597,15	23415,75	serbatoio	539
	sb5	35	Venarotta	pl2-sb5	11612,15	23430,75	serbatoio	480
	sb2	50	Venarotta	pl2-sb2	522	12340,6	serbatoio	540
	sb15	160	Venarotta	pl2-sb15	6876	18634,6	serbatoio	455
	Vtot	265			media	19470,425		
ASCOLI PICENO	sb6	100	Ascoli Piceno	pl7-sb6	860	19753	serbatoio	549
	sb7	1000	Ascoli Piceno	5-p14-sb7	8723	33191,6	serbatoio	210
	sb115	10000	Ascoli Piceno	5-p14-sb115	9093	33551,6	serbatoio	213
	sb116	1000	Ascoli Piceno	5-p13-sb116	13475	37943,6	serbatoio	154
	sb117	4500	Ascoli Piceno	5-p13-sb117	12615	37093,6	serbatoio	202
Vtot	16500			media	32304,68			
ACQUASANTE TERME	sb16	580	Acquasante Terme	pl5-sb16	373	6524,6	serbatoio	464
	sb118	300	Acquasante Terme	pl5-sb118	1279	20172	serbatoio	483
	sb119	150	Acquasante Terme	pl5-sb119	2576	22888	serbatoio	412
	Vtot	1030			media	16528,2		
FOLIGNANO	sb8	500	Folignano	pl8-sb8	7260	27572	serbatoio	371
	sb120	500	Folignano	52-sb120	6183	39734,6	serbatoio	267
	sb121	200	Folignano	52-sb121	6183	39734,6	serbatoio	267
	Vtot	1200			media	35680,4		
MALTIGNANO	sb17	200	Maltignano	sb121-sb17	5171	44305,6	serbatoio	305
	sb122	200	Maltignano	sb121-sb17	4559	44232,6	serbatoio	201
	Vtot	400			media	44539,1		
CASTIGNANO	sb11	45	Castignano	pl6-sb11	2716,14	28784,74	serbatoio eq	490
	sb18	90	Castignano	pl6-sb18	3194	23262,6	serbatoio	552
	sb19	30	Castignano	pl3-sb19	295	33271,6	serbatoio	508
	Vtot	165			media	30439,64667		

Figura 71 percorsi tra i rami secondari della rete

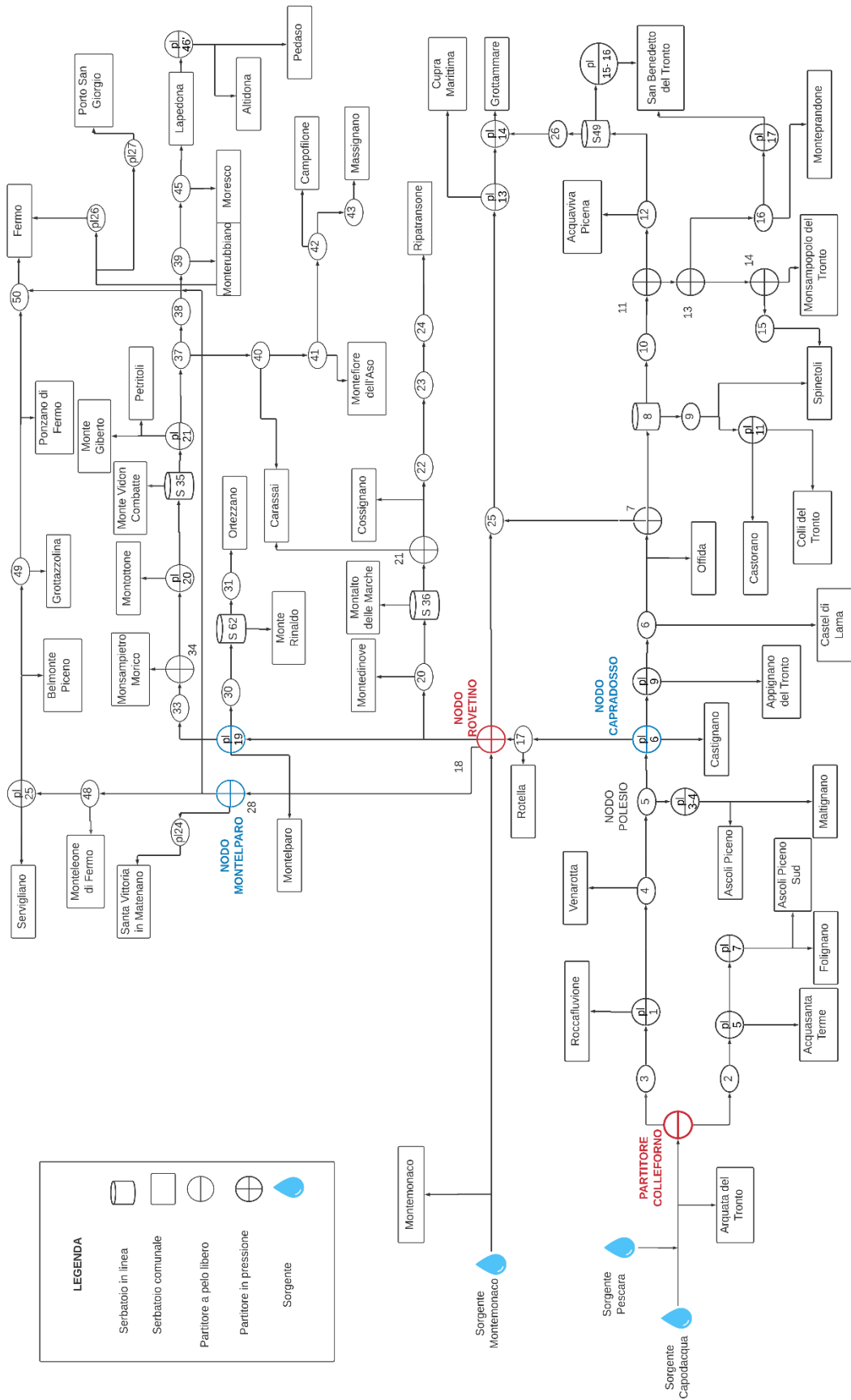
Con la costruzione di questa mappa è stato quindi possibile determinare le distanze dei serbatoi comunali dai partitori principali, nonché le distanze e le pendenze tra serbatoi e partitori a monte delle utenze.

Si è quindi costruita una mappa semplificata della rete, tramite il software online *Lucidchart*, riportante le utenze e nodi principali della rete.

Per semplicità non sono stati riportati tutti i partitori e i nodi individuati nello schema, ma solamente quelli più rilevanti. Inoltre, sono indicati in rosso i partitori principali di Colleferno e Rovetino dove sono raccolte le acque provenienti dalle sorgenti, mentre in blu sono indicati i nodi aventi un ruolo chiave nel sistema di adduzione, ovvero il nodo Capradrosso e il nodo Moltelparo. Sempre per semplicità comunicativa, si è scelto di non rappresentare tutti i serbatoi comunali, ma di indicare le utenze servite con dei rettangoli indicanti l'insieme dei serbatoi all'interno di ogni comune. La mappa costruita è riportata nella pagina seguente.

Si fa notare inoltre che in figura 67 l'acquedotto del Pescara sembri avere uno schema delle condotte ad anello che si chiude nella città di Ascoli; nella realtà si è riscontrato che la condotta del ramo inferiore ha un diametro molto più piccolo di quella del ramo superiore, così come la portata transitante che è di soli 35 l/s. Fatte queste considerazioni, e facendo riferimento allo schema delle condotte sul GIS, si capisce come dal punto di vista acquedottistico, non possa essere considerato un anello chiuso ed è più opportuna la rappresentazione riportata nello schema di seguito, dove la condotta inferiore serve una parte di Ascoli Piceno e il comune di Folignano.

Vulnerabilità intrinseca del Sistema acquedottistico



6.4 Considerazione sugli indici e risultati ottenuti

Prima di riportare i risultati ottenuti, si ritengono opportune alcune considerazioni sui dati utilizzati e sulle modalità di calcolo degli indici sopra descritti.

Per quanto riguarda l'indice DIST, questo è funzione della distanza del serbatoio comunale da partitore principale di riferimento. Però, come precedente riportato, a causa dell'orografia del terreno, un singolo comune è sempre servito da più serbatoi di testata posti a quote differenti. Per tale motivo il parametro, per ogni utenza, è calcolato come la media delle distanze dei serbatoi comunali dal partitore principale.

Un'altra considerazione su questo parametro è in merito al Comune di Carassai e alla città di Fermo: analizzando lo schema si è riscontrato che il sistema di condotte che va a servire queste utenze forma un anello chiuso. Questo aspetto in merito ad utenze collegate ad anello chiuso è stato preso in considerazione in uno sviluppo successivo della metodologia vista finora condotto da Sileo, Silvagni, Claps (2003). In questo studio si riporta che in caso di utenza servita da un anello e con un solo partitore principale la lunghezza della condotta è pari ad una lunghezza equivalente calcolata secondo la seguente relazione:

$$\frac{1}{\sqrt{L_{eq}}} = \frac{1}{\sqrt{L_1}} + \frac{1}{\sqrt{L_2}}$$

Dove L_1 e L_2 sono le lunghezze dei percorsi verso il partitore principale.

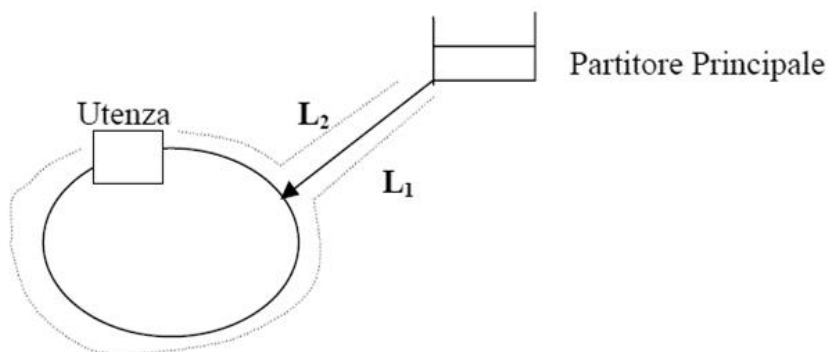


Figura 72 Rappresentazione schematica di un anello con un solo partitore principale

La variabile CONS è calcolata per ogni utenza come il rapporto tra il consumo presunto e il massimo consumo presunto nello schema. Per la valutazione dei consumi si è fatto riferimento ai dati stimati sulle dotazioni idriche della popolazione residente riportate nel PRA della Regione Marche.

In particolare, nel suddetto elaborato di piano viene stimata la dotazione idrica per la popolazione residente sul principio del maggiore fabbisogno unitario dei centri urbani più grandi, dovuto a maggiori esigenze per i servizi pubblici e sociali e per la presenza di maggiori attività produttive inglobate nel tessuto urbano della città. Le dotazioni assegnate sono quelle massime nel giorno di massimo consumo, comprendenti anche le perdite di reti annuali stimate circa il 30 % del prelevato.

Si riporta quindi in tabella la dotazione idrica pro capite stimata nel PRRA della Regione Marche per la popolazione residente in funzione del numero di abitanti.

Tabella 25 Dotazione idrica pro capite stimata per la Regione Marche

Popolazione (ab)	Dotazione idrica pro capite (l/ g x ab)
< 5.000	310
Da 5.000 a 10.000	350
Da 10.000 a 50.000	390
Da 50.000 a 100.000	430
Oltre 100.000	450

Si è fatta la scelta cautelativa di considerare solamente la popolazione residente e non quella fluttuante. Infatti, le città che presentano i maggiori consumi per la popolazione residente, sono anche quelle che registrano i maggiori afflussi.

Per definizione dell'indice CONS:

$$CONS = \frac{\text{consumo presunto}}{\text{massimo consumo presunto nello schema}}$$

Se si considerasse l'apporto della popolazione fluttuante, i comuni di maggiori dimensioni avrebbero comunque valori alti dell'indice, ma quelli di piccole dimensioni che generalmente non registrano grandi afflussi, risulterebbero avere valori CONS notevolmente più piccoli; sarebbe quindi un'affidabilità solamente apparente.

Altre considerazioni da fare prima della discussione dei risultati, riguarda l'indice CAR, che si basa sulla pendenza tra il partitore e pelo libero a monte dell'abitato e serbatoio cittadino. Come precedentemente riportato, vista la particolare orografia del territorio, i comuni sono in genere serviti da più serbatoi. Per dare maggiore rilevanza alle frazioni di più grosse dimensioni, si è quindi scelto di calcolare l'indice CAR non con una media della pendenza, ma attribuendo un maggior peso ai serbatoi di capacità maggiore.

In altre parole, se nella singola utenza si riscontrano N serbatoi di testata, la pendenza a cui si farà riferimento nell'indice CAR sarà così definita:

$$\bar{i} = \frac{\sum_{j=1}^N (V_j \cdot i_j)}{V_{tot}}$$

Si ottiene quindi una pendenza pesata sui volumi dei serbatoi presenti.

La variabile PERC dipende dalla portata delle fonti effimere, ovvero fonti locali con portata molto piccola. I dati disponibili nell'Elaborato di Piano della Regione Marche riportano che Ascoli Piceno e Arquata del Tronto attingano una piccola parte della risorsa idrica rispettivamente dal gruppo Sorgentizio Maddalena e dalla sorgente Monti Azzurri. Inoltre, anche i comuni di Acquasanta Terme, Campofilone, Carassai, Fermo, Grottammare, Massignano, Montefiore dell'Aso e Rotella presentano dei punti di alimentazione al di fuori delle sorgenti principali. Di questi punti non è nota la portata delle singole fonti, ma è invece note la somma di tutte queste derivazioni minori varie. Tale portata è stata ripartita tra i detti comuni in maniera proporzionale alla loro dotazione idrica.

Infine, gli impianti di sollevamento sono concentrati in corrispondenza dei campi pozzi e sono completamente assenti rilanci in linea nella rete principale. Per tale motivo in questa trattazione non si prendono in considerazione gli impianti di pompaggio, che determinano una maggiore aleatorietà nelle condizioni di funzionamento dello schema.

Si riportano nelle pagine seguenti i grafici facenti riferimento ai risultati ottenuti per una valutazione visiva della distribuzione dei parametri tra i diversi comuni.

Vulnerabilità intrinseca del Sistema acquedottistico

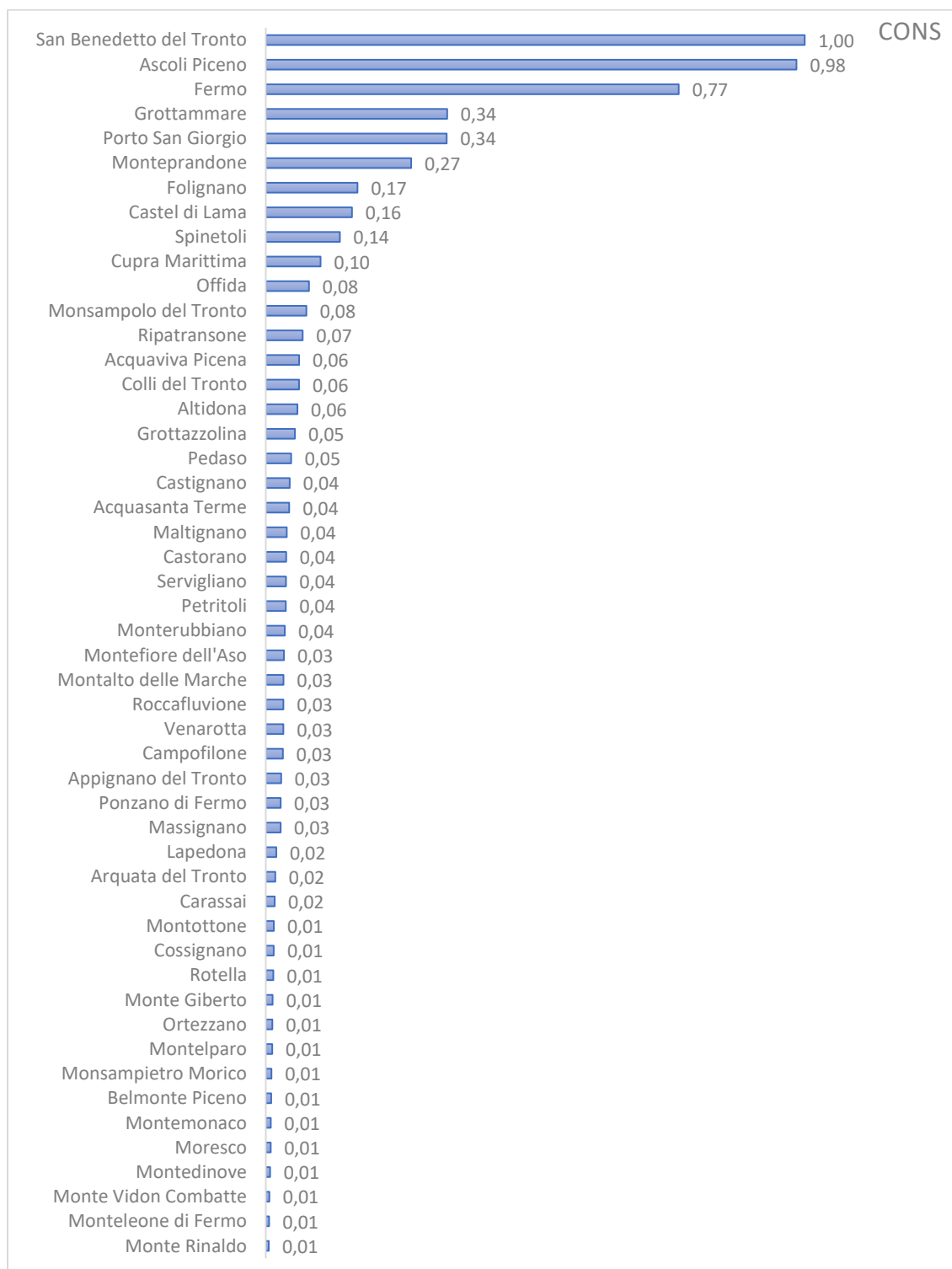


Figura 73 Distribuzione della variabile CONS tra i comuni dello schema

Vulnerabilità intrinseca del Sistema acquedottistico

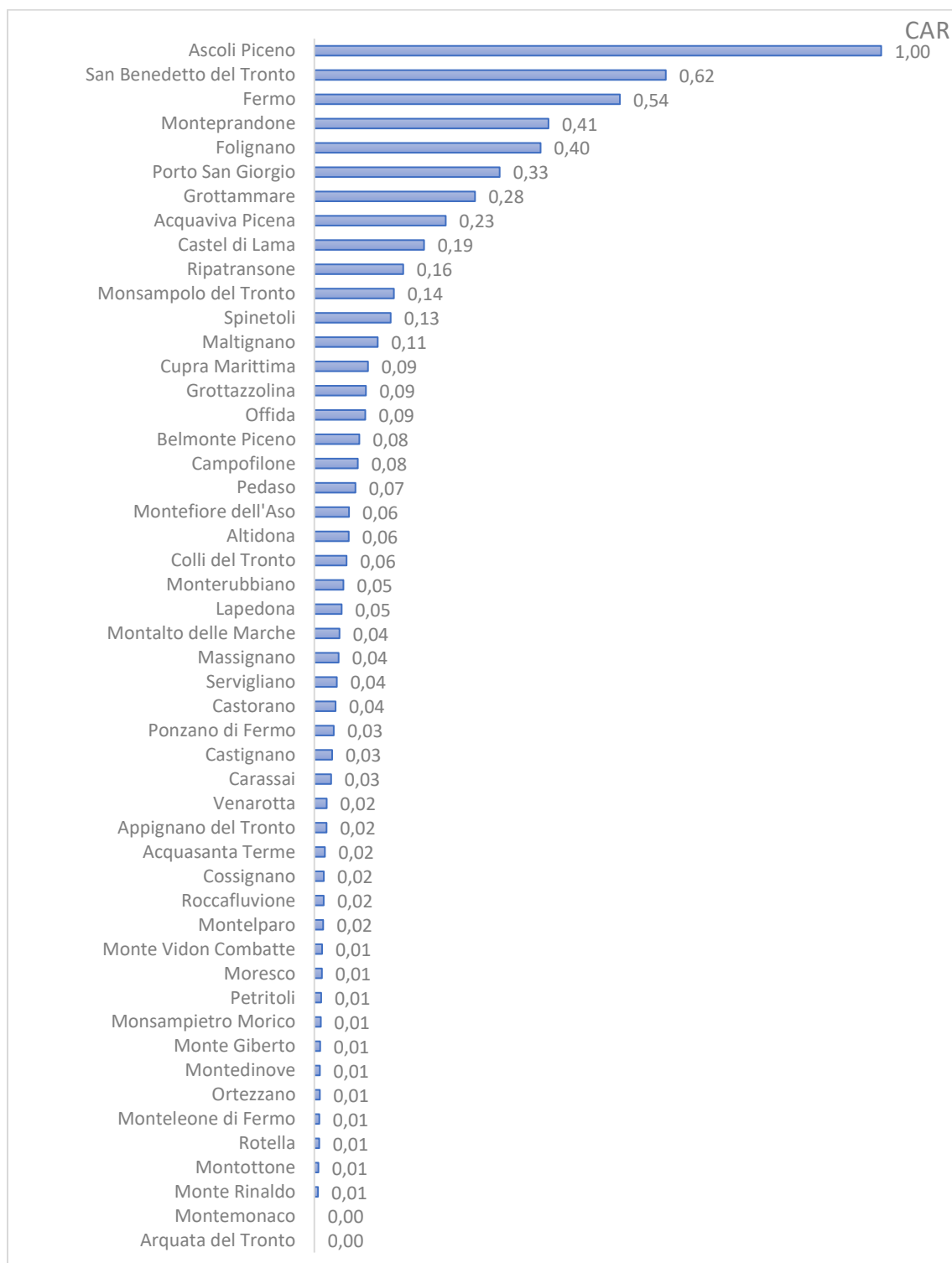


Figura 74 Distribuzione della variabile CAR tra i comuni dello schema

Vulnerabilità intrinseca del Sistema acquedottistico

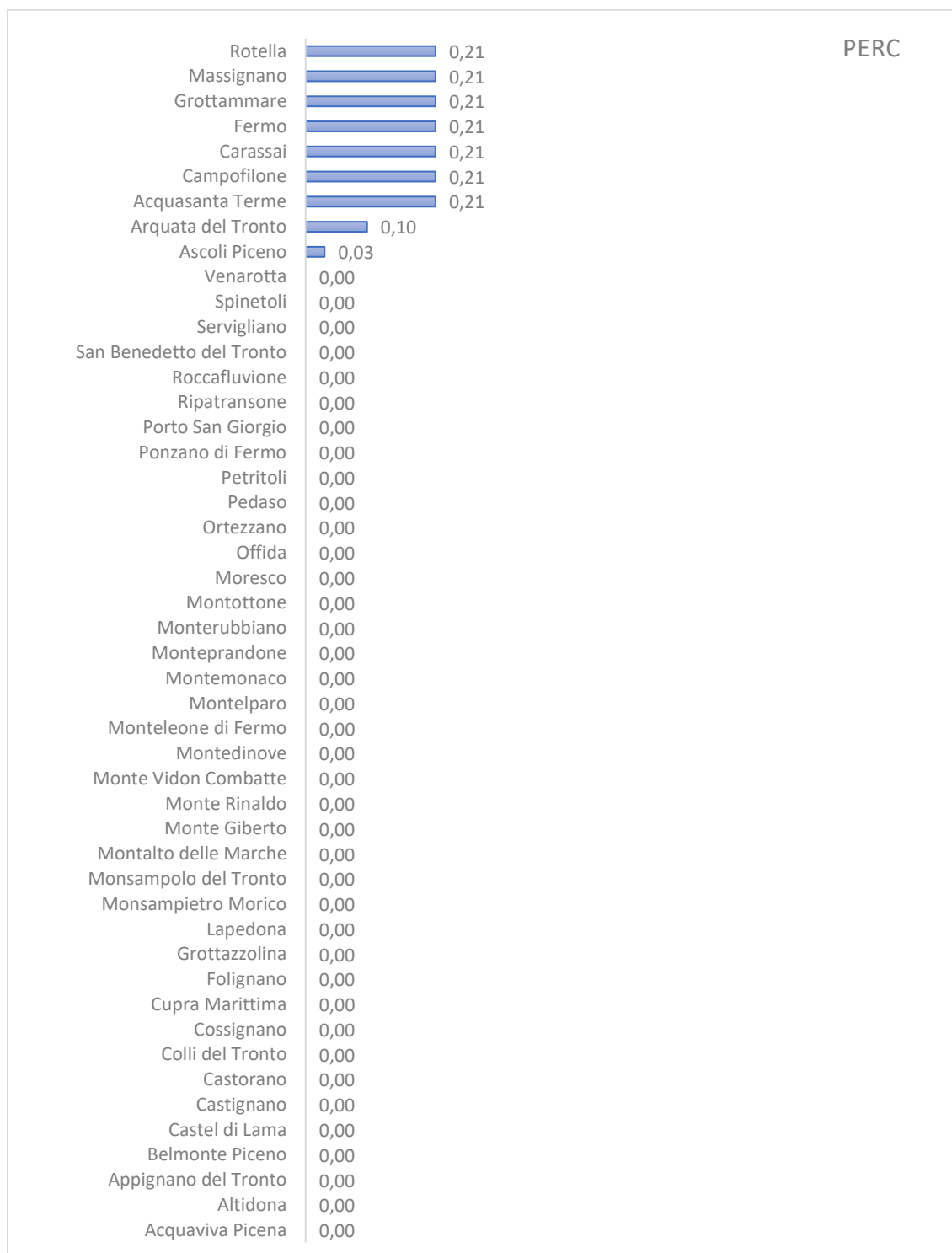


Figura 75 Distribuzione della variabile PERC tra i comuni considerati

Vulnerabilità intrinseca del Sistema acquedottistico

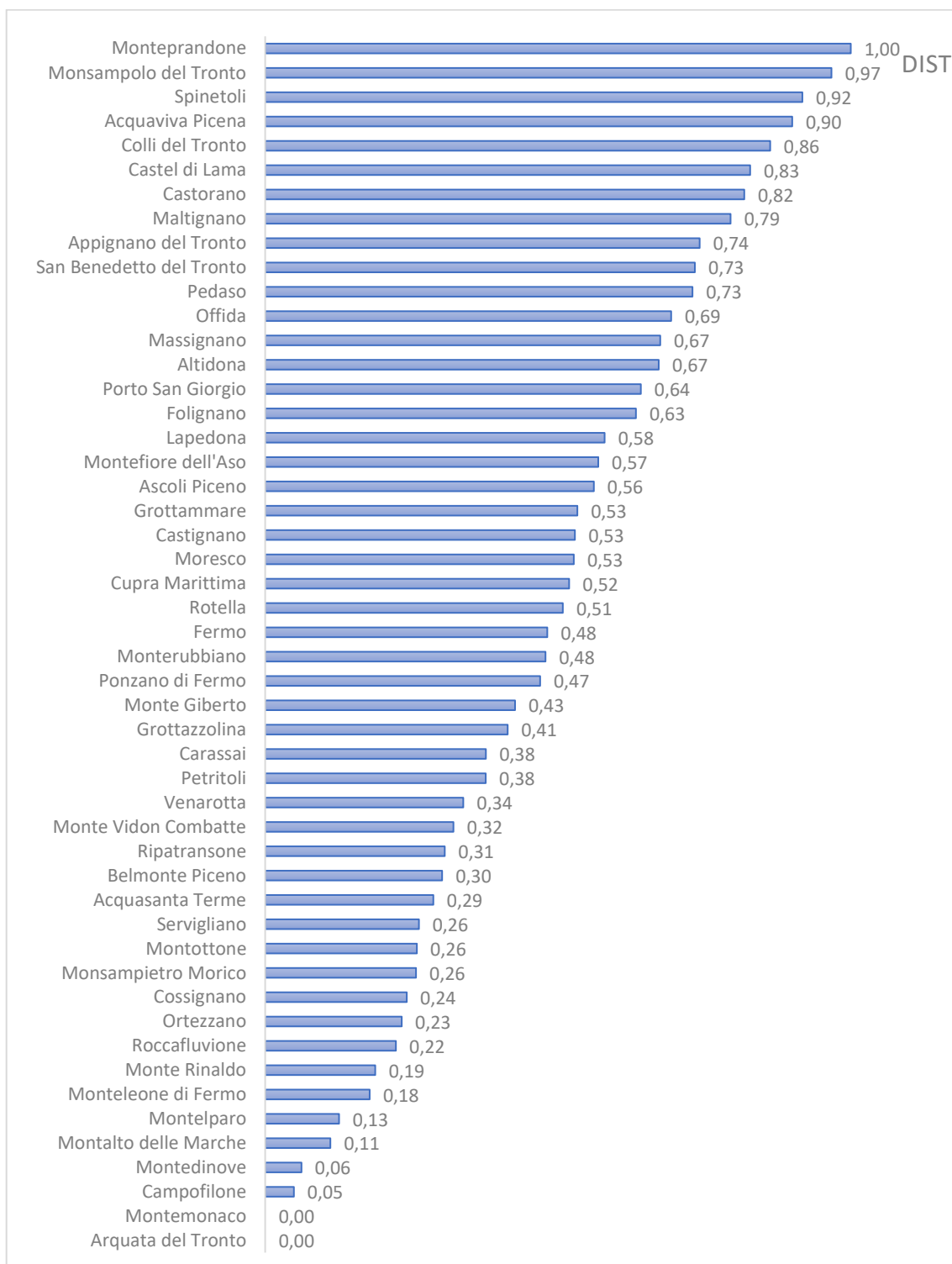


Figura 76 Distribuzione del parametro DIST tra i comuni dello schema

Vulnerabilità intrinseca del Sistema acquedottistico

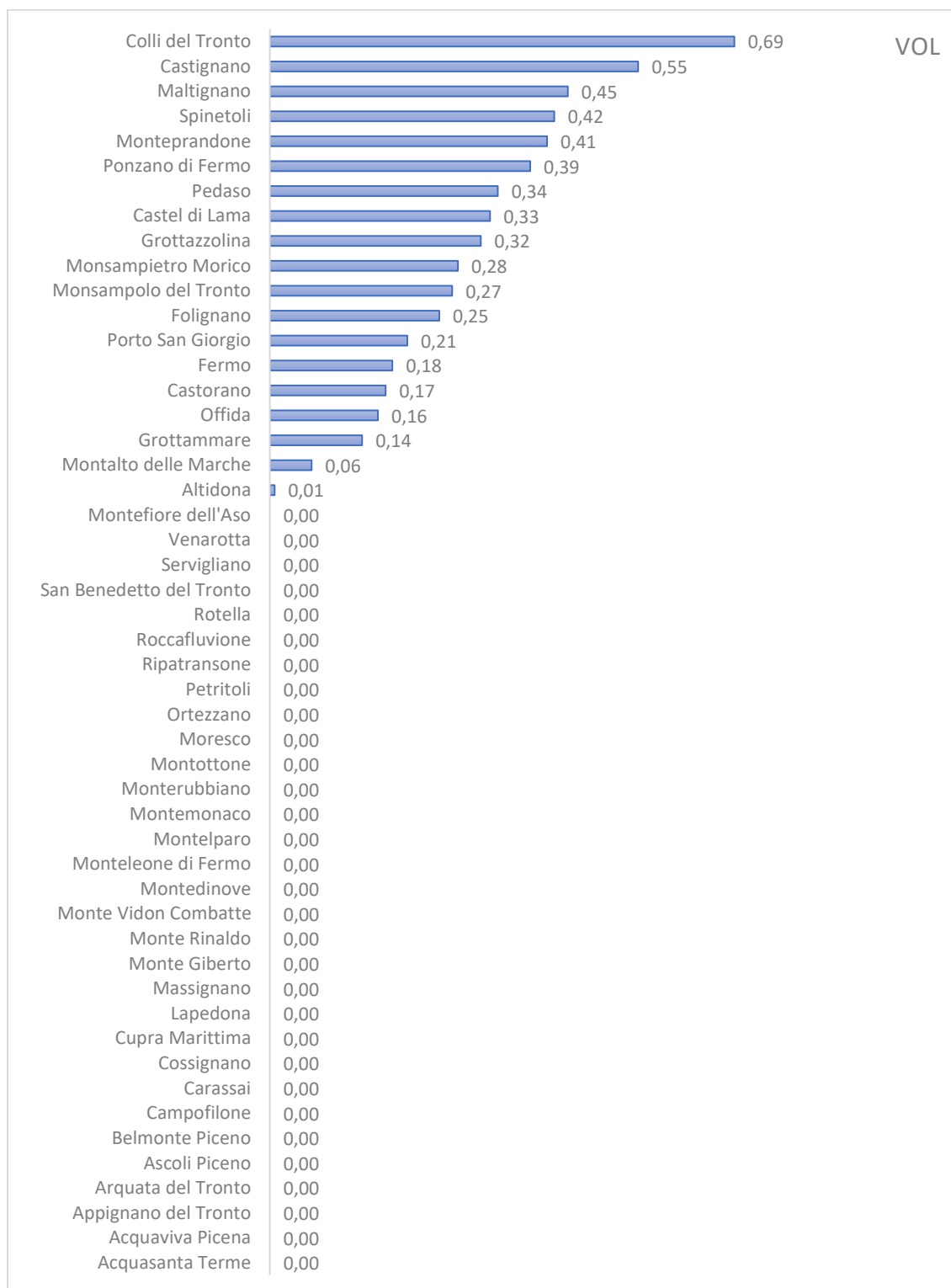


Figura 77 Distribuzione del parametro VOL tra i comuni dello schema

Vulnerabilità intrinseca del Sistema acquedottistico

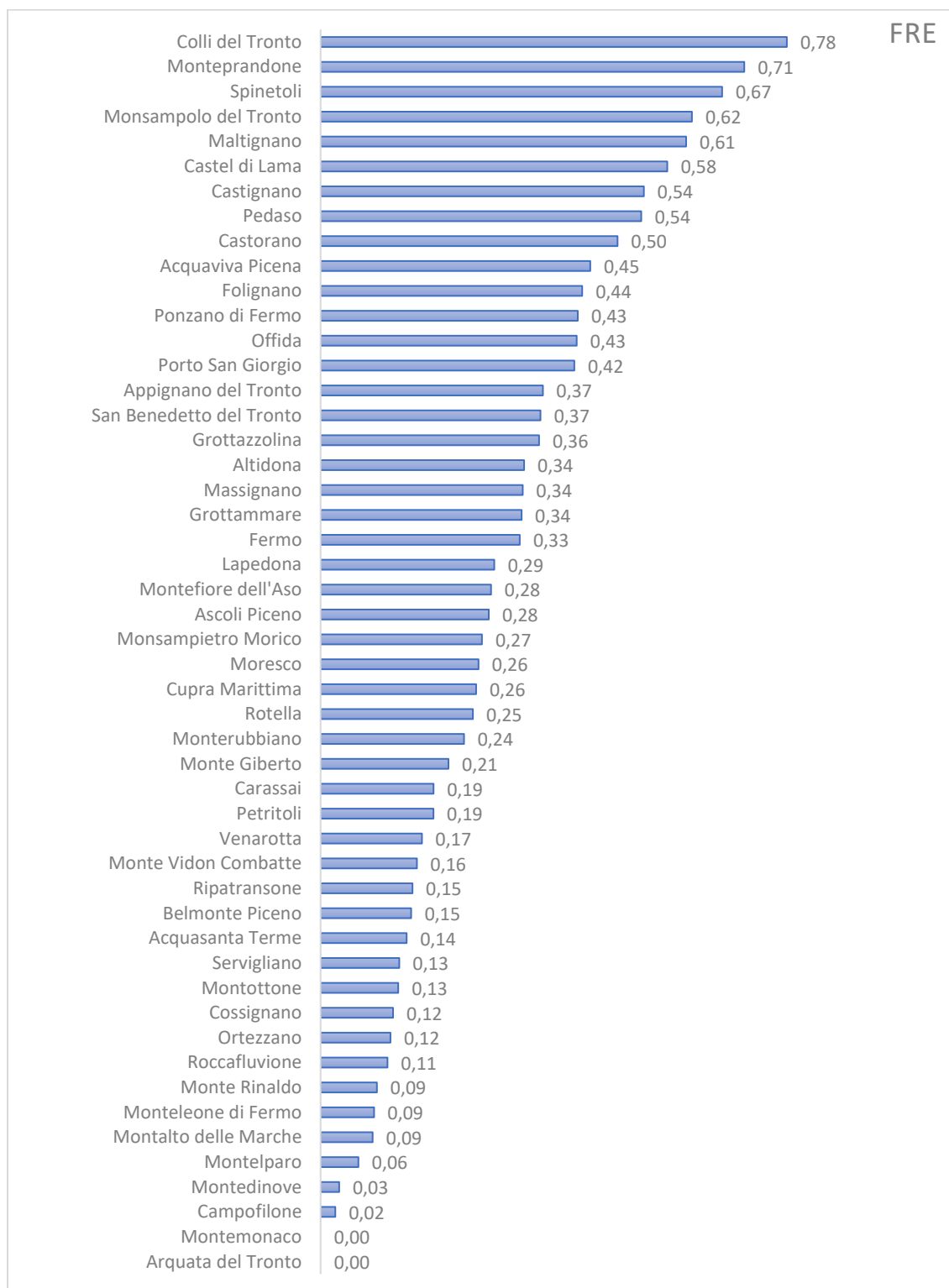


Figura 78 Distribuzione del parametro FRE tra i comuni dello schema

Vulnerabilità intrinseca del Sistema acquedottistico

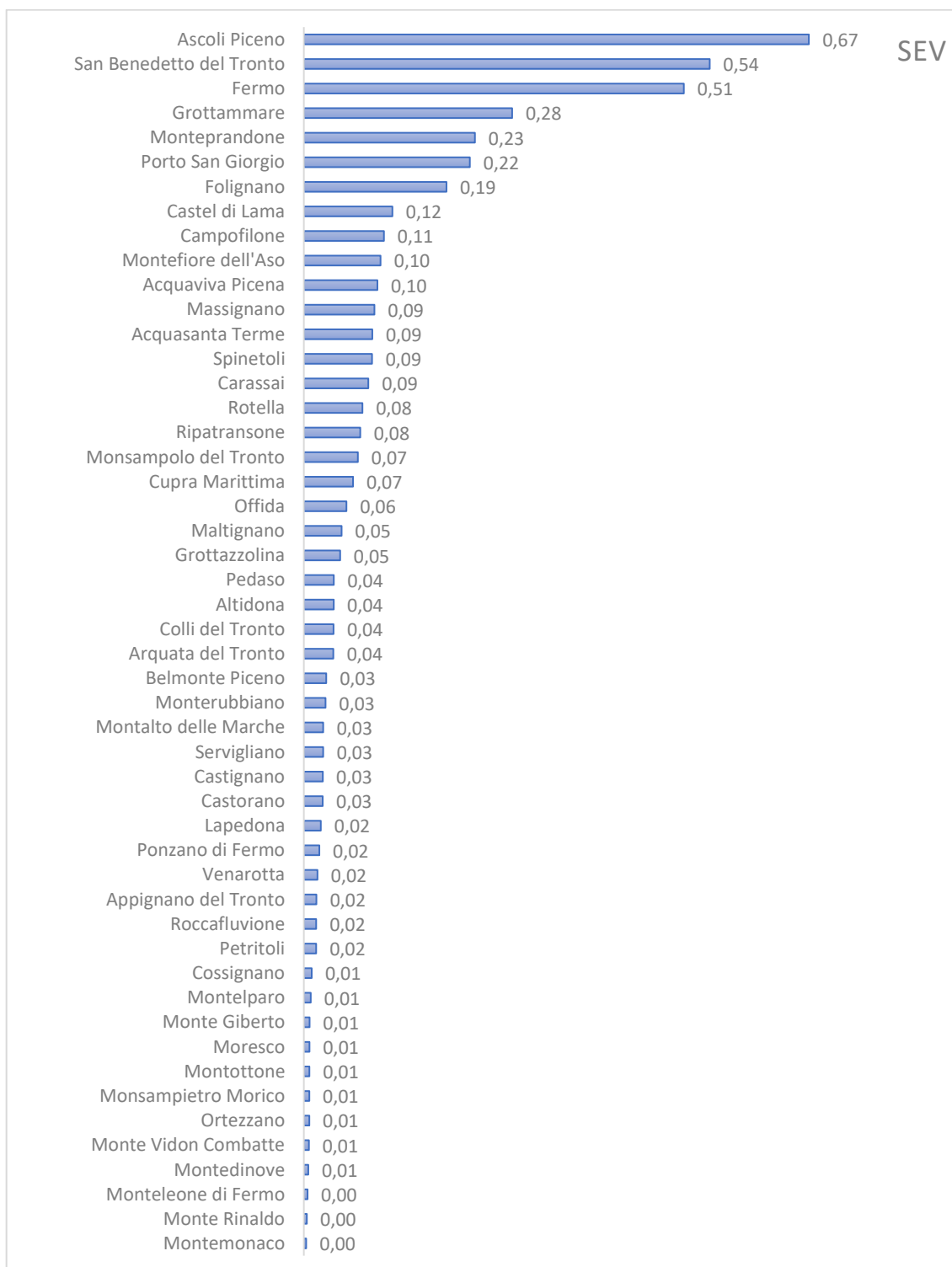


Figura 79 Distribuzione del parametro SEV tra i comuni dello schema

Vulnerabilità intrinseca del Sistema acquedottistico

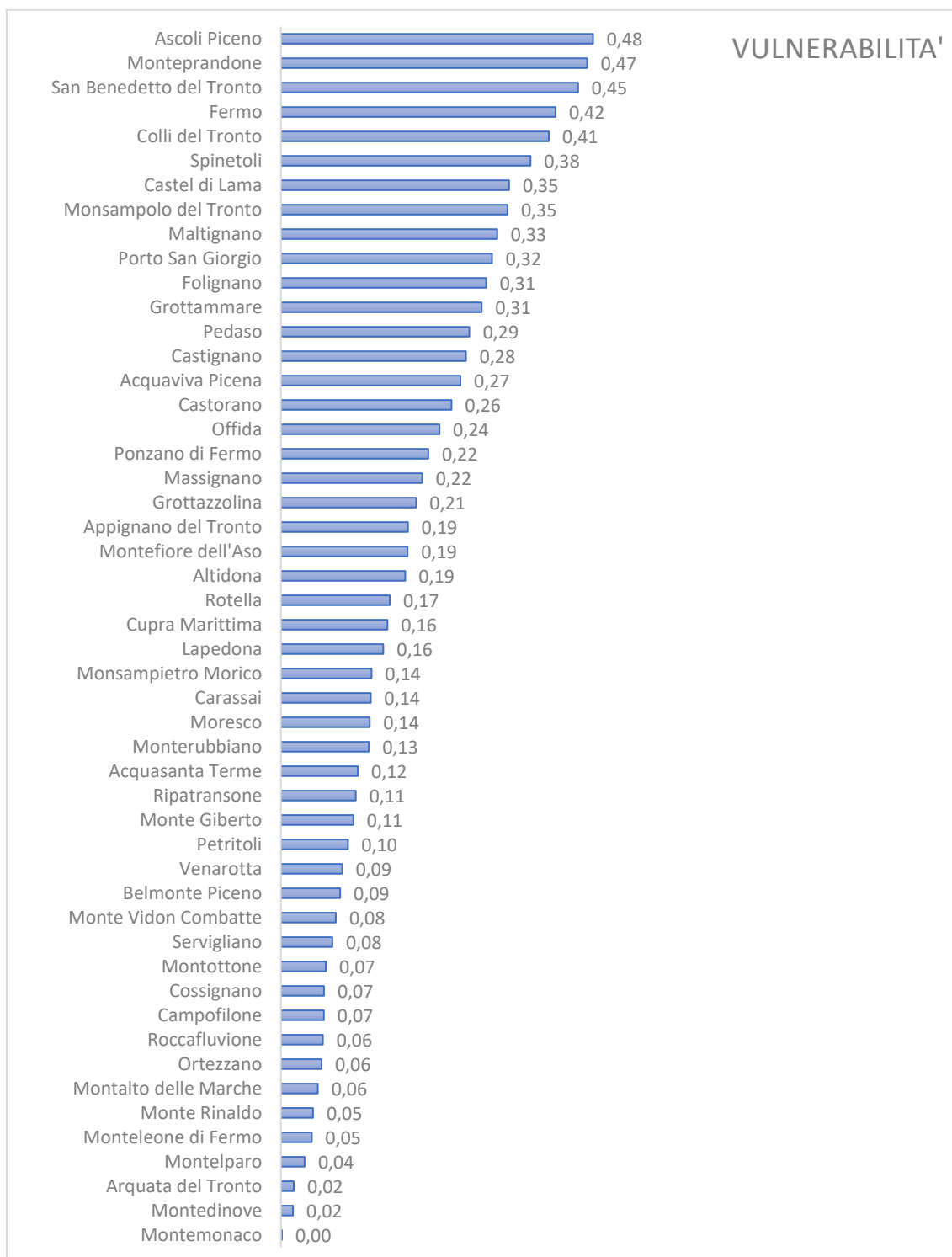


Figura 80 Distribuzione dell'indice vulnerabilità intrinseca tra i comuni dello schema

Esaminando queste figure si possono notare immediatamente alcune peculiarità dello schema idrico considerato a partire dalla più evidente che è la presenza tre di centri abitati di maggiori dimensioni rispetto agli altri. I grafici relativi a CONS e CAR, parametri direttamente connessi alla dotazione idrica, mostrano che le posizioni relative ai valori più elevati sono occupate dai centri abitati maggiori, ovvero Ascoli Piceno, San Benedetto del Tronto e Fermo. In particolare, in riferimento al parametro CONS, l'abitato di San Benedetto del Tronto di quasi 47500 abitanti al 2021, fornisce il valore di riferimento, seguono Ascoli Piceno che contando quasi 47000 abitanti restituisce un parametro CONS di 0,98 ed infine la città di Fermo che presenta un valore di 0,77. La restante parte dei comuni ha valori molto inferiori, nella maggior parte dei casi un ordine di grandezza in meno.

Nel parametro CAR, dove oltre la dotazione idrica entra in gioco il carico idraulico sui serbatoi principali, è la città di Ascoli Piceno a dettare il valore di riferimento. Qui si nota un netto distacco rispetto agli due centri di grandi dimensioni; infatti, i centri di San Benedetto del Tronto e Fermo, pur presentando valori del parametro CAR più alti rispetto la media, rimangono comunque contenuti nel range di 0,55 – 0,60 grazie al carico idraulico più elevato sui serbatoi di testata che compensa la cospicua dotazione idrica richiesta.

Facendo riferimento a questi due parametri e al parametro PERC, si ottiene che alla Città di Ascoli Piceno è associata una severità di fallanza di quasi il 70 %, cioè è altamente probabile che una crisi idrica o una riduzione di funzionalità del sistema comporti una sostanziale riduzione di volume per l'utenza o prolungate interruzioni della fornitura idrica. Intorno a valori del 50% di SEV ricadono i Comuni di Fermo e San Benedetto del Tronto. Tuttavia, per l'80% dei centri esaminati la severità di fallanza non supera il 10%.

Stando a queste considerazioni si ha l'impressione che i tre centri abitati maggiori siano al di fuori del contesto dei comuni serviti, ed appartenenti ad una diversa categoria di utenza. In realtà, guardando ai valori dei parametri che descrivono la frequenza di fallanza si nota come l'effetto tampone dei volumi dei serbatoi e la conformazione geografica dello schema vadano attenuare le differenze tra i centri maggiori e gli altri comuni dello schema.

In particolare, per quanto riguarda la variabile VOL, la maggior parte dei comuni assume per questo parametro valore 0, ovvero il volume totale dei serbatoi è maggiore della dotazione giornaliera e tra queste rientrano anche Ascoli Piceno e San Benedetto del Tronto.

La restante parte dei comuni ha comunque una buona riserva idrica, tra cui la città di Fermo con VOL pari a 0,18. Da attenzionare risulta invece essere la situazione dei comuni di Monteprandone, Spinetoli e Maltignano che assumono valori del parametro compresi tra 0,4 e 0,45. Infine, i casi più critici in termini di consistenza della riserva idrica sono quelli di Castignano e Colli del Tronto con valori di VOL rispettivamente di 0,55 e 0,69.

La variabile DIST ha un andamento regolare e discendente dal valore di 1 riferito al comune di Monteprandone, che fornisce il valore di riferimento, seguito da Monsampolo del Tronto, Spinetoli e Acquaviva Picena, fino al valore 0 di Arquata del Tronto e Montemonaco, che sono connessi direttamente alle sorgenti principali dello schema.

Dalla combinazione di VOL e DIST si ottiene la frequenza di fallanza FRE che presenta andamento pressoché regolare. In questo caso i comuni più svantaggiati sono quelli che presentano una combinazione di posizione periferica e riserva idrica limitata prima della distribuzione interna. In particolare, Colli del Tronto sfiora valori di frequenza di fallanza dell'80%, seguito da Monteprandone, Spinetoli e Monsampolo del Tronto; si nota invece che i centri abitati maggiori di Fermo e San Benedetto del Tronto, pur trovandosi sulla costa, e quindi molto distanti dai partitori principali, non hanno valori di FRE così elevati (rispettivamente 0,33 e 0,37), grazie alla buona riserva di risorsa idrica a monte della distribuzione interna. D'altronde Ascoli Piceno, essendo molto vicina al partitore di Colleferno e avendo grande capacità dei volumi dei serbatoi, registra un valore di FRE di 0,28.

Infine, il grafico di figura 80 mostra la vulnerabilità intrinseca dei comuni dello schema. L'andamento è regolare e nessuno dei comuni considerati ha una vulnerabilità maggiore del 50%. Ascoli Piceno risulta ancora il centro più vulnerabile, ma tuttavia con un fattore ragionevole rispetto agli altri comuni. Segue il comune di Monteprandone che pur avendo un valore medio di SEV è molto penalizzato da un'alta frequenza di fallanza.

Gli abitati di San Benedetto del Tronto, Fermo e Colli del Tronto presentano vulnerabilità intrinseca dell'ordine del 40-45 %.

Gli abitati con maggiore grado di affidabilità sono Arquata del Tronto e Montemonaco, che essendo direttamente connessi alle sorgenti principali dello schema, presentano massimi livelli di affidabilità, cui si aggiunge in comune di Montedinove.

Un'ultima considerazione è stata fatta in merito alla presenza degli impianti di soccorso presenti nei comuni di Ascoli Piceno, Fermo, Folignano, Maltignano, Monteprandone, Porto San Giorno e San Benedetto del Tronto. Qualora infatti si verificasse una crisi idrica o una riduzione del funzionamento del sistema, tali utenze potrebbero in parte soddisfare il proprio fabbisogno idrico sfruttando tali portate aggiuntive. Al fine della valutazione vulnerabilità del sistema, questi impianti sono considerati nel modello come fonti idriche aggiuntive: ciò che varia per i comuni che presentano impianti di soccorso è quindi la variabile DIST, che sarà considerata come una media tra la distanza dell'utenza dal partitore principale e dall'utenza punto di immissione della portata di soccorso. Si riporta in figura 81 la vulnerabilità intrinseca del sistema considerando quest'ultimo aspetto.

Si nota che la presenza degli impianti di soccorso comporta una diminuzione della vulnerabilità di circa 5 – 8 punti percentuali per i paesi interessati. Tuttavia, l'ordine dei comuni più vulnerabili rimane pressoché invariato, con Ascoli Piceno sempre in cima al grafico.

Vulnerabilità intrinseca del Sistema acquedottistico

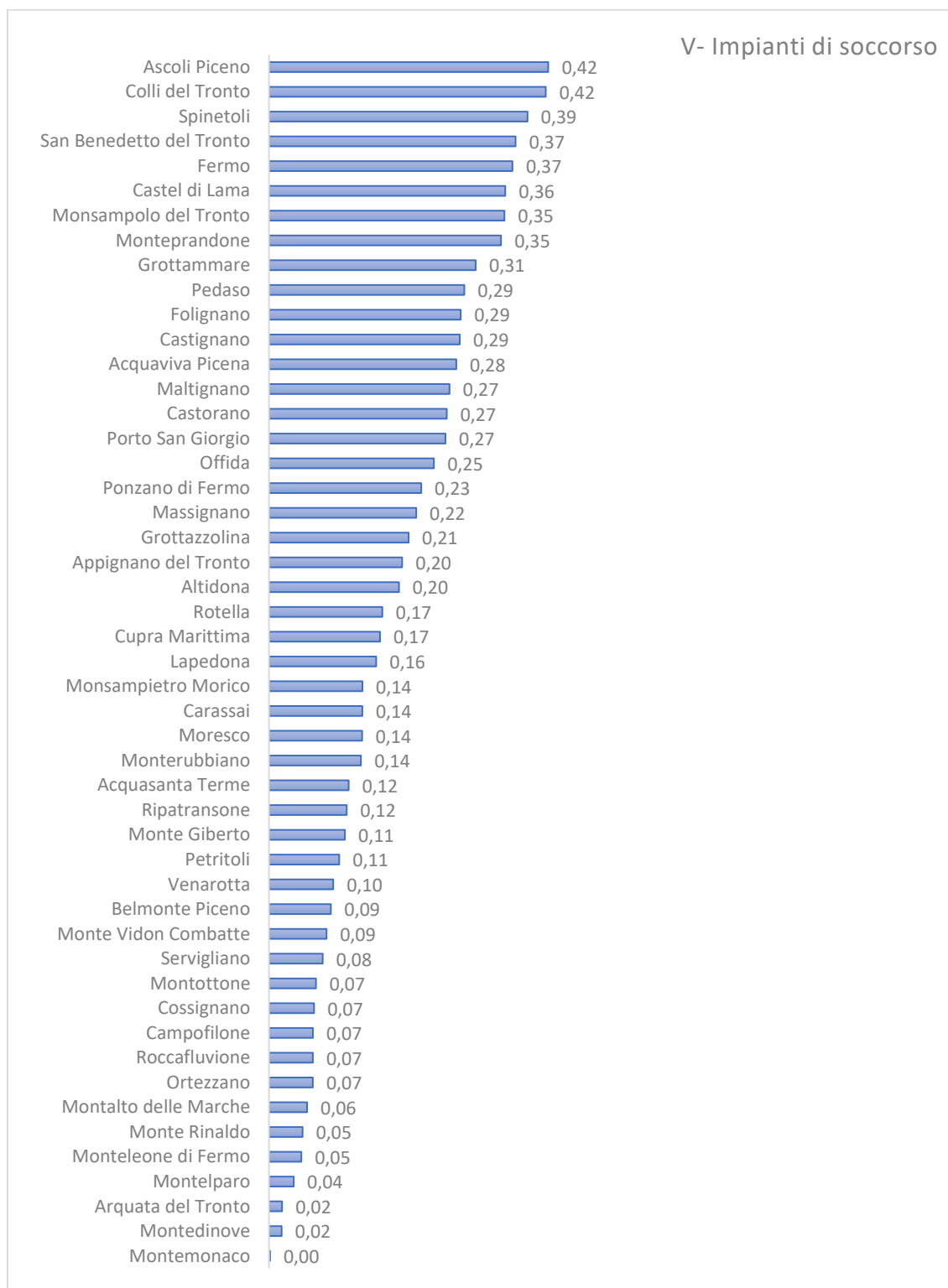


Figura 81 Vulnerabilità del sistema con impianti di soccorso

7 Conclusioni

In conclusione, si è evidenziato che l'attuale acquedotto del Pescara, nel tratto di adduzione prima del partitore di Colleferno, si sviluppa in gran parte su zone caratterizzate da diffusi fenomeni franosi. Il fatto che la linea acquedottistica sia poggiata in gran parte del suo tracciato sulla coltre detritica e solo in piccola parte su un substrato rigido comporta che risenta fortemente, soprattutto in condizioni di scuotimento sismico, del differente substrato geologico che attraversa nonché delle differenti modalità di realizzazione dell'infrastruttura stessa. Ciò è dimostrato dalle lesioni riportate a seguito degli eventi sismici. Sono state riscontrate numerosissime fratture parallele al versante sull'area collocata al di sopra dell'abitato di Pescara del Tronto, sito dove è particolarmente importante porre attenzione sugli effetti di amplificazione dell'input sismico.

Inoltre, è emersa la criticità di affidare l'immissione nel sistema della portata della sorgente Capodacqua ad un impianto di sollevamento.

Da ciò la necessità di progettare la nuova linea con criteri antisismici basati essenzialmente su: diversificazione della risorsa idrica, possibilità di alimentare il sistema anche in assenza di energia elettrica, alto grado di ridondanza funzionale del sistema acquedottistico. Su queste considerazioni si è basata la progettazione della nuova condotta di adduzione in destra idraulica del fiume Tronto, la cui alimentazione, a seconda della portata può avvenire dalla vasca di carico *alta* o dal manufatto *vasca bassa*; si mantiene inoltre l'esistente linea da Pescara del Tronto e Borgo d'Arquata come linea di soccorso.

Il sistema di adduzione così progettato è in grado di conferire la massima portata derivabile dalle fonti di approvvigionamento al partitore di Colleferno anche nella condizione in cui la vasca alta presenti un riempimento minimo; ciò permette di sfruttare anche la notevole capacità di compenso del nuovo serbatoio in progetto. Inoltre, il sistema è in grado di convogliare anche portate superiori a quelle relative alle concessioni in essere. In particolare, in alcuni periodi dell'anno la sorgente Pescara è in grado di fornire portate decisamente superiori a quelle di concessione, in alcuni casi pari circa al doppio.

In una situazione emergenziale in cui venisse meno la disponibilità di energia elettrica, non sarebbe possibile usufruire degli impianti di pompaggio e quindi convogliare la risorsa di Capodacqua

alla vasca di carico alta. Sarebbe comunque possibile convogliare l'intera portata di concessione a gravità al partitore di Colleferno in due modi: sfruttando in contemporanea l'adduzione in progetto in destra idraulica del fiume Tronto, e quella esistente dalla vasca Pescara al nodo di Borgo D'Arquata, oppure utilizzando solamente la nuova condotta in progetto DN 900. In questo modo è possibile fronteggiare un eventuale danneggiamento di uno dei due sistemi di adduzione.

In definitiva il sistema in progetto gode di un'elevata flessibilità gestionale che permette di fronteggiare qualsiasi situazione di emergenza, assolvendo ai requisiti antisismici richiesti all'intervento in progetto.

Per quanto riguarda la protezione della condotta in progetto dal colpo d'ariete, una soluzione funzionale riguarda l'utilizzo di una valvola di taglio delle sovrappressioni accoppiata ad una cassa di piccole dimensioni per lo smorzamento del fenomeno in tempi brevi, entrambe posizionate a monte dell'immissione della condotta in progetto in quella esistente. Tuttavia, presenta un miglior comportamento la costruzione di un by-pass la cui apertura è regolata dalla pressione di monte, associato ad una cassa di piccole dimensioni a valle appena prima dell'entrata della condotta nella galleria Piedilama. Questa soluzione, oltre a contenere le sovrappressioni a monte a valori ammissibili, previene la formazione di sacche di vapore a valle del sezionamento dovuta alle pressioni minime.

Infine, analizzando la vulnerabilità del sistema acquedottistico dell'ATO 5, comprensivo dei sistemi acquedottistici del Pescara e dei Monti Sibillini, si è riscontrato che alle città di Ascoli Piceno, Fermo e San Benedetto del Tronto è associata la più elevata severità di fallanza, in primis dovuta alle grandi dimensioni e quindi ai consumi idrici di tali centri.

In realtà, osservando i valori dei parametri che descrivono la frequenza di fallanza si nota come l'effetto tampone dei volumi dei serbatoi e la conformazione geografica dello schema vadano attenuare le differenze tra i centri maggiori e gli altri comuni dello schema.

L'andamento della vulnerabilità intrinseca è regolare e nessuno dei comuni considerati ha una vulnerabilità maggiore del 50%. Ascoli Piceno risulta ancora il centro più vulnerabile, ma tuttavia con un fattore ragionevole rispetto agli altri comuni. Seguono il comune di Montepandone, penalizzato da un'alta frequenza di fallanza, e gli abitati di San Benedetto del Tronto, Fermo e Colli del Tronto presentano vulnerabilità intrinseca dell'ordine del 40-45 %.

Gli abitati con maggiore grado di affidabilità sono Arquata del Tronto e Montemonaco, che essendo direttamente connessi alle sorgenti principali dello schema, presentano massimi livelli di affidabilità, cui si aggiunge in comune di Montedinove

Considerando la presenza degli impianti di soccorso si una diminuzione della vulnerabilità di circa 5 – 8 punti percentuali per i paesi interessati. Tuttavia, l'ordine dei comuni più vulnerabili rimane pressoché invariato, con Ascoli Piceno sempre in cima al grafico.

In futuro, i risultati emersi da tale studio, verranno illustrati e commentati con i docenti dell'Università Politecnica delle Marche e gli Ingegneri della CIIP S.p.A, aventi conoscenze più forti del territorio e delle criticità sussistenti per ciascuna utenza.

In questo modo, sarà possibile avere un riscontro sulla bontà della metodologia utilizzata e spunti per i futuri sviluppi.

Bibliografia

Da Deppo, Datei, Fiorotto, Salandin, *Acquedotti*.

D.M.LL.PP 8 gennaio 1997, n.99, *Regolamento per la definizione dei criteri e del metodo in base ai quali valutare le perdite negli acquedotti*.

CIIP S.P.A. & Università Politecnica delle Marche, *Acquedotto del Pescara - variante di tracciato e messa in sicurezza del tratto compreso tra Capodacqua di Arquata ed il nodo del monte ascensione primo lotto funzionale - tratto Capodacqua borgo d'Arquata - allegato 1.1 relazione generale*.

Regione Marche - Istanza di riequilibrio economico finanziario, *Relazione tecnica sulle misure di riequilibrio a seguito dei nuovi investimenti connessi agli eventi sismici*.

CIIP S.p.A, *Bilancio dell'esercizio 2019 Regione Marche*

T. Alfonso (2018), tesi di laurea magistrale: *modellazione numerica di una rete idrica di distribuzione*.

C. Datei, *La protezione delle gallerie e delle condotte nei sistemi a pressione*.

T. M. Walski, and I. M. Haestad (2003), *Advanced Water Distribution Modeling and Management*

Boulos, P. F., Karney, B. W., Wood, D. J., & Lingireddy, S. (2005, May). *Hydraulic Transient Guidelines for Protecting Water Distribution System*. *AWWA*, 111-124.

R. Ermini (2004), *Indici di rischio per la valutazione dell'affidabilità di un sistema acquedottistico*. In: "29° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche - Cosenza".

C. Ciaponi (2007), *La valutazione delle prestazioni nei sistemi acquedottistici*. In: "Acqua e città – Il convegno Nazionale di Idraulica Urbana - Chia"

U. Shamir (1981), *Water supply reliability theory*. In: "Journal – American Water Works Association"

T. Hashimoto, D.P.Loucks, J. Stedinger (1982), *Reliability, resilience and vulnerability for water resources system performance evaluation*

Gargano R. & Pianese D. (2000). *Reliability as Tool for Hydraulic Network Planning*. In: "Journal of Hydraulic Engineering"

Bibliografia

- Rossman L.A, (2000) – *EPANET 2 user manual*, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati (Ohio)
- S. Mambretti (2015), *Fenomeni di moto vario nelle correnti in pressione*
- G. Pezzinga (2007), *Elementi di idraulica numerica*
- P.Martini (1987), *L'affidabilità dei sistemi di approvvigionamento idrico*. In: “Idrotecnica N. 3, 121-135.
- P.Claps, C. Sileo, G. Mecca (2000), *Un database per gli schemi acquedottistici di adduzione: codifica e ipotesi di classificazione dei livelli di servizio*.
- C. Sileo, G. Silvagni, P.Claps (2000), *Criteri per una valutazione speditiva di affidabilità di schemi acquedottistici di adduzione*.
- I. Abuiziah, A. Oulhaj, K. Sebari, D. Ouazar (2007), *Comparative Study on Status and Development of Transient Flow Analysis Including Simple Surge Tank*.
- F. Lizzio (2016), tesi di laurea: *Analisi del transitorio di un fluido in un condotto: il colpo d'ariete*.
- F. Boano (2020), *Appunti del corso di acquedotti e fognature*.
- L. Ridolfi (2019) *Appunti del corso di Idraulica II*.

Sitografia

www.univpm.it

Google maps pro

<https://epanet22.readthedocs.io>

<https://www.arera.it/>

uniroma3.it – Appunti professor Morganti

www.valvotubi.it

www.idromet.it

docs.bentley.com

www.Istat.it

www.nieruf.it