

REGIONE SICILIANA

CONSORZIO AMBITO TERRITORIALE OTTIMALE IDRICO DI AGRIGENTO



GESTORE DEL SISTEMA IDRICO INTEGRATO AMBITO TERRITORIALE OTTOMALE DI AGRIGENTO

L'AMMINISTRATORE DELEGATO

.....

PROGETTO ESECUTIVO

Opere di ristrutturazione ed automazione per ottimizzazione
rete idrica Comune di Agrigento

ALLEGATO N°

1.2

TITOLO ELABORATO

Relazioni

Relazione idraulica e calcoli idraulici

Nome file: 1.2 relazione idraulica e calcoli idraulici

Scala:

Visti ed approvazioni:

CUP:

SERVIZI
INGEGNERIA
delta
Ingegneria

Delta Ingegneria s.r.l.

I DIRETTORI TECNICI:
Ing. Maurizio Carlino
Ing. Nicola D'Alessandro



Arch. Carmelo Carlino
Ing. Domenico D'Alessandro
Ing. Alfonso Collura
Ing. Gerlando Vaccaro
Geol. Massimo Carlino
Ing. Alessandro Dinolfo
Ing. Sonia Vitellaro

B	A	REV.	DESCRIZIONE	DATA	VERIFICATO	CONTROLLATO	APPROVATO

INDICE

1.	PREMESSE.....	3
2.	POPOLAZIONE E FABBISOGNO IDRICO	4
2.1.	Premesse.....	4
2.2.	Le componenti della popolazione presente	4
2.3.	Le componenti della popolazione fluttuante.....	5
2.4.	Popolazione e andamento demografico	6
2.5.	Distribuzione spaziale della popolazione.....	8
3.	Dotazioni specifiche e fabbisogni unitari	14
3.1.	Premesse.....	14
3.2.	Fabbisogni unitari della popolazione presente.....	14
3.2.1.	Fabbisogni unitari dei residenti a scala di comune secondo il P.R.G.A.....	14
3.2.2.	Fabbisogni unitari della popolazione residente secondo il Piano d'Ambito	19
3.3.	Dotazioni assegnate e calcolo delle portate	20
4.	SISTEMA DI ADDUZIONE - SCHEMA IDRAULICO DI FUNZIONAMENTO	25
4.1.	Sistema di approvvigionamento esterno.....	25
4.2.	Sistema di alimentazione serbatoi di zona	28
4.3.	Disponibilità delle Fonti di approvvigionamento idrico e definizione dei flussi idrici	30
4.4.	Scenari di funzionamento.....	32
4.5.	Descrizione dei tratti di adduttore esterno in progetto.....	35
4.5.1.	Sostituzione tratto Partitore Aragona – Partitore San Michele.....	36
4.5.2.	Tratto Partitore Fontanelle – Partitore San Gisippuzzu	36
4.5.3.	Tratto Partitore San Gisippuzzu - Serbatoio Itria.....	36
4.5.4.	Tratto Partitore San Gisippuzzu - Serbatoio Forche.....	37
4.5.5.	Alimentazione interna tra il serbatoio Poggio Muscello ed il Serbatoio San Leone - Lo Presti.....	37
4.5.6.	Tratto a servizio del Comune di Porto Empedocle.....	37
5.	SISTEMA DI ADDUZIONE - CRITERI DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA IDRAULICA	38
5.1.	Verifiche idrauliche del sistema acquedottistico	38
5.2.	Verifica del sistema di regolazione nella condizioni di esercizio estreme.....	39
6.	SISTEMA DI ADDUZIONE - RISULTATI DELLE VERIFICHE IDRAULICHE	50
6.1.	Sostituzione tratto Partitore Aragona – Partitore San Michele	59
6.2.	Tratto Partitore Fontanelle – Partitore San Gisippuzzu.....	59
6.3.	Tratto Partitore San Gisippuzzu - Serbatoio Itria	60

6.4.	Tratto Partitore San Gisippuzzu - Serbatoio Forche	60
6.5.	Tratto Serbatoio Poggio Muscello – Serbatoio San Leone	60
6.6.	Tratto a servizio del Comune di Porto Empedocle.....	60
7.	VERIFICA DELLO SPESSORE DELLE TUBAZIONI.....	61
8.	VERIFICA DELLA CAPACITA' DI COMPENSO DEI SERBATOI.....	63
8.1.	Elementi di carattere generale.....	63
8.2.	Tipologie	64
8.3.	Dimensionamento idraulico delle vasche di accumulo.....	65
8.4.	Verifica della capacità di compenso delle vasche di accumulo.....	66
8.5.	Verifica Serbatoio Poggio Muscello.....	70
8.6.	Verifica Serbatoio Cozzo Mosè	76
8.7.	Verifica Serbatoio San Leone – Lo Presti.....	80
8.8.	Verifica Serbatoio Rupe Atenea	84
8.9.	Verifica Serbatoio Giardini.....	92
8.10.	Verifica Viale della Vittoria.....	100
8.11.	Verifica Serbatoio Itria	108
9.	RETE IDRICA DISTRIBUZIONE.....	116
9.1.	Elementi di carattere generale.....	116
9.2.	Tipologia delle reti di distribuzione interna.....	116
9.3.	Distribuzione delle utenze in rete	120
9.4.	Requisiti di una rete di distribuzione e condizioni di funzionamento:.....	121
9.5.	Determinazione delle portate in rete.....	122
9.6.	Attribuzione delle portate richieste in rete ai nodi eroganti.....	123
9.7.	Calcolo delle reti di distribuzione	124
9.8.	Il modello matematico	125
9.8.1.	Simulazione di Moto permanente di liquidi in pressione.....	126
9.8.2.	Simulazione di lungo periodo.....	127
9.8.3.	Tecniche risolutive.....	127
9.8.4.	Tube.....	130
9.8.5.	Valvola	131
9.8.6.	Pompa.....	132
9.8.7.	Risoluzione e risultati.....	132
9.9.	Verifiche idrauliche della rete	134
9.9.1.	Verifica del carico sull'utenza idraulicamente sfavorita	137
9.10.	SINTESI DEI CALCOLI DI VERIFICA	139
9.10.1.	Rete Poggio Muscello.....	139
9.10.2.	Rete Cozzo Mosè	140
9.10.3.	Rete San Leone – Lo Presti.....	141
9.10.4.	Rete Villaseta Monserrato	144
9.10.5.	Rete Rupe Atenea	145
9.10.6.	Rete Itria.....	147
9.10.7.	Rete Giardini	148
9.10.8.	Rete Viale della Vittoria	150

1. PREMESSE

La presente relazione descrive i calcoli idraulici di dimensionamento e verifica riferiti sia allo schema idraulico di adduzione esterna - sistema dei serbatoi - adduzione interna, che allo schema di distribuzione in rete alle utenze.

2. POPOLAZIONE E FABBISOGNO IDRICO

2.1. Premesse

L'assegnazione delle dotazioni idriche e la popolazione da servire rappresentano i parametri principali per la definizione delle portate idriche di dimensionamento delle opere idrauliche.

Il presente studio illustra la metodologia adottata e i risultati ottenuti per l'individuazione della popolazione e delle utenze, in generale da servire con l'acquedotto, ed il calcolo dei fabbisogni idrici a scopo potabile della città di Agrigento, così come previsto nel Piano Regolatore Generale degli Acquedotti per i centri abitati della Regione Siciliana.

2.2. Le componenti della popolazione presente

Popolazione residente

La popolazione residente in tutta la città, divisa per centro urbano (centro di domanda principale) e aree periferiche, attribuite ad ogni singolo serbatoio è stata ottenuta dai dati dell'Istat relativi al 14° Censimento Generale della Popolazione e delle Abitazioni, disponibili alla scala di località abitata.

Popolazione presente stabilmente non residente

Per quanto riguarda la popolazione presente non residente il censimento Istat riporta, a scala di comune, il dato della "popolazione presente" al momento del censimento e pertanto il dato è stato ottenuto per semplice differenza con la popolazione residente ed è stato tutto attribuito al centro urbano (Serbatoi Itria, Rupe Atenea, Giardini e Viale).

Presenze giornaliere

Anche le presenze giornaliere sono state calcolate soltanto con riferimento al centro di domanda principale, in base all'ipotesi che questo diventa il centro di attrazione per le attività che determinano l'esistenza della suddetta componente di popolazione (scuole, uffici, attività commerciali, industriali e sevizi, etc.).

Il calcolo è stato condotto sulla base della matrice "origine-destinazione" messa a disposizione dall'Istat in cui è quantificato il fenomeno dello spostamento giornaliero dalla propria abitazione al luogo di lavoro o di studio da parte dei residenti nei comuni siciliani.

Sulla base dei dati Istat è stato calcolato, per ogni comune, la differenza tra ingressi ed uscite ed il dato ha costituito (qualora positivo) il numero delle “presenze giornaliera” utilizzato nello studio.

2.3. Le componenti della popolazione fluttuante

Popolazione fluttuante stagionale che occupa seconde abitazioni e case di villeggiatura

Il calcolo è stato eseguito sulla base delle abitazioni non occupate dai residenti (ABN) censite dall'Istat. In particolare si è ipotizzato che per i centri di domanda interni durante la stagione estiva vi sia un grado di occupazione delle suddette abitazioni pari al 10%, con una densità abitativa, data dal rapporto tra popolazione e abitazioni, pari a quella dei residenti del centro. In questo modo si tiene conto di fenomeni quali il rientro degli emigrati o di popolazione che, a vario titolo, ritorna ad occupare delle case di non residenza durante i mesi estivi.

Per i piccoli centri costieri (popolazione inferiore ai 5.000 abitanti) ad alta suscettività turistica è stato invece ipotizzato una totale occupazione delle abitazioni disponibili con una densità abitativa pari a 4 abitanti/abitazione. Infine per i grossi centri costieri si è ipotizzato un grado di occupazione delle abitazioni disponibili pari al 50% con una densità abitativa pari a quella dei residenti del centro.

I criteri che hanno condotto alla stima della popolazione che occupa le seconde abitazioni e le case di villeggiatura sono di seguito riassunti:

Centro di domanda interno:

$$\text{Popolazione fluttuante} = 0,10 \times \text{ABN} \times \text{DEN}$$

Centro di domanda costiero:

con popolazione inferiore ai 5.000 abitanti $\text{Popolazione fluttuante} = \text{ABN} \times 4$

con popolazione superiore ai 5.000 abitanti $\text{Popolazione fluttuante} = 0,50 \times \text{ABN} \times \text{DEN}$

in cui DEN indica la densità abitativa dei residenti del centro, data dal rapporto tra i residenti e il numero di abitazioni in cui essi risiedono (ipotizzato pari al numero delle famiglie).

Turisti accolti nelle strutture ricettive

Sono stati valutati, a partire dai dati acquisiti dalle AAPIT e AAST siciliane, le presenze e gli arrivi giornalieri medi, mese per mese e comune per comune. Per le presenze

turistiche si è comunque fatto riferimento al numero di posti letto disponibili in tutte le strutture ricettive siciliane (fonte Regione Siciliana), suddivisi per Comune.

2.4. Popolazione e andamento demografico

L'analisi demografica è stata condotta sulla base dei dati del 14° Censimento Generale della Popolazione e delle Abitazioni, riferito all'anno 2001.

La popolazione residente, comprensiva delle quota attribuibile alle presenze giornaliere e a quelle stabilmente presenti non residenti, al 2001, su tutta l'area comunale risulta pari a 54.619 unità.

La popolazione fluttuante ed i turisti, stimati secondo l'aggiornamento al 2007 del Piano Regolatore Generale degli Acquedotti (P.R.G.A.), ammontano, per la città di Agrigento, a circa 24.731 unità.

COMUNE E FRAZIONE	Popolazione Residente	Popolazione fluttuante stagionale e turisti	Popolazione Totale
	14° Censimento Popolazione Anno 2001 - ISTAT	Aggiornamento P.R.G.A. giugno 2007	Periodo estivo
Agrigento	54.619	24.731	79.350

Evoluzione della domanda per la popolazione residente

Per la determinazione della popolazione residente all'orizzonte temporale di riferimento del 2040 è stata svolta un'analisi dell'andamento demografico degli ultimi decenni.

In particolare i dati a disposizione esaminati sono quelli relativi alla popolazione residente, rilevati da precedenti censimenti, a cadenza quasi decennale, scaricati, dal sito internet <http://www.comuni-italiani.it/>.

Anno	Popolazione Residente	Variazione % sul dato precedente
1861	17.828	
1871	20.180	13,19%
1881	21.219	5,15%
1901	24.872	17,22%

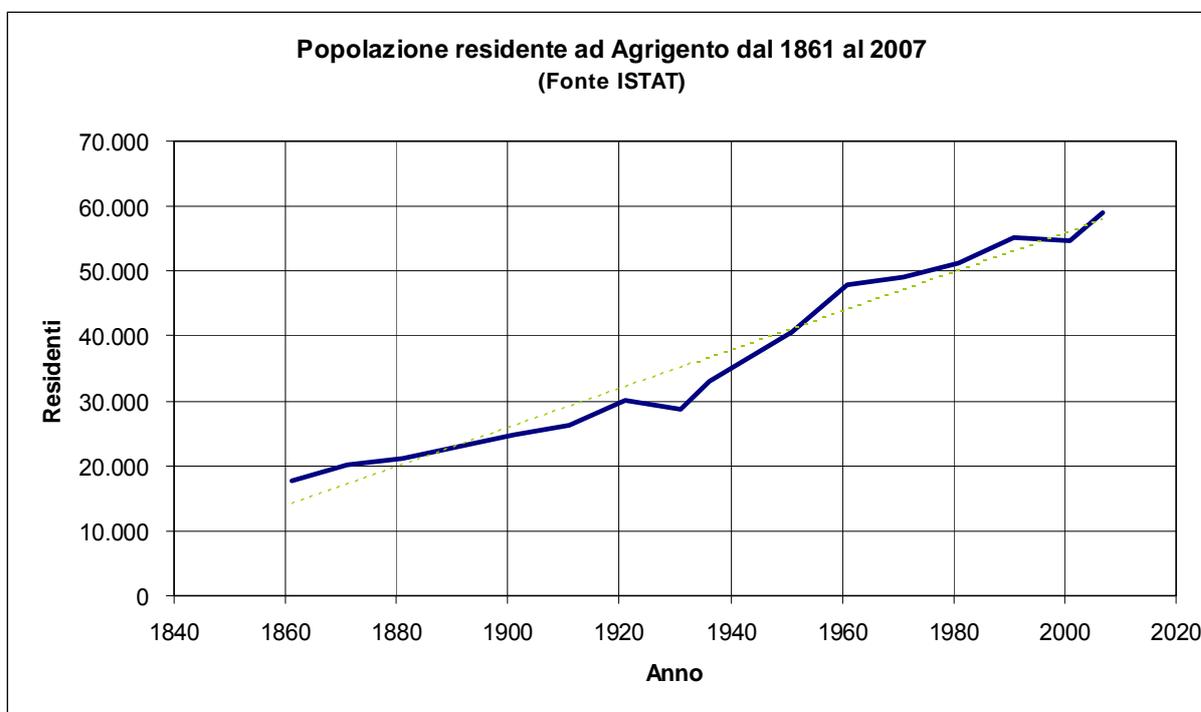
1911	26.147	5,13%
1921	30.074	15,02%
1931	28.677	-4,65%
1936	32.951	14,90%
1951	40.491	22,88%
1961	47.919	18,34%
1971	49.213	2,70%
1981	51.325	4,29%
1991	55.283	7,71%
2001	54.619	-1,20%
2007	59.152	8,30%

I dati sono riportati in forma tabellare, con l'aggiunta della colonna riportante le variazioni percentuali della popolazione residente, riferita al dato temporalmente antecedente.

Pur trattandosi di dati non omogenei, dal punto di vista della rilevazione, si ritiene che siano significativi per una stima dell'andamento della popolazione residente. Per la stima della popolazione residente Pt al tempo t è stata ricavata una regressione lineare del tipo:

$$P_t = a + b^t$$

dove a e b sono stati calcolati con il metodo dei minimi quadrati.



La popolazione al 2040 è ottenuta applicando alla retta di regressione stimata per il comune di Agrigento, per tutto l'arco temporale esaminato, assumendo come valore a la popolazione al 2001 e ponendo $t = 40$. Applicando le leggi di regressione lineare, risulta un fattore di amplificazione dall'anno 2001 all'anno 2040, pari a 1,24.

Risultano dunque valori probabili di popolazione residente complessiva al 2040 di 67.717 abitanti, popolazione fluttuante e turistica di 30.697 unità per un totale complessivo nel periodo estivo di 98.414 abitanti.

La tendenza positiva dell'andamento demografico, se pur in controtendenza rispetto ai dati della Regione Siciliana, si assume a base dei successivi calcoli a favore della sicurezza.

COMUNE E FRAZIONE	Popolazione Residente Anno 2040	Popolazione fluttuante stagionale e turisti Anno 2040	Popolazione Totale Periodo Estivo Anno 2040
Agrigento	67.717	30.697	98.414

2.5. Distribuzione spaziale della popolazione

Per attribuire la popolazione residente alle varie aree servite dai serbatoi, si sono utilizzate le divisioni in zone censuarie, poste a base del censimento Istat.

Individuata la rete e tracciata l'area servita da ogni serbatoio sulla planimetria delle zone censuarie, si è potuto ricostruire il mosaico delle zone censuarie per ogni singolo serbatoio. Successivamente attribuendo alle diverse aree significative per la distribuzione idrica, le zone censuarie che le componevano e le popolazioni ad esse attribuite nel censimento, si sono ricavate le popolazioni per zone di ogni singolo serbatoio.

Nelle tabelle di seguito allegate si sono riportate per serbatoio, il numero di popolazione residente divisa in zone planimetriche, pressappoco coincidenti con i servizi di erogazione turnata attuale, facendo riferimento alla ridistribuzione attuata con gli interventi previsti in progetto.

In una successiva tabella si riporta per singolo serbatoio il numero di residenti nella situazione ante e post operam.

Tabelle Popolazione per singolo serbatoio
AREE SERVITE DAL SERBATOIO RUPE ATENEA

<i>ZONE PLANIMETRICHE</i>	<i>Residenti (Istat 2001)</i>
Via Empedocle	625
Via Atenea	563
Via Garibaldi - Porta di Mare	1.076
Via Garibaldi - Recinto Oblati	507
Via Garibaldi - Via Dante	1.099
Via Imera	1.826
Via XXV Aprile	268
Via Papa Luciani (Punti Bassi)	684
Viale della Vittoria	1.288
Via Cicerone (Punti Alti da Forche)	652
San Vito Basso	456
<i>POPOLAZIONE RESIDENTE TOTALE</i>	<i>9.044</i>

AREE SERVITE DAL SERBATOIO ITRIA

<i>ZONE PLANIMETRICHE</i>	<i>Residenti (Istat 2001)</i>
Anello ovest alto	542
Anello ovest basso	714
Anello est alto	724
Anello est basso	410
Plebis rea	712
Via Neve Foderà	232
Zona San Vito Alta	927
<i>POPOLAZIONE RESIDENTE TOTALE</i>	<i>4.261</i>

AREE SERVITE DAL SERBATOIO GIARDINI

<i>ZONE PLANIMETRICHE</i>	<i>Residenti (Istat 2001)</i>
Via Akrone via Dante	1.108
Via Manzoni - Via T ortorelle	2.076
Via Callicratide - Genova e Venezia	1.345
Via Akrone alta Ferrovia	412
Via Esseneto Alta - F. Crispi	1.219
<i>POPOLAZIONE RESIDENTE TOTALE</i>	<i>6.160</i>

AREE SERVITE DAL SERBATOIO VIALE

<i>ZONE PLANIMETRICHE</i>	<i>Residenti (Istat 2001)</i>
Via Petrarca	359
Zona Via Graceffa - Ordine Ingegneri	851
Via Manzoni - via Polibio	895
Via Toniolo	864
Via F.Crispi Bassa via Demetra	838
S Calogero Bianco	47
<i>POPOLAZIONE RESIDENTE TOTALE</i>	3.854

AREE SERVITE DAL SERBATOIO MADONNA DELLE ROCHE

<i>ZONE PLANIMETRICHE</i>	<i>Residenti (Istat 2001)</i>
Via Piersanti Mattarella	775
Zona Quadrivio Via Matteo Cimarra	2.136
Zona Sarcuto	1.526
Via Mazzini (Pal. Giustizia)	278
<i>POPOLAZIONE RESIDENTE TOTALE</i>	4.715

AREE SERVITE DAL SERBATOIO VILLASETA-MONSERERATO

<i>ZONE PLANIMETRICHE</i>	<i>Residenti (Istat 2001)</i>
Palazzi PEP	3.175
Villaseta Statale	3.034
<i>POPOLAZIONE RESIDENTE TOTALE</i>	6.209

AREE SERVITE DAL SERBATOIO COZZO MOSE'

<i>ZONE PLANIMETRICHE</i>	<i>Residenti (Istat 2001)</i>
S.S. 115	3.913
Villag. Mosè Vecchio	848
Cozzo Mosè	204
Via Cavalieri Magazzeni Via degli Imperatori	920
Via Cavalieri Magazzeni (Dopo Chiesa)	265
Cannatello Alta	189
Zingarello	44
Cannatello Bassa	133
Case Sparse	149
POPOLAZIONE RESIDENTE TOTALE	6.665

AREE SERVITE DAL SERBATOIO SAN LEONE

<i>ZONE PLANIMETRICHE</i>	<i>Residenti (Istat 2001)</i>
Villaggio Peruzzo	1.062
Via Emporium	770
Viale Viareggio	139
Viale dei Pini	706
Via Lungo Mare	227
Via del Sole - Via Giardini	320
Via Giardini - Via Oleandri	314
Via Nettuno	177
POPOLAZIONE RESIDENTE TOTALE	3.715

AREE SERVITE DAL SERBATOIO POGGIO MUSCELLO

<i>ZONE PLANIMETRICHE</i>	<i>Residenti (Istat 2001)</i>
Poggio Muscello (Lato Via dei Sicani)	218
Via dei Giardini Nord	636
Via dei Giacinti	623
Carbonara	39
Via Cavalieri Magazzeni Alta	687
Via Salvatore Campo	269
Traverse Via Nettuno (da Via Campo)	177
Via Cavalieri Magazzeni Via degli Imperatori	151
POPOLAZIONE RESIDENTE TOTALE	2.800

**TABELLA DI CONFRONTO POPOLAZIONE SERVITA DAI SERBATOI ANTE-POST OPERAM
 IPOTESI CON POPOLAZIONE AL 2001**

Reti servite dai serbatoi	Dati forniti Ufficio Demografico 14° Censimento Popolazione Anno 2001 - ISTAT Distribuzione popolazione			
	Ante Operam		Post Operam	
	Inverno n°	Estate n°	Inverno n°	Estate n°
Serbatoio Itria	6.050	6.050	4.261	4.261
Serbatoio Rupe Atenea-Forche	6.880	6.880	9.044	9.044
Serbatoio Giardini	9.189	9.809	6.160	6.780
Serbatoio Viale	6.165	15.596	3.854	4.250
Serbatoio Poggio Muscello	4.500	13.400	2.800	9.400
Serbatoio Lo Presti	3.715	8.900	3.715	8.900
Serbatoio Cozzo Mosè	0	0	6.665	18.000
Serb. Monserrato Villaseta	6.209	6.329	6.209	6.329
Serbatoio San Michele	312	344	312	344
Serbatoio Fontanelle	5.227	5.300	5.227	5.300
Serb. Madonna delle Rocche	4.715	5.000	4.715	5.000
Serbatoio Giardina Gallotti	1.231	1.273	1.231	1.273
Serbatoio Montaperto	418	485	418	485
S O M M A N O	54.611	79.366	54.611	79.366

**TABELLA DI CONFRONTO POPOLAZIONE SERVITA DAI SERBATOI ANTE-POST OPERAM
 IPOTESI CON POPOLAZIONE AL 2040**

Reti servite dai serbatoi	Dati forniti Ufficio Demografico 14° Censimento Popolazione Anno 2001 - ISTAT Distribuzione popolazione			
	Ante Operam		Post Operam	
	Inverno n°	Estate n°	Inverno n°	Estate n°
Serbatoio Itria	7.502	7.502	5.284	5.284
Serbatoio Rupe Atenea-Forche	8.531	8.531	11.215	11.215
Serbatoio Giardini	11.394	12.163	7.638	8.407
Serbatoio Viale	7.645	19.339	4.779	5.270
Serbatoio Poggio Muscello	5.580	16.616	3.472	11.656
Serbatoio Lo Presti	4.607	11.036	4.607	11.036
Serbatoio Cozzo Mosè	0	0	8.265	22.320
Serb. Monserrato Villaseta	7.699	7.848	7.699	7.848
Serbatoio San Michele	387	427	387	427
Serbatoio Fontanelle	6.481	6.572	6.481	6.572
Serb.Madonna delle Rocche	5.847	6.200	5.847	6.200
Serbatoio Giardina Gallotti	1.526	1.579	1.526	1.579
Serbatoio Montaperto	518	601	518	601
S O M M A N O	67.717	98.414	67.718	98.415

3. Dotazioni specifiche e fabbisogni unitari

3.1. Premesse

Nei paragrafi seguenti si riportano le valutazioni sulle diverse componenti delle dotazioni e dei fabbisogni idrici dei centri siciliani, ed in particolare della città di Agrigento, secondo l'impostazione e le previsioni del Piano Regolatore Generale degli Acquedotti per i centri abitati della Regione Siciliana e del Piano d'Ambito dell'ATO Agrigento posto a base di gara.

3.2. Fabbisogni unitari della popolazione presente

3.2.1. Fabbisogni unitari dei residenti a scala di comune secondo il P.R.G.A

Il fabbisogno unitario netto della popolazione residente di ciascun comune è stato suddiviso, in base agli usi, nelle due componenti domestica e non domestica:

$$\text{fabbisogno unitario netto} = \text{componente domestica} + \text{componente non domestica}$$

La *componente domestica* tiene conto del fabbisogno idrico per: alimentazione, cucina, pulizia personale, lavaggio biancheria, pulizia della casa, lavaggio locali e spazi condominiali, piscine private o condominiali, innaffiamento giardini privati, ecc.

La *componente non domestica* tiene conto del fabbisogno idrico per gli usi commerciali, industriali e pubblici. Del primo gruppo fanno parte i fabbisogni per gli esercizi commerciali in genere, centri commerciali, ristoranti, bar, self-service, negozi, etc. Del secondo gruppo fanno parte i fabbisogni di: piccole industrie e attività artigianali inserite nel tessuto urbano quali officine meccaniche, lavaggi auto, stazioni di servizio, piccole industrie, laboratori, etc. Del terzo gruppo fanno parte i fabbisogni per scuole pubbliche, impianti sportivi, edifici pubblici, ospedali, cliniche, macelli pubblici, istituti religiosi, uffici pubblici, stazioni, impianti ferroviari, portuali e aeroportuali, caserme, impianti antincendio, innaffiamento parchi e giardini nonché i fabbisogni per l'esercizio degli impianti di distribuzione stessa come l'acqua necessaria per il lavaggio dei serbatoi e delle condotte della rete di distribuzione.

A partire dal fabbisogno unitario netto sopra definito può calcolarsi il fabbisogno unitario lordo semplicemente aggiungendo le perdite negli impianti di acquedotto:

$$\text{fabbisogno unitario lordo} = \text{fabbisogno unitario netto} + \text{perdite}$$

Per la definizione delle componenti del fabbisogno per ciascun comune si è seguito lo schema seguente:

- La componente domestica è stata ipotizzata invariante con la popolazione dei comuni e quindi è stata fissata per tutte le classi demografiche, pari a 170 l/ab/g (revisione P.R.G.A.).
- La componente non domestica è stata espressa come percentuale dell'intero fabbisogno unitario netto.
- Le perdite sono state espresse come percentuale del fabbisogno lordo e fissate per l'orizzonte di piano al 20%, in base a quanto previsto dal DPCM del 4 Marzo del 1996 "Disposizioni in materia di risorse idriche".

Al contrario di quanto previsto nella prima edizione del PRGA in cui, a parte i comuni capoluogo di provincia, le dotazioni unitarie sono state assegnate solamente sulla scorta della classificazione dei comuni in gruppi demografici di prefissata classe dimensionale, nello studio di revisione del P.R.G.A. si è effettuata una caratterizzazione specifica della dotazione di ciascun comune la quale è stata quindi assegnata anche in dipendenza di speciali indicatori di tipo socio-economico.

Allo scopo la componente non domestica è stata ulteriormente scissa in due parti:

- una aliquota non domestica "base" calcolata in base all'appartenenza del comune ad una delle classi demografiche in seguito definite e variabile tra il 15% (della classe n. 1) e il 30% (della classe n. 5)
- una aliquota non domestica "aggiuntiva", fino al 10%, caratteristica di ogni comune e calcolata sulla base di un prefissato indicatore della suscettività economica del comune. L'indicatore scelto è dato dal rapporto tra il numero di addetti nelle imprese e nei servizi (dato ottenuto dall'8° Censimento Istat dell'Industria e dei Servizi) e la popolazione residente del comune.

In questo modo la componente domestica dei comuni può variare tra un minimo del 15% ad un massimo del 40% del fabbisogno netto, in dipendenza dell'appartenenza alla classe demografica e della suscettività economica del comune stesso.

Di seguito si riportano le tabelle pubblicate nella revisione del PRGA, che consentono di fissare l'aliquota base e l'aliquota aggiuntiva.

Tabella n° – Aliquota base della componente non domestica

Classe demografica	Comuni	Aliquota di fabbisogno non domestico "base"
1	Comuni con popolazione inferiore a 5000 abitanti	15,0%
2	Comuni con popolazione compresa tra 5.000 e 10.000 ab.	17,0%
3	Comuni con popolazione compresa tra 10.000 e 30.000 ab.	20,0%
4	Comuni con popolazione compresa tra 30.000 e 100.000 ab.	25,0%
5	Comuni con popolazione superiore a 100.000 abitanti	30,0%

Tabella n° – Aliquota aggiuntiva della componente non domestica

Indicatore della Suscettività economica del comune	Incrementi di percentuali di fabbisogno non domestico
Inferiore al 10%	-
Tra il 10% e il 15%	+2%
Tra il 15% e il 20%	+4%
Tra il 20% e il 25%	+6%
Tra il 25% e il 30%	+8%
maggiore del 30%	+10%

Si riportano di seguito i fabbisogni unitari calcolati per ciascuna classe demografica facendo riferimento alla sola aliquota "base" di consumo non domestico. I valori otte-

nutri sono stati arrotondati in ragione di multipli 10 l/ab/g.

Tabella n.° – Fabbisogno unitario di base per le cinque classi demografiche di comuni

Comuni	Fabbisogno netto			Perdite 20% (l/ab/g)	Fabbisogno lordo "base" (l/ab/g)
	Componente domestica (l/ab/g)	Componente non domestica "base" (l/ab/g)	Totale (l/ab/g)		
Comuni con popolazione inferiore a 5000 abitanti	170	30 (15%)	200	50	250
Comuni con popolazione compresa tra 5.000 e 10.000 ab.	170	35 (17%)	205	51	260
Comuni con popolazione compresa tra 10.000 e 30.000 ab.	170	43 (20%)	213	53	270
Comuni con popolazione compresa tra 30.000 e 100.000 ab.	170	57 (25%)	227	57	280
Comuni con popolazione superiore a 100.000 ab.	170	73 (30%)	243	61	300

Sulla base delle aliquote aggiuntive di consumo non domestico, si sono così ottenuti i fabbisogni unitari della popolazione residente, secondo l'aggiornamento del P.R.G.A. di ciascun singolo comune ed in particolare della città di Agrigento (arrotondati in ragione di multipli di 10 l/ab/g) riportata nella tabella seguente.

Fabbisogni delle presenze stabili

Considerato che la popolazione presente in maniera stabile è costituita in larga parte da studenti fuori sede e lavoratori pendolari settimanali è stata considerato un fabbisogno pari a quello attribuito alla popolazione residente. Come evidenziato in precedenza le presenze stabili sono state attribuite al solo centro di domanda principale.

Fabbisogni delle presenze giornalieri

Considerando un tempo di permanenza medio dei fluttuanti giornalieri pari a 8 ore al giorno è stato considerato un fabbisogno medio pari ad 1/3 del fabbisogno medio attribuito alla popolazione residente di tutti i comuni della Sicilia pari a 292 l/ad/g. Arrotondando il risultato, il fabbisogno dei fluttuanti giornalieri è stato fissato pari a 100 l/ad/g come d'altronde previsto dalla precedente edizione del PRGA. Anche le presenze giornalieri sono state attribuite al solo centro di domanda principale.

Tabella calcolo Fabbisogno unitario residenti secondo il P.R.G.

Comune	Popolazione residente	Classe demografica	Indicatore suscettività economica Aie	Fabbisogno netto (l/ad/g)					FABBISOGNO NETTO ARROTONDATO (l/ab/g)	Perdite 20% (l/ab/g)	FABBISOGNO LORDO (l/ab/g)	FABBISOGNO LORDO ARROTONDATO (l/ab/g)
				Componente domestica A (l/ab/g)	Componente non domestica base b1 (l/ab/g)	Aliquota aggiuntiva non domestica b2 (l/ab/g)	Componente non domestica B = b1+b2 (l/ab/g)	Totale netto D = A+B (l/ab/g)				
Agrigento	54.619	4	30,0%	170	57	19	76	246	250	62,5	312,5	320

Fabbisogni della popolazione fluttuante

Per la definizione dei fabbisogni unitari della popolazione stagionale fluttuante, costituita essenzialmente da popolazione che abita le case di villeggiatura e turisti, si è fissata, all'orizzonte di piano una dotazione netta unitaria di 200 l/ab/g, mentre la dotazione lorda da attribuire alla popolazione fluttuante stagionale rimane fissata pari a 250 l/ab/g.

3.2.2. Fabbisogni unitari della popolazione residente secondo il Piano d'Ambito

I valori dei fabbisogni unitari dei residenti e dei fluttuanti sono così articolati:

- a) Per la popolazione residente si considera una dotazione base di 200 l/ab.*giorno, cui si aggiunge un incremento per incidenza dei consumi urbani e collettivi, variabile in funzione della classe demografica del comune così sintetizzabili:

Classe demografica	Comuni	Aliquota di fabbisogno "base" l/ab/g	Incremento di dotazione l/ab/g	Fabbisogno giornaliero l/ab/g
1	Comuni con popolazione inferiore a 5000 abitanti	200	60	260
2	Comuni con popolazione compresa tra 5.000 e 10.000 ab.	200	80	280
3	Comuni con popolazione compresa tra 10.000 e 50.000 ab.	200	100	300
4	Comuni con popolazione compresa tra 50.000 e 100.000 ab.	200	120	320
5	Comuni con popolazione superiore a 100.000 abitanti	200	140	340

- b) Per la popolazione fluttuante si considera una dotazione di 200 l/ab.*giorno.

Per la città di Agrigento, secondo il Piano d'Ambito si dovrebbe adottare una dotazione unitaria per i residenti di 320 l/ab/g e una dotazione per la popolazione fluttuante di 200 l/ab/g.

3.3. Dotazioni assegnate e calcolo delle portate

Per le successive elaborazioni si sono considerati i fabbisogni unitari di **320 l/ab/g** per la **popolazione residente** e di **200 l/ab/g** per la **popolazione fluttuante**.

Le dotazioni così fissate sono state applicate alla popolazione residente e fluttuante per ogni serbatoio.

Nella distribuzione di popolazione ai vari serbatoi, sia con riferimento all'anno 2001 che all'orizzonte temporale 2040, si sono considerate la fase invernale e la fase estiva.

Per la fase invernale si sono considerati sul territorio le sole popolazioni residenti e/o presenti ma non residenti, mentre per la fase estiva si sono considerate, in aggiunta alle popolazioni residenti quelle fluttuanti e/o turistiche.

Per la città di Agrigento, secondo quanto previsto dal P.R.G.A., si è considerata la popolazione fluttuante concentrata nella fascia costiera della Città ed attribuita, di conseguenza, principalmente ai serbatoi di Poggio Muscello, Cozzo Mosè e San Leone- Lo Presti che servono tali aree.

Si riportano di seguito le tabelle di ripartizione e calcolo delle portate ai vari serbatoi e nel totale, nella configurazione di rete attuale e nella configurazione Post Operam di rete ricostruita e/o riorganizzata, per i due orizzonti temporali 2001 e 2040.

**TABELLA DI RIPARTIZIONE DELLA POPOLAZIONE SERVITA E DELLE PORTATE ASSEGNATE AI SERBATOI
 STATO ATTUALE ANTE OPERAM**

Dotazione specifica - Popolazione residente = 320,00 l/ab*g
 Dotazione specifica - Popolazione fluttuante= 200,00 l/ab*g

Reti servite dai serbatoi	Dati forniti Ufficio Demografico Istat Anno 2001		Popolazione - Previsione al 2040 Fattore crescita 2040-2001 : 1,24		Inverno Portata media da attribuire al Serb. l/s	Estate	
	Distribuzione popolazione Inverno n°	Estate n°	Distribuzione popolazione Inverno n°	Estate n°		Dotazione specifica l/ab*g	Portata media da attribuire al Serb. l/s
Serbatoio Itria	6.050	6.050	7.502	7.502	27,79	320,00	27,79
Serbatoio Rupe Atenea-Forchè	6.880	6.880	8.531	8.531	31,60	320,00	31,60
Serbatoio Giardini (+ serb Rupe Atenea)	9.189	9.809	11.394	12.163	42,20	312,41	43,98
Serbatoio Viale (compreso area Mosè)	6.165	15.596	7.645	19.339	28,31	247,44	55,38
Serbatoio Poggio Muscello	4.500	13.400	5.580	16.616	20,67	240,30	46,21
Serbatoio Lo Presti	3.715	8.900	4.607	11.036	17,06	250,09	31,94
Serbatoio Cozzo Mosè	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00
Serb. Monserrato Villaseta	6.209	6.329	7.699	7.848	28,51	317,72	28,86
Serbatoio San Michele	312	344	387	427	1,43	308,76	1,53
Serbatoio Fontanelle	5.227	5.300	6.481	6.572	24,00	318,34	24,21
Serb. Madonna delle Rocche	4.715	5.000	5.847	6.200	21,66	313,17	22,47
Serbatoio Giardina Gallotti	1.231	1.273	1.526	1.579	5,65	315,97	5,77
Serbatoio Montaperto	418	485	518	601	1,92	303,43	2,11
SOMMANO	54.611	79.366	67.717	98.414	250,80		321,86

**TABELLA DI RIPARTIZIONE DELLA POPOLAZIONE SERVITA E DELLE PORTATE ASSEGNATE AI SERBATOI
 IPOTESI POST OPERAM CON RETE IDRICA RIORGANIZZATA**

Dotazione specifica - Popolazione residente = 320,00 l/ab*g
 Dotazione specifica - Popolazione fluttuante= 200,00 l/ab*g

Reti servite dai serbatoi	Dati forniti Ufficio Demografico Istat Anno 2001		Popolazione - Previsione al 2040 Fattore crescita 2040-2001 : 1,24		Inverno	Estate	
	Distribuzione popolazione		Distribuzione popolazione		Portata media da attribuire al Serb.	Dotazione specifica	Portata media da attribuire al Serb.
	Inverno n°	Estate n°	Inverno n°	Estate n°	l/s	l/ab*g	l/s
Serbatoio Itria	4.261	4.261	5.284	5.284	19,57	320,00	19,57
Serbatoio Rupe Atenea-Forche	9.044	9.044	11.215	11.215	41,54	320,00	41,54
Serbatoio Giardini	6.160	6.780	7.638	8.407	28,29	309,02	30,07
Serbatoio Viale	3.854	4.250	4.779	5.270	17,70	308,82	18,84
Serbatoio Poggio Muscello	2.800	9.400	3.472	11.656	12,86	235,74	31,80
Serbatoio Lo Presti	3.715	8.900	4.607	11.036	17,06	250,09	31,94
Serbatoio Cozzo Mosè	6.665	18.000	8.265	22.320	30,61	244,44	63,15
Serb. Monserrato Villaseta	6.209	6.329	7.699	7.848	28,51	317,72	28,86
Serbatoio San Michele	312	344	387	427	1,43	308,76	1,53
Serbatoio Fontanelle	5.227	5.300	6.481	6.572	24,00	318,34	24,21
Serb. Madonna delle Rocche	4.715	5.000	5.847	6.200	21,66	313,17	22,47
Serbatoio Giardina Gallotti	1.231	1.273	1.526	1.579	5,65	315,97	5,77
Serbatoio Montaperto	418	485	518	601	1,92	303,43	2,11
S O M M A N O	54.611	79.366	67.718	98.415	250,81		321,87

**TABELLA DI CONFRONTO POPOLAZIONE SERVITA DAI SERBATOI ANTE-POST OPERAM
 IPOTESI CON POPOLAZIONE ATTUALE (Anno 2001)**

Dotazione specifica - Popolazione residente = 320,00 l/ab*g
 Dotazione specifica - Popolazione fluttuante= 200,00 l/ab*g

Reti servite dai serbatoi	Dati forniti Ufficio Demografico 14° Censimento Popolazione Anno 2001 - ISTAT				Portate medie da attribuire ai serbatoi Calcolo con riferimento alla popolazione attuale			
	Distribuzione popolazione Ante Operam		Post Operam		Distribuzione portate Ante Operam		Post Operam	
	Inverno n°	Estate n°	Inverno n°	Estate n°	Inverno l/s	Estate l/s	Inverno l/s	Estate l/s
Serbatoio Itria	6.050	6.050	4.261	4.261	22,41	22,41	15,78	15,78
Serbatoio Rupe Atenea-Forche	6.880	6.880	9.044	9.044	25,48	25,48	33,50	33,50
Serbatoio Giardini	9.189	9.809	6.160	6.780	34,03	35,47	22,81	24,25
Serbatoio Viale	6.165	15.596	3.854	4.250	22,83	44,66	14,27	15,19
Serbatoio Poggio Muscello	4.500	13.400	2.800	9.400	16,67	37,27	10,37	25,65
Serbatoio Lo Presti	3.715	8.900	3.715	8.900	13,76	25,76	13,76	25,76
Serbatoio Cozzo Mosè	0	0	6.665	18.000	0,00	0,00	24,69	50,92
Serb. Monserrato Villaseta	6.209	6.329	6.209	6.329	23,00	23,27	23,00	23,27
Serbatoio San Michele	312	344	312	344	1,16	1,23	1,16	1,23
Serbatoio Fontanelle	5.227	5.300	5.227	5.300	19,36	19,53	19,36	19,53
Serb. Madonna delle Rocche	4.715	5.000	4.715	5.000	17,46	18,12	17,46	18,12
Serbatoio Giardina Gallotti	1.231	1.273	1.231	1.273	4,56	4,66	4,56	4,66
Serbatoio Montaperto	418	485	418	485	1,55	1,70	1,55	1,70
S O M M A N O	54.611	79.366	54.611	79.366	202,26	259,57	202,26	259,57

**TABELLA DI CONFRONTO POPOLAZIONE SERVITA DAI SERBATOI ANTE-POST OPERAM
 IPOTESI CON POPOLAZIONE AL 2040**

Dotazione specifica - Popolazione residente = 320,00 l/ab*g
 Dotazione specifica - Popolazione fluttuante= 200,00 l/ab*g

Reti servite dai serbatoi	Proiezione popolazione al 2040				Portate medie da attribuire ai serbatoi Calcolo con riferimento alla popolazione al 2040			
	Distribuzione popolazione				Distribuzione portate			
	Ante Operam		Post Operam		Ante Operam		Post Operam	
	Inverno n°	Estate n°	Inverno n°	Estate n°	Inverno l/s	Estate l/s	Inverno l/s	Estate l/s
Serbatoio Itria	7.502	7.502	5.284	5.284	27,79	27,79	19,57	19,57
Serbatoio Rupe Atenea-Forche	8.531	8.531	11.215	11.215	31,60	31,60	41,54	41,54
Serbatoio Giardini	11.394	12.163	7.638	8.407	42,20	43,98	28,29	30,07
Serbatoio Viale	7.645	19.339	4.779	5.270	28,31	55,38	17,70	18,84
Serbatoio Poggio Muscello	5.580	16.616	3.472	11.656	20,67	46,21	12,86	31,80
Serbatoio Lo Presti	4.607	11.036	4.607	11.036	17,06	31,94	17,06	31,94
Serbatoio Cozzo Mosè	0	0	8.265	22.320	0,00	0,00	30,61	63,15
Serb. Monserrato Villaseta	7.699	7.848	7.699	7.848	28,51	28,86	28,51	28,86
Serbatoio San Michele	387	427	387	427	1,43	1,53	1,43	1,53
Serbatoio Fontanelle	6.481	6.572	6.481	6.572	24,00	24,21	24,00	24,21
Serb. Madonna delle Rocche	5.847	6.200	5.847	6.200	21,66	22,47	21,66	22,47
Serbatoio Giardina Gallotti	1.526	1.579	1.526	1.579	5,65	5,77	5,65	5,77
Serbatoio Montaperto	518	601	518	601	1,92	2,11	1,92	2,11
S O M M A N O	67.717	98.414	67.718	98.415	250,80	321,86	250,81	321,87

4. SISTEMA DI ADDUZIONE - SCHEMA IDRAULICO DI FUNZIONAMENTO

4.1. Sistema di approvvigionamento esterno

La città di Agrigento viene servita da 3 distinti acquedotti e dal Polo di dissalazione di Porto Empedocle : l'acquedotto del Voltano, gestito da Girgenti Acque S.p.A.; l'acquedotto Dissalata di Gela e l'acquedotto Favara di Burgio, gestiti da Siciliacque S.p.A. .

L'acquedotto del Voltano adduce, da Nord, a gravità le acque provenienti dal Partitore di Aragona (quota 455,00 m.s.m.) e alimenta i serbatoi della zona Nord.

L'acquedotto Dissalata di Gela, proveniente da Est, tramite successivi impianti di sollevamento in linea adduce le acque prodotte dall'impianto Petrolchimico di Gela fino alla centrale di sollevamento San Biagio (109,00 m.s.m.), posta sotto la rupe Ateonea e tramite quest'ultimo sollevamento viene alimentato il serbatoio di Forche.

L'acquedotto Favara di Burgio, proveniente da sud-ovest, alimenta a gravità alcuni serbatoi del comune di Porto Empedocle e la Centrale di Sollevamento di Villaseta (119,00 m.s.m.) , porta d'ingresso lato Ovest al sistema distributivo della Città di Agrigento. Dalla centrale di sollevamento Villaseta , gestita dalla Siciliacque s.p.a, vengono sollevate le acque fino al serbatoio Forche, mentre attraverso l'interconnessione con l'acquedotto Dissala di Gela, risulta possibile alimentare a gravità i serbatoi di Poggio Muscello e San Leone.

Il Polo di dissalazione di Agrigento, ubicato nella zona Asi di Porto Empedocle proprio sul mare, solleva le acque prodotte con un autonomo acquedotto fino alla centrale di sollevamento di Villaseta.

La configurazione plano-altimetrica della città e la dislocazione degli acquedotti esterni fornitori in relazione ai serbatoi da servire, non ha permesso il concentrazione di tutte le acque in un unico serbatoio di testa, ma in diversi singoli serbatoi, facenti sia servizio di alimentazione per altri serbatoi, sia servizio di distribuzione.

In particolare:

1) **Acquedotto del Voltano (gestione Girgenti Acque S.p.A.)**

Dal Partitore Rendinara attraverso il ramo di acquedotto a servizio del comune di Raffadali, vengono alimentate le frazioni di Giardina Gallotti e Montaperto. Dal Partitore di Aragona, posto a quota 455,00 m.s.m., vengono alimentati i comuni di Aragona, Comitini, Favara, Porto Empedocle e la Città di Agrigento.

Il ramo di acquedotto a servizio della Città di Agrigento, del DN 450 in acciaio, alimenta a gravità lungo il percorso i serbatoi posti nella zona a Nord della città. In particolare nella zona periferica esterna, alimenta i serbatoi di San Michele (

329,45 m.s.m.), Fontanelle (336,25 m.s.m.) .) e Madonna delle Rocche (304,00 m.s.m.), mentre attraverso il partitore san Gisippuzzo – Sarcuto alimenta i serbatoi di Itria (347,50 m.s.m.) e Rupe Atenea- Forche (321,48).

Sulla tratta di alimentazione del serbatoio Forche, si allacciano anche diverse derivazioni, con servizio di distribuzione per alcune aree delle c.da San Giusippuzzo, San Michele, zona Calcarelli e per le grosse utenze della nuova Casa Circondariale in C.da Petrusa e dell'ospedale San Giovanni di Dio.

Intermini di forniture di portate, le acque provenienti dal Voltano (Partitore di Aragona 455,00 m.s.m.), vengono principalmente utilizzate per servire le aree lungo il percorso della zona a Nord della Città, che rappresentano anche i serbatoi a quota più alta. Come evidenziato nella tabella seguente il fabbisogno minimo dal Voltano, per i serbatoi a Nord, e di circa 76 l/s, forniture maggiori vengono convogliate fino al serbatoio Forche, mentre forniture minori costringono il Gestore a sollevare le acque necessarie dal Serbatoio Forche verso il Partitore Sarcuto, utilizzando in senso inverso quest'ultimo tratto di condotta.

**ACQUEDOTTO VOLTANO
 DISTRIBUZIONE DI PORTATE AI SERBATOI LUNGO IL PERCORSO
 IPOTESI MINIMA - POPOLAZIONE AL 2040**

Reti servite dai serbatoi	Quota ingresso acqua m.s.m.	Portate medie da attribuire ai serbatoi Calcolo con riferimento alla popolazione al 2040			
		Distribuzione portate			
		Ante Operam		Post Operam	
		Inverno l/s	Estate l/s	Inverno l/s	Estate l/s
Serbatoio Giardina Gallotti	469,60	5,65	5,77	5,65	5,77
Serbatoio Montaperto	311,40	1,92	2,11	1,92	2,11
Serbatoio San Michele	329,45	1,43	1,53	1,43	1,53
Serbatoio Fontanelle	336,25	24,00	24,21	24,00	24,21
Serbatoio Itria	347,50	27,79	27,79	19,57	19,57
Serb.Madonna delle Rocche	304,00	21,66	22,47	21,66	22,47
		82,45	83,88	74,23	75,67

**ACQUEDOTTO VOLTANO
 DISTRIBUZIONE DI PORTATE AI SERBATOI LUNGO IL PERCORSO
 STATO ATTUALE IPOTESI MINIMA**

Reti servite dai serbatoi	Quota ingresso acqua m.s.m.	Portate medie da attribuire ai serbatoi Calcolo con riferimento alla popolazione attuale			
		Distribuzione portate			
		Ante Operam		Post Operam	
		Inverno l/s	Estate l/s	Inverno l/s	Estate l/s
Serbatoio Giardina Gallotti	469,60	4,56	4,66	4,56	4,66
Serbatoio Montaperto	311,40	1,55	1,70	1,55	1,70
Serbatoio San Michele	329,45	1,16	1,23	1,16	1,23
Serbatoio Fontanelle	336,25	19,36	19,53	19,36	19,53
Serbatoio Itria	347,50	22,41	22,41	15,78	15,78
Serb.Madonna delle Rocche	304,00	17,46	18,12	17,46	18,12
		66,49	67,65	59,87	61,02

2) Le acque dissalate di Gela (gestione Siciliacque S.p.A.)

L'acquedotto dissalata Gela, nella sua configurazione attuale, arriva fino alla centrale di sollevamento San Biagio (a quota 109 m.s.m.) , proprio sotto la Rupe Atenea. Il sollevamento può pompare una portata complessiva di circa 200 l/s fino ai serbatoi di testata Forche, dove avviene la partizione per il comune di Agrigento e i comuni del Consorzio del Voltano verso Aragona.

A Forche le acque per Agrigento vengono misurate e consegnate al Serbatoio di Testata Forche(321,48 m.s.m.), che può servire a gravità tutti i serbatoi della fascia Sud, Rupe Atenea (314,35), Giardini (298,2 m.s.m.), Viale (240,50 m.s.m.), Poggio Muscello (111,85 m.s.m.) Cozzo Mosè (166,00 m.s.m.) San Leone (51,25

m.s.m.), mentre con il sollevamento Forche, posto nella camera di manovra dell'omonimo serbatoio può servire, utilizzando all'inverso l'acquedotto del Voltano, i serbatoi a quota alta della Zona Nord.

3) Le acque del Favara di Burgio (gestione Siciliacque S.p.A.) e del dissalatore di Agrigento .

L'acquedotto Favara di Burgio arriva a gravità fino alla centrale di sollevamento di Villaseta. Prima dell'immissione in Vasca, con partizione in carica, si diparte l'acquedotto della Valle , che interconnette l'acquedotto dissalata di Gela e consente l'alimentazione a gravità, con il carico piezometrico residuo, dei serbatoi di Poggio Muscello e San Leone per la portata, media al 2040, rispettivamente di 31,8 l/s e 31,94 l/s.

La centrale di sollevamento Villaseta è attrezzata con due diversi impianti di sollevamento :

Sollevamento per Forche : costituito da 3 gruppi pompa in esercizio + 1 pompa di riserva attiva, capaci di sollevare singolarmente da 60-80 l/s, per una portata complessiva a regime di circa 210 l/s ;

Sollevamento Villaseta Monserrato : costituito da 2 gruppi pompa in esercizio + 1 pompa di riserva attiva, capace di sollevare singolarmente da 15-22 l/s, per una portata complessiva a regime di circa 35 l/s .

4) Il Polo di Dissalazione di Agrigento .

Il Polo di dissalazione della Città di Agrigento produce attualmente a regime 100 l/s con punte di 120 l/s, produzione che si prevede possa raddoppiare a 200 l/s. Le portate vengono pompate fino alla centrale di sollevamento di Villaseta (Gestione Siciliacque spa), dove possono essere sversate in vasca o immesse a gravità nell'acquedotto della Valle Templi.

4.2. Sistema di alimentazione serbatoi di zona

I serbatoi di Fontanelle, San Michele, Madonna delle Rocche, Itria, Rupe Atenea, Giardini, Viale, Villaseta e Lo Presti- San Leone, svolgono solo servizio di distribuzione urbana.

Il Serbatoio di Cozzo Mosè in corso di ultimazione svolgerà servizio di zona per l'area del Villaggio Mosè, area SS115.

I serbatoi di Forche e di Poggio Muscello svolgono servizio di alimentazione primaria e di distribuzione urbana.

a) serbatoio Forche

Le acque in arrivo al serbatoio Forche (Sollevamento Villaseta, Voltano e dissalata gela) vengono distribuite ai serbatoi:

- Rupe Atenea
- Giardini
- Viale
- Poggio Muscello
- Cozzo Mosè (in corso di esecuzione)

In derivazione dalla tratta di collegamento Forche-Poggio Muscello, vengono effettuati i cosiddetti “servizi esterni” per la distribuzione idrica nelle varie zone urbanizzate delle contrade: San Calogero Bianco, Villaggio Mosè, SS.115, Parco Angeli e via dei Fiumi.

Nella Camera di manovra del serbatoio di testata Forche è ubicato il Sollevamento denominato Forche, costituito da 2 gruppi pompa + uno di riserva, che pompano singolarmente da 30-45 l/s, per un complessivo di circa 70 l/s, verso i serbatoi posti a quota più alta della zona a Nord, attraverso l’acquedotto voltano, utilizzandolo in senso inverso.

Tale sollevamento interno al sistema idrico Agrigento, consente nei casi di diminuzione al di sotto dei valori minimi delle forniture dell’acquedotto voltano, di alimentare le aree servite dai Serbatoi Itria, Madonna delle Rocche, Fontanelle e San Michele.

b) serbatoio Poggio Muscello:

Il serbatoio Poggio Muscello viene alimentato, oltre che dal serbatoio Forche, anche a gravità dall’acquedotto Favara di Burgio e pertanto in esso possono confluire :

- le acque del Voltano miscelate a quelle dissalate provenienti al serbatoio Forche dalla centrale Villaseta o dalla centrale San Biagio;
- le acque del Favara di Burgio o dell’acquedotto dissalata di Gela a gravità tramite l’acquedotto valle dei Templi.

Detto serbatoio alimenta il serbatoio Lo Presti-San Leone e nel Progetto di massima della rete di Agrigento (Progetto Prof. Curto) si prevede che alimenti un nuovo serbatoio Fanara ubicato nella Zona Cannatello.

4.3. Disponibilità delle Fonti di approvvigionamento idrico e definizione dei flussi idrici

Nella revisione del Piano Regolatore Generale delle Acque per la Sicilia vengono individuate come fonti di approvvigionamento l'acquedotto Voltano, l'acquedotto di sovrambito Favara di Burgio e l'acquedotto di sovrambito Dissalata Gela Aragona, oltre alla sorgente di Bonamorone (0,2 l/s attualmente destinata a fontanella pubblica).

Negli studi preliminari al PRGA, elaborati dalla Sogesid SPA, viene attribuita alla città di Agrigento una disponibilità idrica di 233,80 l/s così ripartita:

Fonte	Portata (l/s)
Sorgente Bonamorone	0,20
Acquedotto Voltano	131,60
Acquedotto Favara di Burgio	51,10
Acquedotto Dissalata Gela Aragona	50,90
TOTALE	233,80

Nel nuovo assetto del comparto idrico effettuato dalla Regione Siciliana, l'Ufficio del Commissario delegato per l'emergenza rifiuti e tutela delle acque prima e l'Ufficio dell'ARRA (Agenzia Regionale Rifiuti e Acqua) dopo, consideravano, nei piani di ripartizione, mediamente in 220 l/s la portata da attribuire alla Città di Agrigento, individuando, secondo le disponibilità idriche effettive, la seguente distribuzione (distribuzione ante e post Polo dissalazione per Agrigento):

Fonte	Portata (l/s)	Portata (l/s)
Acquedotto Voltano	80 ÷ 100	30 ÷ 35
Acquedotto Favara di Burgio (compreso minidissalatori Porto Empedocle)	70 ÷ 80	70 ÷ 80
Acquedotto Dissalata Gela Aragona	60 ÷ 70	10 ÷ 40

Dissalatore Agrigento (esercizio dall'estate 2007)	0	100
TOTALE	220	220

In relazione allo stato attuale di completamento degli interventi programmati sul territorio (Rifacimento del Favara di Burgio e dell'Acquedotto Dissalata di Gela, potenziamento dissalatore Agrigento a 200 l/s) risultano sempre possibili i seguenti flussi idrici :

Forniture Acquedotto Favara di Burgio, comprensivi delle acque del polo di Dissalazione :

- Sollevamento per Villaseta Monserrato portata sollevata a regime 35 l/s
- Sollevamento per Forche portata a regime 210 l/s (punta 270 l/s)
- Interconnessione con Acquedotto Dissalata di Gela, direzione Ovest – Est, per successivo pompaggio a San Biagio circa 200 l/s, secondo il valore limite della centrale, l'acquedotto può addurre ancora anche le portate medie dei comuni di Palma di Montechiaro e Licata (Circa 150 l/s per un totale di 350 l/s).
- Alimentazione a gravità dei serbatoi di Poggio Muscello e San Leone, per una portata rispettivamente di 31,8 e 31,94 l/s , pari all'effettiva esigenza in periodo estivo.

Forniture Acquedotto Dissalata Gela Aragona :

- Sollevamento San Biagio per Forche portata sollevata a regime 200 l/s;
- Interconnessione con Acquedotto Favara di Burgio, direzione Est-Ovest, per successivo pompaggio a Villaseta e/o alimentazione dei comuni di Porto Empedocle, Siculiana etcc. Circa 400 l/s, l'acquedotto può addurre le portate medie dei comuni della fascia costiera normalmente serviti dal Favara di Burgio.
- Alimentazione a gravità dei serbatoi di Poggio Muscello e San Leone, per una portata rispettivamente di 31,8 e 31,94 l/s , pari all'effettiva esigenza in periodo estivo.

Forniture Acquedotto Voltano :

- Adduzione a gravità da Aragona ad Agrigento della portata complessiva della Città di Agrigento di 321,86 l/s, con consegna lungo il percorso ai

serbatoi di San Michele, Fontanelle, Madonna delle Rocche, Itria e serbatoio di testata Forche.

Forniture Polo Dissalazione Agrigento :

- Sollevamento fino alla c.le di Villaseta di 100 – 120 l/s, 200 l/s in seguito alla futura espansione del Dissalatore .

4.4. Scenari di funzionamento

Dall'analisi dei fabbisogni di cui alle tabelle precedenti risulta un fabbisogno totale per la Città di Agrigento di 250,80 l/s nel periodo invernale e 321,86 l/s nel periodo estivo con proiezione al 2040 , mentre nella situazione attuale si ha un fabbisogno di 202,26 l/s in inverno e 259,57 l/s in estate.

Per i calcoli successivi si prenderanno in considerazione i fabbisogni al 2040 e la fase di funzionamento estiva.

Nella definizione degli scenari di funzionamento vanno preliminarmente fissati i seguenti criteri :

- per ragioni di massima economia energetica nella gestione delle risorse, le acque alte provenienti dal Consorzio del Voltano alimentano principalmente i serbatoi della zona a Nord che sono anche quelli più alti della Città;
- I serbatoi che sono serviti da una sola fonte di approvvigionamento hanno priorità di alimentazione, anche se per servirne altri bisogna sprecare energia per sollevamenti;
- le acque provenienti dal Favara di Burgio e dal Polo di dissalazione di Agrigento, prima alimentano a gravità i serbatoi di Poggio Muscello e San Leone, le portate eccedenti vengono sollevate verso i serbatoi a quota più alta.

In relazione poi, al variare delle stagioni e delle fonti di approvvigionamento effettivamente disponibili sul territorio e nella considerazione che la città di Agrigento, pur disponendo di diverse fonti di alimentazione, il sistema Voltano da Nord, l'acquedotto Favara di Burgio da Est , la dissalata Gela-Aragona da Ovest, ed il polo di dissalazione di Agrigento da sud, risulta sempre nodo terminale dei sistemi acquedottistici da cui è servita, per la verifica ed il dimensionamento dello schema di alimentazione di tutti i serbatoi si è assunta l'ipotesi che il fabbisogno della Città venga soddisfatto singolarmente da una fonte di approvvigionamento senza il contributo di altre (anche per periodi limitati di emergenza).

Ciò consente di garantire la massima elasticità di gestione della risorsa idrica con i sistemi interconnessi del Voltano e dell'acquedotto Favara di Burgio e Gela-Aragona.

La rifunzionalizzazione del sistema è stata effettuata considerando le possibili condizioni di esercizio:

CONDIZIONE DI ESERCIZIO N.1) Prevede il funzionamento ordinario, in fase estiva $Q(\text{Agrigento}) = 321,86 \text{ l/s}$ con il polo di dissalazione di Agrigento in produzione a 100 l/s :

- il Consorzio del Voltano consegna una portata complessiva di $75,66 \text{ l/s}$ a servizio dei serbatoi della zona Nord (Montaperto e Giardini Gallotti che possono essere alimentati solamente da questo acquedotto, San Michele, Fontanelle, Madonna delle Rocche e Itria);
- l'acquedotto Dissalata di Gela adduce una portata di $40,92 \text{ l/s}$ alla centrale di sollevamento di San Biagio e da questa sollevata fino al serbatoio di testata di Forche ;
- il Favara di Burgio consegna una portata di circa $105,28 \text{ l/s}$ al nodo Villasetta, di cui $63,74 \text{ l/s}$ viene veicolata a gravità verso i serbatoi di Poggio Muscello e San Leone (attraverso l'interconnessione della Valle dei templi) e la restante parte arriva in vasca per il successivo sollevamento;
- il polo di dissalazione consegna 100 l/s alla centrale di sollevamento Villasetta per il successivo sollevamento a Monserrato e Forche.

CONDIZIONE DI ESERCIZIO N.2) Prevede il funzionamento ordinario, in fase estiva $Q(\text{Agrigento}) = 321,86 \text{ l/s}$, con il polo di dissalazione di Agrigento in produzione a 200 l/s :

- il Consorzio del Voltano consegna una portata complessiva di $53,19 \text{ l/s}$ a servizio dei serbatoi della zona Nord (Montaperto e Giardini Gallotti che possono essere alimentati solamente da questo acquedotto, San Michele, Fontanelle e Itria)
- il Favara di Burgio consegna una portata di circa $68,67 \text{ l/s}$ al nodo Villasetta, di cui $63,74 \text{ l/s}$ viene veicolata a gravità verso i serbatoi di Poggio Muscello e San Leone (attraverso l'interconnessione della Valle dei templi) e la restante parte arriva in vasca per il successivo sollevamento;
- il polo di dissalazione consegna 200 l/s alla centrale di sollevamento Villasetta per il successivo sollevamento a Monserrato e Forche.

CONDIZIONE DI ESERCIZIO N. 3) Prevede il funzionamento ordinario, in fase estiva $Q(\text{Agrigento}) = 321,86 \text{ l/s}$,con il polo di dissalazione di Agrigento in produzione a 200 l/s e l'alimentazione anche della città di Porto Empedocle:

- il Consorzio del Voltano consegna una portata complessiva di 75,66 l/s a servizio dei serbatoi della zona Nord (Montaperto e Giardini Gallotti che possono essere alimentati solamente da questo acquedotto, San Michele, Fontanelle, Madonna delle Rocche e Itria);
- il Favara di Burgio consegna una portata di circa 114,54 l/s al nodo Villasetta, di cui 63,74 l/s viene veicolata a gravità verso i serbatoi di Poggio Muscello e San Leone (attraverso l'interconnessione della Valle dei templi) e la restante parte arriva in vasca per il successivo sollevamento;
- il polo di dissalazione consegna 131,66 l/s alla centrale di sollevamento Villasetta per il successivo sollevamento a Monserrato e Forche, mentre al nodo Porto Empedocle consegna il fabbisogno complessivo di 68,34 l/s.

CONDIZIONE DI ESERCIZIO N.4) Prevede il funzionamento ordinario, in fase estiva $Q(\text{Agrigento}) = 321,86$ l/s con il polo di dissalazione di Agrigento in produzione a 100 l/s, Fornitura dal Voltano, attraverso partitore-serbatoio Itria, della dotazione di 68,34 l/s al comune di Porto Empedocle :

- il Consorzio del Voltano consegna una portata complessiva di 75,66 l/s a servizio dei serbatoi della zona Nord di Agrigento, (Montaperto e Giardini Gallotti che possono essere alimentati solamente da questo acquedotto, San Michele, Fontanelle, Madonna delle Rocche) e veicola l'intero fabbisogno per il Comune di Porto Empedocle $Q = 68,34$ l/s fino al serbatoio Itria, dove una condotta esistente lo consegna fino al serbatoio di San Calogero ;
- l'acquedotto Dissalata di Gela adduce una portata di 40,92 l/s alla centrale di sollevamento di San Biagio e da questa sollevata fino al serbatoio di testata di Forche ;
- il Favara di Burgio consegna una portata di circa 105,28 l/s al nodo Villasetta, di cui 63,74 l/s viene veicolata a gravità verso i serbatoi di Poggio Muscello e San Leone (attraverso l'interconnessione della Valle dei templi) e la restante parte arriva in vasca per il successivo sollevamento;
- il polo di dissalazione consegna 100 l/s alla centrale di sollevamento Villasetta per il successivo sollevamento a Monserrato e Forche.

Per verificare le capacità di adduzione del sistema, si sono considerate alcune situazioni estreme, di crisi di funzionamento in cui alcune fonti di approvvigionamento ven-

gono meno e bisogna attivare tutti i collegamenti ed i sollevamenti interni per potere alimentare tutti i serbatoi. In questi scenari di crisi si è sempre mantenuta la portata relativa al fabbisogno al 2040 nel periodo estivo $Q = 321,86$ l/s.

CRISI TRANSITORIA N.1) Prevede il funzionamento straordinario con l'alimentazione dal solo Acquedotto Voltano (293,00 l/s) , e l'alimentazione di Villaseta Monserrato dal Favara di Burgio tramite il sollevamento Villaseta (Questo serbatoio può essere alimentato solamente da questa Centrale). In questa ipotesi si assume che l'acquedotto Favara di Burgio fornisca un valore minimo di 28,86 l/s, mentre il polo di dissalazione di Agrigento e la Dissalata di Gela siano in disservizio totale.

CRISI TRANSITORIA N.2) Prevede il funzionamento straordinario con l'alimentazione dall'Acquedotto Voltano (121,86 l/s) e dal Dissalatore Agrigento a regime con produzione di 200 l/s. In questa ipotesi si assume che l'acquedotto Favara di Burgio e la Dissalata di Gela siano in disservizio totale.

CRISI TRANSITORIA N.3) Prevede il funzionamento straordinario con l'alimentazione dal solo Acquedotto Favara di Burgio (313,98 l/s), e l'alimentazione dei serbatoi di Montaperto e Giardina Gallotti con una portata minimale di 7,88 l/s dal Voltano. In questa ipotesi si attivano tutte le potenzialità del sollevamento Forche per l'alimentazione dei serbatoi a Nord normalmente alimentati dal Voltano.

Si ipotizzano in avaria totale gli acquedotti Dissalata di Gela ed il Polo di dissalazione di Agrigento.

CRISI TRANSITORIA N.4) Prevede il funzionamento straordinario con l'alimentazione dal solo Acquedotto Voltano (75,66 l/s) e l'alimentazione a pieno carico dall'acquedotto Dissalata di Gela con 246,20 l/s. In questo scenario le acque della dissalata vengono sollevate per circa 200 l/s dalla centrale San Biagio a Forche, mentre 46,20 l/s vengono veicolate e consegnate a gravità alla centrale di sollevamento Villaseta, per l'alimentazione di Monserrato, e al serbatoio di San Leone.

Si ipotizzano in avaria totale l'acquedotto Favara di Burgio ed il Polo di dissalazione di Agrigento.

4.5. Descrizione dei tratti di adduttore esterno in progetto

Lo schema idraulico di alimentazione della Città di Agrigento e dei serbatoi interni (tavv. 4 e 5) prevede sinteticamente:

- La sostituzione di alcuni tratti di condotta dell'acquedotto del Voltano, tra il partitore di Aragona e il partitore di San Michele;

- La sostituzione del tratto di condotta dell'acquedotto del Voltano, tra il partitore di Fontanelle ed il partitore di San Gisippuzzu (Sarcuto);
- La sostituzione dell'adduzione interna dal Partitore San Gisippuzzu al serbatoio di Itria;
- La sostituzione di un tratto dell'adduttrice interna dal Partitore San Gisippuzzu al serbatoio di Forche;
- La sostituzione dell'adduzione interna tra il serbatoio di poggio Muscello e il serbatoio di San Leone;
- La realizzazione di un nuovo breve tratto di condotta, in derivazione dall'acquedotto dissalata Agrigento, a servizio del comune di Porto Empedocle.

4.5.1. Sostituzione tratto Partitore Aragona – Partitore San Michele

La condotta adduttrice esistente è costituita da una condotta in acciaio DN 450, con rivestimento bituminoso, della lunghezza di circa 6821 ml che si diparte da quota 455,00 m.s.m. dal Partitore Aragona fino al partitore San Michele . In progetto si prevede la sostituzione di un tratto ammalorato in cattivo stato di conservazione della lunghezza di circa 1665 m con tubazione in acciaio dello stesso dn ma rivestito in triplo strato di polietilene. Il tratto risulta compreso tra il ponte tubo in c.da Agnellara fino al fosso consolida nella Zona Asi.

4.5.2. Tratto Partitore Fontanelle – Partitore San Gisippuzzu

La tratta idraulica , da sostituire totalmente, parte dal partitore a quota 262.00 m.s.m. e si sviluppa per complessivi ml 2.683 con tubazione in acciaio DN 450, fino al partitore San Gisippuzzu posto a quota 252,00 m.s.m. La nuova condotta manterrà il dn 450 ma avrà un rivestimento esterno in triplo strato rinforzato di polietilene ed un rivestimento interno in resina epossidica per acqua potabile.

4.5.3. Tratto Partitore San Gisippuzzu - Serbatoio Itria

Il tratto da sostituire totalmente, parte dal partitore San Gisippuzzu a quota 262.00 m.s.m. e si sviluppa per complessivi ml 2.749 con tubazione in acciaio DN 350, fino al Serbatoio Itria, posto nel centro storico a quota 347,50 m.s.m. La nuova condotta del dn 450 in acciaio (rivestimento esterno in Pead e interno in resina epossidica), verrà posata su di un tracciato in parte diverso dall'attuale, su sede stradale esistente.

4.5.4. Tratto Partitore San Gisippuzzu - Serbatoio Forche

La condotta adduttrice interna esistente è costituita da una condotta in acciaio DN 350, con rivestimento bituminoso, della lunghezza di circa 2250 ml che parte dal partitore San Gisippuzzu a quota 262.00 m.s.m e arriva al serbatoio di testata di Forche a quota 321,48 m.s.m. In progetto si prevede la sostituzione di un tratto ammallorato in cattivo stato di conservazione della lunghezza di circa 221 ml con tubazione in acciaio dello stesso dn ma rivestito in triplo strato di polietilene.

4.5.5. Alimentazione interna tra il serbatoio Poggio Muscello ed il Serbatoio San Leone - Lo Presti

La condotta adduttrice interna assicura l'alimentazione del Serbatoio San Leone dalle acque provenienti dal serbatoio di Testata di Forche. Il tratto si sviluppa, per una lunghezza di circa 2279m con tubazione in acciaio DN 200, seguendo un percorso che in parte si articola su terreno e in parte su strade esistenti. In progetto si prevede la sostituzione con una tubazione in Pead del DN 250 PN 10.

4.5.6. Tratto a servizio del Comune di Porto Empedocle.

Un breve tratto di nuova condotta in Pead del DN 315 PN 10 della lunghezza complessiva di circa (265+45+68) 378m con derivazione dalla condotta esistente Pead DN 450 a servizio del Polo di Dissalazione di Agrigento, permette l'alimentazione del serbatoio San Calogero e dell'omonima centrale di sollevamento a servizio del comune di Porto Empedocle.

5. SISTEMA DI ADDUZIONE - CRITERI DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA IDRAULICA

5.1. Verifiche idrauliche del sistema acquedottistico

Il principale riferimento normativo a carattere prestazionale è costituito dagli allegati 4, 5, 6 e 8 del D.P.C.M. 4 marzo 1996 "Disposizioni in materia di risorse idriche", di attuazione del disposto dell'art. 4, comma 1, della Legge n. 36/94. In particolare il D.P.C.M. 4 marzo 1996 ", ha definito:

- le direttive ed i parametri tecnici per l'individuazione delle aree a rischio di crisi idrica con finalità di prevenzione delle emergenze idriche;
- i livelli minimi dei servizi da garantire in ciascuno ambito territoriale ottimale, nonché i criteri e gli indirizzi per la gestione dei servizi di approvvigionamento, di captazione e di accumulo per usi diversi da quello potabile.

Per il calcolo delle perdite di carico per unità di lunghezza J si è considerata la formula di resistenza monomia, in regime turbolento :

$$J = \beta_r Q^2 / D^5$$

Con Q = portata (l/s)

D = diametro interno della condotta (m)

β_r = coefficiente resistenza dimensionale (s^2/m).

Per il calcolo del coefficiente di resistenza, si è adottata la formula di Bazin

$$\beta_r = 0.000857 (1 + 2 e / \sqrt{D})^2.$$

Avendo indicato "e" il coefficiente di scabrezza secondo Bazin, assunto per le tubazioni previste in progetto in acciaio pari a $0,16 \sqrt{m}$ e per le tubazioni in Pead pari a $0,08 \sqrt{m}$.

Sono state inoltre verificate le condizioni di funzionamento previste per organi di regolazione, protezione dai fenomeni transitori e per le valvole di rientrata ed uscita d'aria.

Si è proceduto quindi alla realizzazione del modello vero e proprio, tramite schematizzazione della rete rilevata sul campo tramite una serie di rami collegati tra loro in corrispondenza dei nodi definiti da: incrocio di più tubazioni, punti di variazione delle caratteristiche di una tubazione, collegamenti con altri elementi del sistema (serbatoi,

pompe, valvole), punti di spillamento (erogazioni concentrate), ed in genere, punti in cui saranno rilevati parametri idraulici di campo.

I serbatoi sono stati schematizzati tenendo conto della variazione della quota del pelo libero conseguente ai processi di riempimento e di svuotamento.

Gli output delle simulazioni consistono in:

- valori delle portate in corrispondenza dei punti di immissione in rete e di eventuali uscite in corrispondenza dei serbatoi, nonché le portate circolanti in rami;
- valori delle pressioni simultanee nei nodi;
- livelli nei serbatoi.

Successivamente alla calibrazione sono state effettuate le seguenti elaborazioni:

- verifiche del funzionamento nelle condizioni di portate massime;
- verifiche del funzionamento nelle situazioni ordinarie;
- verifica del funzionamento della rete nel caso di fuori servizio delle fonti di approvvigionamento, secondo scenari predefiniti.

Sulla base delle simulazioni sopra descritte, che consentono una migliore conoscenza del funzionamento della rete nelle varie condizioni di esercizio, sono state individuati interventi per l'ottimizzazione del funzionamento idraulico del sistema e per l'equilibrio delle pressioni e delle portate circolanti.

5.2. Verifica del sistema di regolazione nella condizioni di esercizio estreme

Sono stati inoltre effettuati le simulazioni del modello per le condizioni di esercizio estreme (portate massime, portate ordinarie), verificando, per le singole apparecchiature nei vari nodi idraulici, la capacità di regolazione al variare del grado di apertura.

PROSPETTO CAMPO DI REGOLAZIONE VALVOLA A FUSO

Perdite di carico per assegnata portata al variare del grado di apertura.

Partitore Porto Empedocle - Alimentazione Polo Dissalata

Diametro valvola DN = **200** (mm) Apparecchiatura : Valvola a fuso

Portata da regolare	Q max =	80,00 l/s	Velocità interno valvola	Carico disponibile
				2,55 m/s
	Q min =	20,00 l/s	0,64 m/s	23,08 m

Per assegnata portata, al variare del grado di apertura della valvola e quindi del coefficiente di perdita di carico α fornito dai costruttori, si ricava il ΔH dissipato nel passaggio dalla valvola dalla

$$\Delta H = \alpha V^2 / (2g) \text{ (m)}$$

$$Q = 80,00 \text{ (l/sec)}$$

Grado apertura %	α	DH (m)
10	500,00	165,42
20	133,00	44,00
30	54,00	17,87
40	27,00	8,93
50	16,00	5,29
60	13,00	4,30
70	7,40	2,45
80	6,30	2,08
90	4,80	1,59
100	3,70	1,22

PROSPETTO CAMPO DI REGOLAZIONE VALVOLA A FUSO

Portate per assegnata perdita di carico disponibile al variare del grado di apertura.

Diametro valvola DN = 200 (mm) Apparecchiatura : Valvola a fuso

Carico disponibile $\Delta H = 11,66$ (m)

Per assegnato carico disponibile ΔH , al variare del grado di apertura della valvola e quindi del coefficiente di perdita di carico α fornito dai costruttori, si ricava la portata defluente Q :

$$Q = \pi D^2 / 4 * (2 \Delta H g / \alpha)^2 \quad (l/s)$$

$\Delta H = 11,66$ (m)

Grado apertura %	α	Q (l/sec)
10	500,00	21,24
20	133,00	41,18
30	54,00	64,63
40	27,00	91,40
50	16,00	118,73
60	13,00	131,72
70	7,40	174,59
80	6,30	189,22
90	4,80	216,77
100	3,70	246,90

PROSPETTO CAMPO DI REGOLAZIONE VALVOLA A FUSO

Perdite di carico per assegnata portata al variare del grado di apertura.

Partitore San Gisippuzzu - Alimentazione Madonna delle Rocche

Diametro valvola DN = 150 (mm) Apparecchiatura : Valvola a fuso

Portata assegnata al serbatoio 22,47-21,66 l/s

Portata da regolare	Velocità interno valvola		Carico disponibile
	Q max =	2,26 m/s	5,00 m
	Q min =	0,85 m/s	15,00 m

Per assegnata portata, al variare del grado di apertura della valvola e quindi del coefficiente di perdita di carico α fornito dai costruttori, si ricava il ΔH dissipato nel passaggio dalla valvola dalla

$$\Delta H = \alpha V^2 / (2g) \text{ (m)}$$

$$Q = 40,00 \text{ (l/sec)}$$

Grado apertura %	α	DH (m)
10	500,00	130,70
20	133,00	34,77
30	54,00	14,12
40	27,00	7,06
50	16,00	4,18
60	13,00	3,40
70	7,40	1,93
80	6,30	1,65
90	4,80	1,25
100	3,70	0,97

PROSPETTO CAMPO DI REGOLAZIONE VALVOLA A FUSO

Portate per assegnata perdita di carico disponibile al variare del grado di apertura.

Diametro valvola DN = 150 (mm) Apparecchiatura : Valvola a fuso

Carico disponibile $\Delta H = 15,00$ (m)

Per assegnato carico disponibile ΔH , al variare del grado di apertura della valvola e quindi del coefficiente di perdita di carico α fornito dai costruttori, si ricava la portata defluente Q :

$$Q = \pi D^2 / 4 * (2 \Delta H g / \alpha)^2 \quad (l/s)$$

$\Delta H = 15,00$ (m)

Grado apertura %	α	Q (l/sec)
10	500,00	13,55
20	133,00	26,27
30	54,00	41,23
40	27,00	58,31
50	16,00	75,75
60	13,00	84,04
70	7,40	111,39
80	6,30	120,72
90	4,80	138,30
100	3,70	157,52

PROSPETTO CAMPO DI REGOLAZIONE IDROVALVOLA

Perdite di carico per assegnata portata al variare del grado di apertura.

Diametro valvola DN = 50 (mm) Apparecchiatura : IDROVALVOLA
 Portata da regolare Q = 5 (l/sec) Velocità V = 2,55 (l/sec)

Per assegnata portata, al variare del grado di apertura della valvola e quindi del coefficiente di perdita di carico K_v fornito dai costruttori, si ricava il Δh dissipato nel passaggio dalla valvola dalla :

$$\Delta h = \left(\frac{Q}{K_v} \right)^2$$

Per Dn = 50 (mm)
 K_v = 47 (mc/h)
 Corsa = 14 (mm)
 Q = 18 (mc/h)
 5 (l/s)

% corsa otturatore	% K_v	ΔH (m)
10*	5,00	597,84
20	17,30	49,94
30	36,70	11,10
40	54,00	5,13
50	66,70	3,36
60	77,30	2,50
70	85,30	2,05
80	92,70	1,74
90*	96,40	1,61
100	100,00	1,49

* Campo di regolazione 20 - 80 %

PROSPETTO CAMPO DI REGOLAZIONE IDROVALVOLA

Portate per assegnata perdita di carico disponibile al variare del grado di apertura.

Diametro valvola DN = 50 (mm) Apparecchiatura : IDROVALVOLA

Carico disponibile $\Delta H = 30,00$ (m)

Per assegnato carico disponibile Δh , al variare del grado di apertura della valvola e quindi del coefficiente di perdita di carico K_v fornito dai costruttori, si ricava la portata defluente Q :

$$Q = K_v \times \sqrt{\Delta h}$$

Per Dn = 50 (mm)
 $K_v = 47$ (mc/h)
Corsa = 14 (mm)

$\Delta H = 30,00$ (m)

% corsa otturatore	% K_v	Q (l/sec)
10*	5,00	1,12
20	17,30	3,88
30	36,70	8,22
40	54,00	12,10
50	66,70	14,94
60	77,30	17,32
70	85,30	19,11
80	92,70	20,77
90*	96,40	21,59
100	100,00	22,40

* Campo di regolazione 20 - 80 %

PROSPETTO CAMPO DI REGOLAZIONE IDROVALVOLA

Perdite di carico per assegnata portata al variare del grado di apertura.

Diametro valvola DN = **80** (mm) Apparecchiatura : IDROVALVOLA
 Portata da regolare Q = **10** (l/sec) Velocità V = **1,99** (l/sec)

Per assegnata portata, al variare del grado di apertura della valvola e quindi del coefficiente di perdita di carico K_v fornito dai costruttori, si ricava il Δh dissipato nel passaggio dalla valvola dalla :

$$\Delta h = \left(\frac{Q}{K_v} \right)^2$$

Per Dn = 80 (mm)
 K_v = 58 (mc/h)
 Corsa = 14 (mm)
 Q = 36 (mc/h)
 10 (l/s)

% corsa otturatore	% K_v	ΔH (m)
10*	5,00	1.570,30
20	17,30	131,17
30	36,70	29,15
40	54,00	13,46
50	66,70	8,82
60	77,30	6,57
70	85,30	5,40
80	92,70	4,57
90*	96,40	4,22
100	100,00	3,93

* Campo di regolazione 20 - 80 %

PROSPETTO CAMPO DI REGOLAZIONE IDROVALVOLA

Portate per assegnata perdita di carico disponibile al variare del grado di apertura.

Diametro valvola DN = 80 (mm) Apparecchiatura : IDROVALVOLA

Carico disponibile $\Delta H = 30,00$ (m)

Per assegnato carico disponibile Δh , al variare del grado di apertura della valvola e quindi del coefficiente di perdita di carico K_v fornito dai costruttori, si ricava la portata defluente Q :

$$Q = K_v \times \sqrt{\Delta h}$$

Per Dn = 80 (mm)
 $K_v = 58$ (mc/h)
Corsa = 14 (mm)

$\Delta H = 30,00$ (m)

% corsa otturatore	% K_v	Q (l/sec)
10*	5,00	1,38
20	17,30	4,78
30	36,70	10,15
40	54,00	14,93
50	66,70	18,44
60	77,30	21,37
70	85,30	23,58
80	92,70	25,63
90*	96,40	26,65
100	100,00	27,64

* Campo di regolazione 20 - 80 %

PROSPETTO CAMPO DI REGOLAZIONE IDROVALVOLA

Perdite di carico per assegnata portata al variare del grado di apertura.

Diametro valvola DN = 100 (mm) Apparecchiatura : IDROVALVOLA
 Portata da regolare Q = 15 (l/sec) Velocità V = 1,91 (l/sec)

Per assegnata portata, al variare del grado di apertura della valvola e quindi del coefficiente di perdita di carico K_v fornito dai costruttori, si ricava il Δh dissipato nel passaggio dalla valvola dalla :

$$\Delta h = \left(\frac{Q}{K_v} \right)^2$$

Per Dn = 100 (mm)
 K_v = 120 (mc/h)
 Corsa = 21 (mm)
 Q = 54 (mc/h)
 15 (l/s)

% corsa otturatore	% K_v	ΔH (m)
10*	5,00	825,39
20	17,30	68,95
30	36,70	15,32
40	54,00	7,08
50	66,70	4,64
60	77,30	3,45
70	85,30	2,84
80	92,70	2,40
90*	96,40	2,22
100	100,00	2,06

* Campo di regolazione 20 - 80 %

PROSPETTO CAMPO DI REGOLAZIONE IDROVALVOLA

Portate per assegnata perdita di carico disponibile al variare del grado di apertura.

Diametro valvola DN = 100 (mm) Apparecchiatura : IDROVALVOLA

Carico disponibile $\Delta H = 30,00$ (m)

Per assegnato carico disponibile Δh , al variare del grado di apertura della valvola e quindi del coefficiente di perdita di carico K_v fornito dai costruttori, si ricava la portata defluente Q :

$$Q = K_v \times \sqrt{\Delta h}$$

Per Dn = 100 (mm)
 $K_v = 120$ (mc/h)
Corsa = 21 (mm)

$\Delta H = 30,00$ (m)

% corsa otturatore	% K_v	Q (l/sec)
10*	5,00	2,86
20	17,30	9,89
30	36,70	20,99
40	54,00	30,88
50	66,70	38,15
60	77,30	44,21
70	85,30	48,79
80	92,70	53,02
90*	96,40	55,14
100	100,00	57,19

* Campo di regolazione 20 - 80 %

6. SISTEMA DI ADDUZIONE - RISULTATI DELLE VERIFICHE IDRAULICHE

Le portate idriche poste alla base delle simulazioni idrauliche effettuate, sono quelle determinate secondo i criteri esposti nei precedenti paragrafi.

Le simulazioni di funzionamento idraulico dell'acquedotto il cui schema è stato in precedenza descritto, sono state condotte ipotizzando quattro condizioni di esercizio ordinario e quattro condizioni di crisi delle fonti di approvvigionamento.

I risultati dei calcoli effettuati, con la metodologia descritta, sono riportati nelle seguenti tabelle.

I valori ottenuti sono riportati per ogni singolo tratto nelle tabelle di seguito riportate.

Nelle tabelle vengono riportate le portate assegnate ai serbatoi, per la condizione di esercizio, e l'Ente fornitore esterno dell'acqua. Per ogni acquedotto esterno, secondo la tabella di fornitura dei serbatoi resta definito lo schema di flusso idraulico.

VERIFICA SCHEMA IDRAULICO AGRIGENTO
 SCENARIO 1 - Condizioni ordinarie - Dissalata AG 100 l/s
 Ipotesi funzionamento Estivo -

	Estate (2040)	Inverno (anno 2040)	Fornitori esterni - Variate (l/s)			Totale
			Dissalata AG	Favara Burgio	Dissalata Gela	
Serbatoio Montaperno Q =	2,11 l/s	1,92	100,00	105,28	40,92	321,86
Serbatoio Giardina Galloli Q =	5,77 l/s	5,65				2,11
Serbatoio San Michele Q =	1,53 l/s	1,43				5,77
Serbatoio Fontanelle Q =	24,21 l/s	24,00				1,53
Serb. Madonna delle Rocche Q =	22,47 l/s	21,66				24,21
Serbatoio Itria Q =	19,57 l/s	19,57				22,47
Serbatoio Rupe Atenea Q =	41,54 l/s	41,54				19,57
Serbatoio Viale Q =	18,84 l/s	17,70				41,54
Serbatoio Giardini Q =	30,07 l/s	28,29				18,84
Serbatoio Poggio Muscetto Q =	31,80 l/s	12,86				30,07
Serbatoio Lo Presi Q =	31,94 l/s	17,06				31,80
Serbatoio Mosè Q =	63,15 l/s	30,61				31,94
Serb. Monserrato Villasetta Q =	28,86 l/s	28,51				63,15
PORTATA TOTALE AGRIGENTO Q =	321,86 l/s	250,80				28,86
Dissalata Agrigento x Porto Empedocle Q =	0,00 l/s	55,41				321,86
			100,00	105,28	40,92	321,86
			100,00			0,00
						321,86

Soillevamento Villasetta per Forche Q (max 210 l/s) = 112,68 l/s
 Soillevamento Villasetta per Monserrato Q (max 35 l/s) = 28,86 l/s

Dal Favara di Burgio attraverso l'interconnessione sul sollev. San Biagio Q (max 200 l/s) = 0,00
 Adduzione da Villasetta, a gravità, per San Leone - Poggio Muscetto Q = 63,74 l/s

Soillevamento San Biagio Dissalata Gela x Forche Q (max 200 l/s *) = 40,92 l/s
 Dalla Dissalata Gela attraverso l'interconnessione sul sollev. Villasetta Q (l/s) = 0,00

Soillevamento Forche x Serbatoi Nord Città Q (max 70 l/s) = 0,00 l/s

Tronco	Geometriche			Allometriche		Tipologiche				Idrauliche			
	Diametro interno [mm]	D [mm]	Lunghezza L [m]	Quota ascito monte Zm [m s.m.]	Zv [m s.m.]	Material e	Scabrezza Bazzi [m ^{1/2}]	Portata Q [l/s]	Velocità V [m/s]	Cadente J [m/Km]	Caduta DH=J*L [m]	Q Piezom. Q.P. - DH [m s.m.]	Altezz.piez. Q.P. - Zv [m]
ACQUEDOTTO VOLTANO													
Part. Aragona - Partit. San Michele	450,0	450	6.821	455,00	287,00	Acciaio	0,16	67,78	0,43	0,47	3,18	451,82	164,82
Partitore - Serb. San Michele	141,0	160	417	287,00	330,00	PEad	0,08	1,55	0,10	0,07	0,03	451,79	121,79
Part.S.Michele-Part. Fontanelle	450,0	450	1.006	287,00	262,00	Acciaio	0,16	66,25	0,42	0,44	0,45	451,38	189,38
Partitore - Serb. Fontanelle	200,0	200	1.681	262,00	337,00	Acciaio	0,16	24,21	0,77	4,62	7,77	443,61	106,61
Part. Font. - Part. S. Gisippuzzi	450,0	450	2.683	262,00	252,00	Acciaio	0,16	42,04	0,26	0,18	0,48	450,90	198,90
Part. S. Gisip. - Serb. Mad. Rocche	200,0	200	1.450	252,00	304,00	Acciaio	0,16	22,47	0,72	3,98	5,77	445,13	141,13
Part. S. Gisippuzzi - Serb. Itria	350,0	350	2.749	252,00	348,00	Acciaio	0,16	19,57	0,20	0,15	0,41	450,49	102,49
DISSALATA AGRIGENTO FINO A VILASETTA													
Pompe Dissal. - Nodo Costone	400,0	400	800	0,00	50,00	Acciaio	0,16	100,00	0,80	1,90	1,52	143,48	93,48
Nodo Costone - Part. Porto Emp.	397,0	450	850	50,00	89,00	PEad	0,08	100,00	0,81	1,37	1,16	142,32	53,32
Part.P.E. - Villasetta Sicilicque	397,0	450	1.500	89,00	120,00	PEad	0,08	100,00	0,81	1,37	2,05	140,27	20,27
FAVARA DI BIRGIO (SAN LEONE - POGGIO MUSCETTO; SOILLEVAMENTO FORCHE; VILASETTA;													
Centrale Villasetta - Serb. Viale	500,0	500	3.684	113,00	235,00	Acciaio	0,16	112,68	0,57	0,73	2,71	340,29	105,29
Serb. Viale - Serb. Forche (DN 300)	257,0	315	647	235,00	322,00	PEad	0,08	31,70	0,61	1,33	0,86	339,43	17,43
Serb. Viale - Serb. Forche (DN 450)	368,0	450	647	235,00	322,00	PEad	0,08	80,98	0,76	1,33	0,86	339,43	17,43
Centrale Villasetta - Dir. San Leone	600,0	600	4.880	113,00	13,96	Acciaio	0,16	63,74	0,23	0,09	0,44	118,56	104,60
Dir. San Leone - Dir. Poggio Muscetto	600,0	600	1.478	13,96	34,91	Acciaio	0,16	31,80	0,11	0,02	0,03	118,53	83,62
Dir. San Leone - Serb. San Leone	200,0	200	1.624	13,96	51,25	Acciaio	0,16	31,94	1,02	8,04	13,06	105,50	54,25
Dir. Poggio Muscetto - Serb. Poggio Muscetto	350,0	350	1.326	34,91	111,85	Acciaio	0,16	31,80	0,33	0,39	0,52	118,01	6,16
C.le Villasetta - Serb. Villasetta Monserrato	250,0	250	670	113,00	170,00	Ghisa	0,23	28,86	0,59	2,69	1,81	176,19	6,19
ADDUZIONE INTERNA DAL SERBATOIO FORCHE													
Serb. Forche - Serb. Viale	200,0	200	1.450	312,00	235,00	Acciaio	0,16	18,84	0,60	2,80	4,06	309,94	74,94
Serb. Forche - Serb. Giardini	220,0	250	575	312,00	303,00	PEad	0,08	30,07	0,79	2,70	1,56	312,74	9,74
Serb. Forche - Partitore Recinto	350,0	350	4.179	312,00	65,00	Ghisa	0,18	63,15	0,66	1,68	7,04	306,96	241,96
Part. Recinto - Serb. Mosè	250,0	250	2.232	65,00	170,00	Ghisa	0,18	63,15	1,29	10,35	23,11	283,86	113,86

VERIFICA SCHEMA IDRAULICO AGRIGENTO
 SCENARIO 2 - Condizione ordinaria - Dissalata AG 2001/s
 Ipotesi funzionamento Estivo -

Fornitori esterni - Portate (l/s)		Dissalata AG		Favara Burgio		Dissalata Gela		Totale	
Volturno									
53,19	260,00	68,67	0,00					321,86	
2,11								2,11	
5,77								5,77	
1,53								1,53	
24,21								24,21	
17,51		4,93						22,47	
19,57								19,57	
41,54								41,54	
18,84								18,84	
30,07								30,07	
		31,80						31,80	
		31,94						31,94	
		63,15						63,15	
		28,86						28,86	
53,19	260,00	68,67	0,00					321,86	
	260,00								0,00
									321,86

Sollevamento Villasetta per Forche Q (max 210 l/s) = 176,07 l/s
 Sollevamento Villasetta per Monserrato Q (max 35 l/s) = 28,86 l/s

Dal Favara di Burgio attraverso l'interconnessione al soll. ex. San Biagio Q (max 200 l/s) = 0,00
 Addizione da Villasetta, a gravità, per San Leone - Poggio Muscello Q = 63,74 l/s

Sollevamento San Biagio Dissalata Gela x Forche Q (max 200 l/s*) = 0,00 l/s
 Dalla Dissalata Gela attraverso l'interconnessione al soll. ex. Villasetta Q (l/s) = 0,00

Sollevamento Forche x Serbatoi Nord Città Q (max 70 l/s) = 22,47 l/s

FORATA TOTALE AGRIGENTO Q = 321,86
 DISSALATA AGRIGENTO X PORTO EMPEDOCLE Q = 0,00
 321,86 l/s

Tronco	Geometriche		Alimentriche		Tipologiche		CARATTERISTICHE				Idrauliche		
	Diametro interno nominale [mm]	Lunghez. D [mm]	Quota asse tubo monte [m s.m.]	Zv [m s.m.]	Materiale	Sebz. Buz. e [m ² /l/2]	Portata Q [l/s]	Velocità V [m/s]	Cedente J [m/Km]	Caduta DH-J'L [m]	Q.Piezom. Q.P. - DH [m s.m.]	Altez.piez. Q.P. - Zv [m]	
ACQUEDOTTO VOLTANO													
Part. Aragona - Partit. San Michele	450,0	450	6,821	455,00	287,00	Acciaio	0,16	45,31	0,28	0,21	1,42	453,58	166,58
Partitore - Serb. San Michele	141,0	160	417	287,00	330,00	PEad	0,08	1,53	0,10	0,07	0,03	453,55	123,55
Part. S. Michele - Part. Fontanelle	450,0	450	1,006	287,00	262,00	Acciaio	0,16	43,78	0,28	0,19	0,20	453,39	191,39
Partitore - Serb. Fontanelle	200,0	200	1,681	262,00	337,00	Acciaio	0,16	24,21	0,77	4,62	7,77	445,62	108,62
Part. Font. - Part. S. Gispuzzu	450,0	450	2,683	262,00	252,00	Acciaio	0,16	19,57	0,12	0,04	0,10	453,28	201,28
Part. S. Gisp. - Serb. Mad. Rocche	200,0	200	1,450	252,00	304,00	Acciaio	0,16						
Part. S. Gispuzzu - Serb. Itria	350,0	350	2,749	252,00	348,00	Acciaio	0,16	19,57	0,20	0,15	0,41	452,87	104,87
DISSALATA AGRIGENTO FINO A VILLASETA													
FAYARA DI BURGIO (SAN LEONE - POGGIO MUSCELLO; SOLLEVAMENTO FORCHE; VILLASETA;													
Tonpe Dissal. - Nodo Costone	400,0	400	800	0,00	50,00	Acciaio	0,16	260,00	1,59	7,59	5,07	138,93	88,93
Nodo Costone - Part. Porto Emp.	397,0	450	850	50,00	89,00	PEad	0,08	260,00	1,62	5,47	4,65	134,28	45,28
Part. P.E. - Villasetta Sicilacqua	397,0	450	1,500	89,00	120,00	PEad	0,08	200,00	1,62	5,47	8,20	126,08	6,08
QUOTA PIEZOMETRICA SOLLEVAMENTO VILLASETA (Q max 210 l/s) = 345,00 [m s.m.]													
Centrale Villasetta - Serb. Viale	500,0	500	3,684	113,00	235,00	Acciaio	0,16	176,07	0,90	1,79	6,61	336,39	101,39
Serb. Viale - Serb. Forche (DN 300)	257,0	315	647	235,00	322,00	PEad	0,08	49,54	0,95	3,25	2,10	334,29	12,29
Serb. Viale - Serb. Forche (DN 450)	368,0	450	617	235,00	322,00	PEad	0,08	126,53	1,19	3,25	2,10	334,29	12,29
QUOTA PIEZOMETRICA PARTITORE VILLASETA = 119,00 [m s.m.]													
Centrale Villasetta - Dir. San Leone	600,0	600	4,880	113,00	13,96	Acciaio	0,16	63,74	0,23	0,09	0,44	118,56	104,60
Dir. San Leone - Dir. Poggio Muscello	600,0	600	1,478	13,96	34,91	Acciaio	0,16	31,80	0,11	0,02	0,03	118,53	83,62
Dir. San Leone - Serb. San Leone	200,0	200	1,624	13,96	51,25	Acciaio	0,16	31,94	1,02	8,04	13,06	105,50	54,25
Dir. Poggio Muscello - Serb. Poggio Muscello	350,0	350	1,326	34,91	111,85	Acciaio	0,16	31,80	0,33	0,39	0,52	118,01	6,16
QUOTA PIEZOMETRICA SOLLEVAMENTO VILLASETA (Q max 35 l/s) = 178,00 [m s.m.]													
G. Le Villasetta - Serb. Villasetta Monserrato	250,0	250	670	113,00	170,00	GHsa	0,23	28,86	0,59	2,69	1,81	176,19	6,19
QUOTA PIEZOMETRICA SERBATOIO TESTATA FORCHE = 314,00 [m s.m.]													
SOLLEVAMENTO FORCHE X SERBATOI NORD CITTA'													
Serb. Forche - Part. S. Gispuzzu	350,0	350	2,250	322,00	252,00	Acciaio	0,16	22,47	0,23	0,20	0,44	357,56	105,56
Part. S. Gispuzzu - Serb. Itria	350,0	350	2,749	252,00	348,00	Acciaio	0,16						
Part. S. Gisp. - Serb. Mad. Rocche	200,0	200	1,450	348,00	304,00	Acciaio	0,16	22,47	0,72	3,98	5,77	351,79	47,79
QUOTA PIEZOMETRICA SERBATOIO TESTATA FORCHE = 314,00 [m s.m.]													
ADDIZIONE INTERNA DAL SERBATOIO FORCHE													
Serb. Forche - Serb. Viale	200,0	200	1,450	312,00	235,00	Acciaio	0,16	18,84	0,60	2,80	4,06	309,94	74,94
Serb. Forche - Serb. Giardini	220,0	250	575	312,00	303,00	PEad	0,08	30,07	0,79	2,70	1,56	312,44	9,44
Serb. Forche - Partitore Recinto	350,0	350	4,179	312,00	65,00	GHsa	0,18	63,15	0,66	1,68	7,04	306,96	241,96
Part. Recinto - Serb. Mosè	250,0	250	2,232	65,00	170,00	GHsa	0,18	63,15	1,29	10,35	23,11	283,86	113,86

VERIFICA SCHEMA IDRAULICO AGRIGENTO
 SCENARIO 3 - Condizione ordinarie - Dissalata AG 200 l/s - Fornitura per Porto Empedocle 68,34 l/s
ipotesi funzionamento Estivo

	Estate (29-40)	Inverno (anno 2040)	Estate (anno 2040)	Fornitori esterni - Portate (l/s)			Totale
				Voliano	Dissalata AG	Favara Burgio Gela	
Serbatoio Montaperto	Q = 2,11 l/s	1,92	2,11	2,11	2,11	0,00	390,20
Serbatoio Giardina Galletti	Q = 5,77 l/s	5,65	5,77				2,11
Serbatoio San Michele	Q = 1,53 l/s	1,43	1,53				5,77
Serbatoio Fontanelle	Q = 24,21 l/s	24,00	24,21				1,53
Serb. Madonna delle Rocche	Q = 22,47 l/s	21,66	22,47				24,21
Serbatoio Itria	Q = 19,57 l/s	19,57	19,57				22,47
Serbatoio Rupe Atena	Q = 41,54 l/s	41,54	41,54				19,57
Serbatoio Viale	Q = 18,84 l/s	17,70	18,84				41,54
Serbatoio Giardini	Q = 30,07 l/s	28,29	30,07				18,84
Serbatoio Poggio Muscello	Q = 31,80 l/s	12,86	31,80				30,07
Serbatoio Lo Presti	Q = 31,94 l/s	17,06	31,94				31,80
Serbatoio Mossè	Q = 63,15 l/s	30,61	63,15				31,94
Serb. Monserato Villasetta	Q = 28,86 l/s	28,21	28,86				63,15
PORTATA TOTALE AGRIGENTO	Q = 321,86 l/s	250,80	321,86				28,86
Dissalata Agrigento x Porto Empedocle	Q = 68,34 l/s	53,41	68,34				321,86
		390,20					68,34

Sollevamento Villasetta per Forche Q (max 210 l/s) = 153,60 l/s
 Sollevamento Villasetta per Monserato Q (max 35 l/s) = 28,86 l/s
 Dal Favara di Burgio attraverso l'interconnessione all'aslev. San Biagio Q (max 200 l/s) = 0,00 l/s
 Addizione da Villasetta, a gravità, per San Leone - Poggio Muscello Q = 63,74 l/s
 Sollevamento San Biagio Dissalata Gela x Forche Q (max 200 l/s *) = 0,00 l/s
 Dissalata Gela attraverso l'interconnessione all'aslev. Villasetta Q (l/s) = 0,00 l/s
 Dalla Dissalata Gela attraverso l'interconnessione all'aslev. Villasetta Q (l/s) = 0,00 l/s
 Sollevamento Forche x Serbatoio Nord Città Q (max 70 l/s) = 0,00 l/s

Tronco	Geometriche			Alimentriche			CARATTERISTICHE			Idrauliche		
	Diametro interno D [mm]	Lunghez. L [m]	Quota asse tubo monte Zm [m s.m.]	Materiali Scabrezza Bazin e Zv [m ² /s]	Portata Q [l/s]	Velocità V [m/s]	Cadente J [m/km]	Caduta DI-J-L [m]	Q.Piezom. Q.P. - DII [m.s.m.]	Q.P. - Zv [m]	Altezz.piez.	
ACQUEDOTTO VOLIANO												
Part. Aragona - Part. San Michele	450,0	6,821	455,00	Acciaio	0,16	67,78	0,43	0,47	3,18	451,82	164,82	
Faustore - Serb. San Michele	141,0	417	287,00	PEad	0,08	1,53	0,10	0,07	0,03	451,79	121,79	
Part.S.Michele-Part. Fontanelle	450,0	1,006	287,00	Acciaio	0,16	65,25	0,42	0,44	0,45	451,38	189,38	
Partifore - Serb. Fontanelle	200,0	200	262,00	Acciaio	0,16	24,21	0,77	4,62	7,77	443,61	106,61	
Part. Font. - Part. S. Gispuzzu	450,0	450	262,00	Acciaio	0,16	42,04	0,26	0,18	0,48	450,90	198,90	
Part. S. Gisp. - Serb. Mad. Rocche	200,0	200	252,00	Acciaio	0,16	22,47	0,72	3,93	5,77	445,13	141,13	
Part. S. Gispuzzu - Serb. Itria	350,0	350	252,00	Acciaio	0,16	19,57	0,20	0,15	0,41	450,49	102,49	
DISSALATA AGRIGENTO FINO A VILLASETA												
Pompe Dissal. - Nodo Costone	400,0	400	0,60	Acciaio	0,16	260,00	1,59	7,59	6,07	138,93	88,93	
Nodo Costone - Part. Porto Emp.	397,0	450	50,00	PEad	0,08	260,00	1,62	5,47	4,65	134,28	45,28	
Part.P.E. - Villasetta Sidilacqua	397,0	450	89,00	PEad	0,08	131,66	1,06	2,37	3,55	130,73	10,73	
Part.P.E. - Part. Sollev.	277,0	315	89,00	PEad	0,08	68,34	1,13	4,17	1,11	133,17	24,17	
Part. Sollev. - Centrale San Calogero	277,0	315	109,00	PEad	0,08	48,34	0,80	2,09	0,09	133,08	23,08	
Part. Sollev. - Serb. S. Calogero P.E.	277,0	315	109,00	PEad	0,08	20,00	0,33	0,36	0,02	133,15	11,66	
FAVARA DI BURGIO (SAN LEONE - POGGIO MUSCELLO; SOLLEVAMENTO FORCHE; VILLASETA;												
Centrale Villasetta - Serb. Viale	500,0	500	113,00	Acciaio	0,16	153,60	0,78	1,37	5,03	337,97	102,97	
Serb. Viale - Serb. Forche (DN 300)	257,0	315	235,00	PEad	0,08	43,22	0,83	2,47	1,60	336,37	14,37	
Serb. Viale - Serb. Forche (DN 450)	368,0	450	235,00	PEad	0,08	110,38	1,04	2,47	1,60	336,37	14,37	
Centrale Villasetta - Dir. San Leone	600,0	600	113,00	Acciaio	0,16	63,74	0,23	0,09	0,44	118,56	104,60	
Dir. San Leone - Dir. Poggio Muscello	600,0	600	13,96	Acciaio	0,16	31,80	0,11	0,02	0,03	118,53	83,62	
Dir. Poggio Muscello - Serb. Poggio Muscello	350,0	350	34,91	Acciaio	0,16	31,80	0,33	0,39	0,52	118,01	6,16	
C.le Villasetta - Serb. Villasetta Monserato	250,0	250	113,00	GHisa	0,23	28,86	0,59	2,69	1,81	176,19	6,19	
ADDUZIONE INTERNA DAL SERBATOIO FORCHE												
Serb. Forche - Serb. Viale	200,0	200	312,00	Acciaio	0,16	18,84	0,60	2,80	4,06	309,94	74,94	
Serb. Forche - Serb. Giardini	220,0	250	312,00	PEad	0,08	39,07	0,79	2,70	1,56	312,44	9,44	
Serb. Forche - Partifore Recinto	350,0	350	312,00	GHisa	0,18	63,15	0,66	1,68	7,04	306,96	241,96	
Part. Recinto - Serb. Mossè	250,0	250	65,00	GHisa	0,18	63,15	1,29	10,35	23,11	283,86	113,86	

VERIFICA SCHEMA IDRAULICO AGRIGENTO
 SCENARIO 4 - Condizione ordinaria - Dissalata AG 100 l/s - Fornitura Voltano per Porto Empedocle da Itria.
 Ipotesi funzionamento Estivo -

Fornitori esterni - Portate (l/s)	Estate (2040)		Inverno (anno 2040)		Totale
	Dissalata AG	Favara Burgio	Dissalata Gela	Favara Burgio	
	144,00	105,28	40,92		390,20
Serbatoio Montaperto Q =	2,11			2,11	
Serbatoio Giardina Galloli Q =	5,77			5,77	
Serbatoio San Michele Q =	1,53			1,53	
Serbatoio Fontanelle Q =	24,21			24,21	
Serb. Madonna delle Kocche Q =	22,47			22,47	
Serbatoio Itria Q =	87,91			87,91	
Serbatoio Rupe Aterea Q =		41,54		41,54	
Serbatoio Viale Q =		17,70	10,85	18,84	
Serbatoio Giardini Q =		28,29	30,07	30,07	
Serbatoio Poggio Muscello Q =		31,80		31,80	
Serbatoio Lo Presti Q =		31,94		31,94	
Serbatoio Mosè Q =		63,15		63,15	
Serb. Monserrato Villasetta Q =		28,86		28,86	
PORTATA TOTALE AGRIGENTO Q = 321,86					
Dissalata Agrigento x Porto Empedocle Q = 0,00					
	144,00	105,28	40,92		390,20
					0,00
					390,20

Sollevamento Villasetta per Forche Q (max 210 l/s) = 112,68 l/s
 Sollevamento Villasetta per Monserrato Q (max 35 l/s) = 28,86 l/s
 Dal Favara di Burgio attraverso l'interconnessione sul sollev. San Biagio Q (max 200 l/s) = 0,00 l/s
 Adduzione da Villasetta, a gravità, per San Leone - Poggio Muscello Q = 63,74 l/s
 Sollevamento San Biagio Dissalata Gela x Forche Q (max 200 l/s *) = 40,92 l/s
 Dalla Dissalata Gela attraverso l'interconnessione sul sollev. Villasetta Q (l/s) = 0,00 l/s
 Sollevamento Forche x Serbatoio Neri Città Q (max 70 l/s) = 0,00 l/s

Tronco	Geometriche			Alimetriche			CARATTERISTICHE						
	Diametro interno Di [mm]	D [mm]	Lunghezza L [m]	Quota asse tubo monte Zm [m s.m.]	Zv [m s.m.]	Materiali	Scabrezza e [m ² /2]	Portata Q [l/s]	Velocità V [m/s]	Caricanti J [m/Km]	Caduta DH=J*L [m]	Q.Frez.com. Q.P. - DH [m.s.m.]	Altez.piez. Q.P. - Zv [m]
ACQUEDOTTO VOLTANO													
Part. Aragona - Partit. San Michele	450,0	450	6.821	455,00	287,00	Acciaio	0,16	136,12	0,86	1,88	12,81	442,19	155,19
Partitore - Serb. San Michele	141,0	160	417	287,00	330,00	PEAd	0,08	1,53	0,10	0,07	0,03	442,16	112,16
Part.S.Michele-Part. Fontanelle	450,0	450	1.006	287,00	262,00	Acciaio	0,16	134,59	0,85	1,84	1,85	440,35	178,35
Partitore - Serb. Fontanelle	200,0	200	1.681	262,00	337,00	Acciaio	0,16	24,21	0,77	4,62	7,77	432,58	95,58
Part. Font. - Part. S. Gisippuzzu	450,0	450	2.683	262,00	232,00	Acciaio	0,16	110,38	0,69	1,23	3,31	437,04	185,04
Part. S. Gisip. - Serb. Mad. Rocche	200,0	200	1.450	252,00	304,00	Acciaio	0,16	22,47	0,72	3,98	5,77	431,27	127,27
Part. S. Gisippuzzu - Serb. Itria	350,0	350	2.749	252,00	348,00	Acciaio	0,16	87,91	0,91	2,99	8,23	428,81	80,81
DISSALATA AGRIGENTO FINO A VILLASETTA													
Pompe Dissal. - Ncdo Costone	400,0	400	800	0,00	50,00	Acciaio	0,16	100,00	0,80	1,90	1,52	143,48	93,48
Nodo Costone - Part. Porto Emp.	397,0	450	850	50,00	89,00	PEAd	0,08	100,00	0,81	1,37	1,16	142,32	53,32
Part.P.E. - Villasetta Sicilacque	397,0	450	1.500	89,00	120,00	PEAd	0,08	100,00	0,81	1,37	2,05	140,27	20,27
FAVARA DI BURGIO (SAN LEONE - POGGIO MUSCELLO; SOLLEVAMENTO FORCHE; VILLASETTA;													
Centrale Villasetta - Serb. Viale	500,0	500	3.684	113,00	235,00	Acciaio	0,16	112,68	0,57	0,73	2,71	340,29	105,29
Serb. Viale - Serb. Forche (DN 300)	257,0	315	647	235,00	322,00	PEAd	0,08	31,70	0,61	1,33	0,86	339,43	17,43
Serb. Viale - Serb. Forche (DN 450)	368,0	450	647	235,00	322,00	PEAd	0,08	80,98	0,76	1,33	0,86	339,43	17,43
Centrale Villasetta - Dir. San Leone	600,0	600	4.880	113,00	13,96	Acciaio	0,16	63,74	0,23	0,09	0,44	118,56	104,60
Dir. San Leone - Dir. Poggio Muscello	600,0	600	1.478	13,96	34,91	Acciaio	0,16	31,80	0,11	0,02	0,03	118,53	83,62
Dir. San Leone - Serb. San Leone	200,0	200	1.624	13,96	51,25	Acciaio	0,16	31,94	1,02	8,04	13,06	105,50	54,25
Dir. Poggio Muscello - Serb. Poggio Muscello	350,0	350	1.326	34,91	111,85	Acciaio	0,16	31,80	0,33	0,39	0,52	118,01	6,16
C.le Villasetta - Serb. Villasetta Monserrato	250,0	250	670	113,00	170,00	Ghisa	0,23	28,86	0,59	2,69	1,81	176,19	6,19
ADDUZIONE INTERNA DAL SERBATOIO FORCHE													
Serb. Forche - Serb. Viale	200,0	200	1.450	312,00	235,00	Acciaio	0,16	18,84	0,60	2,80	4,06	309,94	74,94
Serb. Forche - Serb. Giardini	220,0	250	575	312,00	303,00	PEAd	0,08	30,07	0,79	2,70	1,56	312,44	9,44
Serb. Forche - Partitore Recinto	350,0	350	4.179	312,00	65,00	Ghisa	0,18	63,15	0,66	1,68	7,04	306,96	241,96
Part. Recinto - Serb. Mosè	250,0	250	2.232	65,00	170,00	Ghisa	0,18	63,15	1,29	10,35	23,11	283,86	113,86



VERIFICA SCHEMA IDRAULICO AGRIGENTO
CRISI 1 - Fonte approvvigionamento solo Voltano + Favara di Burgio per solo Monserrato Villasetta
Ipotesi: funzionamento Estivo -

	Estate (2040)		Inverno (anno 2010)		Estate (anno 2010)		Fornitori esterni - Portate (l/s)		Totale		
	Q	l/s	Q	l/s	Q	l/s	Vollano	Dissalata AG		Favara Burgio	Dissalata Gela
Serbatoio Montaperto	2,11	l/s	1,92	l/s	2,11	l/s	293,00	0,00	28,86	0,00	321,86
Serbatoio Giardinia Gallotti	5,77	l/s	5,65	l/s	5,77	l/s	2,11				2,11
Serbatoio San Michele	1,53	l/s	1,43	l/s	1,53	l/s	5,77				5,77
Serbatoio Fontanelle	24,21	l/s	24,00	l/s	24,21	l/s	1,53				1,53
Serb. Madonna delle Rocche	22,47	l/s	21,66	l/s	22,47	l/s	24,21				24,21
Serbatoio Iria	19,57	l/s	19,57	l/s	19,57	l/s	22,47				22,47
Serbatoio Rupa Atenea	41,54	l/s	41,54	l/s	41,54	l/s	19,57				19,57
Serbatoio Vinile	18,84	l/s	17,70	l/s	18,84	l/s	41,54				41,54
Serbatoio Giardini	30,07	l/s	28,29	l/s	30,07	l/s	18,84				18,84
Serbatoio Poggio Muscello	31,80	l/s	12,86	l/s	31,80	l/s	30,07				30,07
Serbatoio Lo Presti	31,94	l/s	17,06	l/s	31,94	l/s	31,80				31,80
Serb. Monserrato Villasetta	63,15	l/s	30,61	l/s	63,15	l/s	31,94				31,94
Serb. Monserrato Villasetta	28,86	l/s	28,51	l/s	28,86	l/s	63,15				63,15
PORTATA TOTALE AGRIGENTO	321,86	l/s	290,80	l/s	321,86	l/s	293,00	0,00	28,86	0,00	321,86
Dissalata Agrigento a Porto Empedocle	0,00	l/s	55,41	l/s	68,34	l/s	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		l/s		l/s		l/s					

Sollevamento Villasetta per Forche Q (max 210 l/s) = 0,00 l/s
 Sollevamento Villasetta per Monserrato Q (max 35 l/s) = 28,86 l/s
 Sollevamento Villasetta attraverso l'interconnessione sul sollev. San Biagio Q (max 200 l/s) = 0,00 l/s
 Dal Favara di Burgio attraverso l'interconnessione sul sollev. San Biagio Q (max 200 l/s) = 0,00 l/s
 Adduzione da Villasetta, a gravità, per San Leone - Poggio Muscello, Q = 0,00 l/s
 Adduzione da Villasetta, a gravità, per San Leone - Foggia Muscello, Q = 0,00 l/s
 Sollevamento San Biagio Dissalata Gela x Forelle Q (max 200 l/s *) = 0,00 l/s
 Dalla Dissalata Gela attraverso l'interconnessione sul sollev. Villasetta Q (l/s) = 0,00 l/s
 Sollevamento Forche x Serbatot Nord Città Q (max 70 l/s) = 0,00 l/s

Tronco	Geometriche		Altimetriche		Tipologiche		Idrauliche					
	Diametro interno D [mm]	Lunghezza L [m]	Quota asse tubo monte Zm [m.s.m.]	Quota valle Zv [m.s.m.]	Materiale	Scabrezza Bazin e [m ^{1/2}]	Portata Q [l/s]	Velocità V [m/s]	Cadente J [m/Km]	Caduta DH=J*L [m]	Q.Piezom. Q.P. - DH [m.s.m.]	Altezz.piez. Q.P. - Zv [m]
ACQUEDOTTO VOLTANO												
Part. Aragona - Partit. San Michele	450,0	6.821	455,00	287,00	Acciaio	0,16	285,12	1,79	8,24	56,18	398,82	111,82
Partitore - Serb. San Michele	141,0	417	287,00	330,00	PEad	0,08	1,53	0,10	0,07	0,03	398,79	68,79
Part. S.Michele-Part. Fontanelle	450,0	450	287,00	262,00	Acciaio	0,16	283,59	1,78	8,15	8,20	390,62	128,62
Partitore - Serb. Fontanelle	200,0	200	262,00	337,00	Acciaio	0,16	24,21	0,77	4,62	7,77	382,85	45,85
Part. Font.-Part. S. Gispappuzza	450,0	450	262,00	252,00	Acciaio	0,16	259,38	1,63	6,82	18,29	372,33	120,33
Part. S. Gispappuzza-Serb. Madonna Rocche	200,0	200	252,00	304,00	Acciaio	0,16	22,47	0,72	3,98	5,77	365,56	62,56
Part. S. Gispappuzza - Serb. Iria	350,0	350	252,00	348,00	Acciaio	0,16	19,57	0,20	0,15	0,41	371,92	23,92
Part. S. Gispappuzza-Serb. Forche	350,0	350	252,00	322,00	Acciaio	0,16	217,34	2,26	18,30	41,18	331,15	91,15
FAVARA DI BURGIO (SAN LEONE - POGGIO MUSCELLO; SOLLEVAMENTO FORCHE ; VILLASETTA;												
C.le Villasetta - Serb. Villasetta Monserrato	250,0	250	113,00	170,00	Ghisa	0,23	28,86	0,59	2,69	1,81	176,19	6,19
ADDUZIONE INTERNA DAL SERBATOIO FORCHE												
Serb. Forche - Serb. Viale	200,0	200	312,00	235,00	Acciaio	0,16	18,84	0,50	2,80	4,06	309,94	74,94
Serb. Forche - Serb. Giardini	220,0	250	312,00	303,00	PEad	0,08	30,07	0,79	2,70	1,56	312,41	9,41
Serb. Forche - Partitore Recinto	350,0	350	312,00	65,00	Ghisa	0,18	126,89	1,32	6,80	28,41	285,59	220,59
Part. Recinto - Serb. Mosè	250,0	250	65,00	170,00	Ghisa	0,18	63,15	1,29	10,35	23,11	262,48	92,48
Part. Recinto - Poggio Muscello	300,0	300	65,00	115,00	Acciaio	0,16	63,74	0,90	3,60	3,13	282,46	167,46
Serb Poggio M. - Serb San Leone	220,0	250	108,50	52,00	PEad	0,08	31,94	0,84	3,05	6,95	101,55	49,55

VERIFICA SCHEMA IDRAULICO AGRIGENTO
 CRISI2- Approvvigionamento dal Voltano e dalla Dissalata Agrigento -
 ipotesi funzionamento Estivo -

Fornitori esterni - Portate (l/s)			
Portata	Dissalata AG	Favara Burgo	Totale
121,86	200,00	0,00	321,86
2,11			2,11
5,77			5,77
1,53			1,53
24,21			24,21
22,47			22,47
19,57			19,57
41,54			41,54
4,66	14,18		18,84
	30,07		30,07
	31,80		31,80
	31,94		31,94
	63,15		63,15
	28,86		28,86
121,86	200,00	0,00	321,86
	200,00		0,00
			321,86

Fornitori esterni - Portate (l/s)	
Portata	Inverno (anno 2040)
1,92	2,11
5,65	5,77
1,43	1,53
24,00	24,21
21,66	22,47
19,57	19,57
41,54	41,54
17,70	18,84
28,29	30,07
12,86	31,80
17,06	31,94
30,61	63,15
28,51	28,86
250,80	321,86
55,41	68,34
	321,86

PORTATA TOTALE AGRIGENTO Q = 321,86 l/s
 Dissalata Agrigento x Porto Empedocle Q = 6,00 l/s
 Sollevamento Villasetta per Forche Q (max 210 l/s) = 107,40 l/s
 Sollevamento Villasetta per Monserrato Q (max 35 l/s) = 28,86 l/s
 Dal Favara di Bungio attraverso l'interconnessione sul sollev. San Biagio Q (max 200 l/s) = 0,00 l/s
 Adduzione da Villasetta a gravità, per San Leone - Poggio Muscello Q = 63,74 l/s
 Sollevamento San Biagio Dissalata Gela x Forche Q (max 200 l/s*) = 0,00 l/s
 Dalla Dissalata Gela attraverso l'interconnessione sul sollev. Villasetta Q (l/s) = 0,00 l/s
 Sollevamento Forche x Serbatoi Nord Città Q (max 70 l/s) = 0,00 l/s

Tronco	Geometriche		Allometriche		Tipologiche		CARATTERISTICHE Idrauliche					
	Diametro interno Di [mm]	Lunghezza L [m]	Quota asse tubo monte Zn [m.s.m.]	Zv [m.s.m.]	Materiali Scabrezza Bazin e [m ^{1/2}]	Portata Q [l/s]	Velocità V [m/s]	Cadente J [m/km]	Caduta DH=J*L [m]	Q Piezom. Q.P.-DH [m.s.m.]	Altez piez. Q.P.-Zv [m]	
ACQUEDOTTO VOLTANO												
Part. Aragona - Partit. San Michele	450,0	6,821	455,00	287,00	Acciaio	0,16	113,98	0,72	1,32	8,98	446,02	159,02
Partitore - Serb. San Michele	141,0	1,60	287,00	330,00	PEad	0,08	1,53	0,10	0,07	0,03	445,99	115,99
Part.S. Michele-Part. Fontanelle	450,0	4,50	287,00	262,00	Acciaio	0,16	112,45	0,71	1,28	1,29	444,73	182,73
Partitore - Serb. Fontanelle	200,0	2,00	262,00	337,00	Acciaio	0,16	24,21	0,77	4,62	7,77	436,97	99,97
Part. Font. - Part. S. Gisippuzzu	450,0	4,50	262,00	252,00	Acciaio	0,16	88,24	0,55	0,79	2,12	442,62	190,62
Part. S. Gisip. - Serb. Mad. Rocche	200,0	2,00	252,00	304,00	Acciaio	0,16	22,47	0,72	3,98	5,77	436,85	132,85
Part. S. Gisippuzzu - Serb. Itria	350,0	3,50	252,00	348,00	Acciaio	0,16	19,57	0,20	0,15	0,41	442,21	94,21
Part. S. Gisippuzzu-Serb. Forche	350,0	3,50	252,00	322,00	Acciaio	0,16	46,20	0,48	0,83	1,86	440,76	118,76
DISSALATA AGRIGENTO FINO A VILLASETA												
Pompe Dissal. - Nodo Costone	400,0	4,00	0,00	50,00	Acciaio	0,16	200,00	1,59	7,59	6,07	138,93	88,93
Nodo Costone - Part. Porto Emp.	397,0	4,50	50,00	89,00	PEad	0,08	200,00	1,62	5,47	4,65	134,28	45,28
Part. P.E. - Villasetta Siciliacque	397,0	4,50	89,00	120,00	PEad	0,08	200,00	1,62	5,47	8,20	126,08	6,08
FAVARA DI BURGIO (SAN LEONE - POGGIO MUSCELLO; SOLLEVAMENTO FORCHE; VILLASETA)												
Centrale Villasetta - Serb. Viale	500,0	5,00	113,00	235,00	Acciaio	0,16	107,40	0,55	0,67	2,46	340,54	105,54
Serb. Viale - Serb. Forche (DN 300)	257,0	3,15	235,00	322,00	PEad	0,08	30,22	0,58	1,21	0,78	339,76	17,76
Serb. Viale - Serb. Forche (DN 450)	368,0	4,50	235,00	322,00	PEad	0,08	77,18	0,73	1,21	0,78	339,76	17,76
Centrale Villasetta - Dir. San Leone	600,0	6,00	113,00	13,96	Acciaio	0,16	63,74	0,23	0,09	0,44	118,56	104,60
Dir. San Leone - Dir. Poggio Muscello	600,0	6,00	13,96	34,91	Acciaio	0,16	31,80	0,11	0,02	0,03	118,53	83,62
Dir. San Leone - Serb. San Leone	200,0	2,00	13,96	51,25	Acciaio	0,16	31,94	1,02	8,04	13,06	105,50	54,25
Dir. Poggio Muscello - Serb. Poggio Muscello	350,0	3,50	13,96	111,85	Acciaio	0,16	31,80	0,33	0,39	0,52	118,01	6,16
C.le Villasetta - Serb. Villasetta Monserrato	250,0	2,50	113,00	170,00	Ghisa	0,23	28,86	0,59	2,69	1,81	176,19	6,19
ADDUZIONE INTERNA DAL SERBATOIO FORCHE												
Serb. Forche - Serb. Viale	200,0	2,00	312,00	235,00	Acciaio	0,16	18,84	0,60	2,80	4,06	309,94	74,94
Serb. Forche - Serb. Giardini	220,0	2,20	312,00	303,00	PEad	0,08	30,07	0,79	2,70	1,56	312,44	9,44
Serb. Forche - Partitore Recinto	350,0	3,50	312,00	65,00	Ghisa	0,18	63,15	0,66	1,68	7,04	306,96	241,96
Part. Recinto - Serb. Mosè	250,0	2,50	65,00	170,00	Ghisa	0,18	63,15	1,29	10,35	23,11	283,86	113,86

VERIFICA SCHEMA IDRAULICO AGRIGENTO
 CRISI 3 - Approvvigionamento dal solo Favara di Burgio + Voltano per serbatoi esterni
 ipotesi funzionamento Estivo

	Estate (2040)	Inverno (anno 2040)	Fornitori esterni - Portate (l/s)		Totale
			Dissalata AG	Favara Burgio	
Serbatoio Montaporto	Q = 2,11 l/s	1,92	0,00	0,00	321,86
Serbatoio Giardina Gallotti	Q = 5,77 l/s	5,65			2,11
Serbatoio San Michele	Q = 1,53 l/s	1,43			5,77
Serbatoio Fontanelle	Q = 24,21 l/s	24,00			1,53
Serb. Madonna delle Rocche	Q = 22,47 l/s	21,66			24,21
Serbatoio Itria	Q = 19,57 l/s	19,57			22,47
Serbatoio Rupe Atenea	Q = 41,54 l/s	41,54			19,57
Serbatoio Viale	Q = 18,84 l/s	17,70			41,54
Serbatoio Giardini	Q = 30,07 l/s	28,29			18,84
Serbatoio Poggio Muscetto	Q = 31,80 l/s	12,86			30,07
Serbatoio Lo Presti	Q = 31,94 l/s	17,06			31,80
Serbatoio Mosè	Q = 63,15 l/s	30,61			31,94
Serb. Monserrato Villasetta	Q = 28,86 l/s	28,51			63,15
PORTATA TOTALE AGRIGENTO	Q = 321,86 l/s	250,80	0,00	0,00	28,86
Dissalata Agrigento x Porto Empedocle	Q = 0,00 l/s	55,11	313,98	0,00	321,86
		321,86	0,00	0,00	0,00

Sollevamento Villasetta per Forche Q (max 210 l/s) = 210,00 l/s
 Sollevamento Villasetta per Monserrato Q (max 35 l/s) = 28,86 l/s
 Dal Favara di Burgio attraverso l'interconnessione sul sollev. San Biagio Q (max 200 l/s) = 11,38 l/s
 Addizione da Villasetta, a gravità, per San Leone - Poggio Muscetto Q = 63,71 l/s
 Sollevamento San Biagio Dissalata Gela x Forche Q (max 200 l/s *) = 0,00 l/s
 Dalla Dissalata Gela attraverso l'interconnessione sul sollev. Villasetta Q (l/s) = 0,00 l/s
 Sollevamento Forche x Serbatoi Nord Città Q (max 70 l/s) = 67,78 l/s

Tronco	Geometriche		Altimetriche		Tipologiche		CARATTERISTICHE				Idrauliche	
	Diámetro interno nominal D [mm]	Lunghez. L [m]	Quota asse tubo monte 7m [m.s.m.]	Quota valle 7v [m.s.m.]	Materiale Scabrezza Bazin e [m ^{1/2}]	Portata Q [l/s]	Velocità V [m/s]	Cadente J [m/Km]	Caduta DH=J*L [m]	Q.Piezom. Q.P. - DH [m.s.m.]	Altez.piez. Q.P. - Zv [m]	
DISSALATA AGRIGENTO FINO A VILLASETTA												
Pompe Dissal. - Nodo Costone	400,0	400	0,00	50,00	Acciaio	0,16	0,00	0,00	0,00	145,00	145,00	95,00
Nodo Costone - Part. Porto Emp.	397,0	450	50,00	89,00	PEad	0,08	0,00	0,00	0,00	145,00	145,00	56,00
Part.P.E. - Villasetta Siciliacque	397,0	450	89,00	120,00	PEad	0,08	0,00	0,00	0,00	145,00	145,00	25,00
FAVARA DI BURGIO (SAN LEONE - POGGIO MUSCELLO: SOLLEVAMENTO FORCHE - VILLASETTA:												
Centrale Villasetta - Serb. Viale	500,0	500	113,00	235,00	Acciaio	0,16	0,00	0,00	0,00	343,00	343,00	98,60
Serb. Viale - Serb. Forche (DN 300)	257,0	315	235,00	322,00	PEad	0,08	0,00	0,00	0,00	330,61	330,61	8,61
Serb. Viale - Serb. Forche (DN 450)	368,0	450	235,00	322,00	PEad	0,08	0,00	0,00	0,00	330,61	330,61	8,61
Centrale Villasetta - Dir. San Leone	600,0	600	113,00	13,96	Acciaio	0,16	0,27	0,12	0,61	118,39	118,39	104,43
Dir. San Leone - Dir. Poggio Muscetto	600,0	600	13,96	34,91	Acciaio	0,16	0,15	0,04	0,06	118,33	118,33	83,42
Dir. Poggio Muscetto - C.le Mosè	600,0	600	34,91	52,50	Acciaio	0,16	0,04	0,00	0,00	118,33	118,33	65,83
C.le Mosè - Innesco Acq. Gela	600,0	600	52,50	56,34	Acciaio	0,16	0,04	0,00	0,00	118,33	118,33	61,99
Innesco Gela - Sollev. San Biagio	450,0	450	56,34	108,84	Ghisa	0,16	0,07	0,01	0,03	118,30	118,30	9,46
Dir. San Leone - Serb. San Leone	200,0	200	13,96	51,25	Acciaio	0,16	1,02	8,04	13,06	105,33	105,33	54,08
Dir. Poggio Muscetto - Serb. Poggio Muscetto	350,0	350	34,91	111,85	Acciaio	0,16	0,33	0,39	0,52	117,81	117,81	5,06
C.le Villasetta - Serb. Villasetta Monserrato	250,0	250	113,00	170,00	Ghisa	0,25	28,86	0,59	2,69	176,19	176,19	6,19
SOLLEVAMENTO FORCHE X SERBATOI NORD CITTA'												
Serb. Forche - Part. S. Gisippuzzu	350,0	350	322,00	252,00	Acciaio	0,16	67,78	0,70	1,78	4,01	353,99	101,99
Part. S. Gisippuzzu - Serb. Itria	350,0	350	252,00	348,00	Acciaio	0,16	19,57	0,20	0,15	0,41	353,59	5,59
Part. S. Gisip.-Serb.Mad.Rocche	200,0	200	348,00	304,00	Acciaio	0,16	22,47	0,72	3,98	5,77	348,22	44,22
Part. S. Gisippuzzu - Part. Font.	450,0	450	252,00	262,00	Acciaio	0,16	25,74	0,16	0,07	0,18	353,81	91,81
Partitore - Serb. Fontanelle	200,0	200	262,00	337,00	Acciaio	0,16	24,21	0,77	4,62	7,77	346,05	9,05
Part. Fontanelle - Part.S.Michele	450,0	450	262,00	287,00	Acciaio	0,16	1,53	0,01	0,00	0,00	353,81	66,81
Partitore - Serb. San Michele	141,0	160	287,00	325,00	PEad	0,08	1,53	0,10	0,07	0,03	353,78	28,78
ADDUZIONE INTERNA DAL SERBATOIO FORCHE												
Serb. Forche - Serb. Viale	200,0	200	312,00	235,00	Acciaio	0,16	18,84	0,60	2,80	4,06	309,94	74,94
Serb. Forche - Serb. Giardini	220,0	250	312,00	303,00	PEad	0,08	30,07	0,79	2,70	1,56	312,44	9,44
Serb. Forche - Partitore Recinto	350,0	350	312,00	65,00	Ghisa	0,18	63,15	0,66	1,68	7,04	306,96	241,96
Part. Recinto - Serb. Mosè	250,0	250	65,00	170,00	Ghisa	0,18	63,15	1,29	10,35	23,11	283,86	113,86

VERIFICA SCHEMA IDRAULICO AGRIGENTO
 CRISI 4 - Approvvigionamento dalla Dissalata Gela + Voltano
 Ipotesi funzionamento Estivo -

	Fornitori esterni - Portate (l/s)				Totale
	Voltano	Dissalata AG	Favara Burgio	Dissalata Gela	
	75,66		0,00	246,20	321,86
Serbatoio Montaperto Q =	2,11				2,11
Serbatoio Giardina Galloffi Q =	5,77				5,77
Serbatoio San Michele Q =	1,53				1,53
Serbatoio Fontanelle Q =	24,21				24,21
Serb. Madonna delle Rocche Q =	22,47				22,47
Serbatoio Itria Q =	19,57				19,57
Serbatoio Rupo Alenca Q =	41,54			41,54	41,54
Serbatoio Viale Q =	18,84			18,84	18,84
Serbatoio Giardini Q =	30,07			30,07	30,07
Serbatoio Poggio Muscello Q =	31,80			31,80	31,80
Serbatoio Lo Presti Q =	31,94			31,94	31,94
Serbatoio Mosè Q =	63,15			63,15	63,15
Serb. Monserrato Villasetta Q =	28,86			28,86	28,86
PORTATA TOTALE AGRIGENTO Q =	321,86			246,20	321,86
Dissalata Agrigento x Porto Empedocle Q =	0,00			0,00	0,00
					321,86

Sollevamento Villasetta per Forche Q (max 210 l/s) = 0,00 l/s
 Sollevamento Villasetta per Monserrato Q (max 35 l/s) = 0,00 l/s
 Sollevamento Villasetta sul sollev. San Biagio Q (max 200 l/s) = 0,00 l/s
 Adduzione da Villasetta, a gravità, per San Leone - Poggio Muscello Q = 0,00 l/s
 Sollevamento San Biagio Dissalata Gela x Forche Q (max 200 l/s *) = 200,00 l/s
 Dalla Dissalata Gela attraverso l'interconnessione sul sollev. Villasetta Q (l/s) = 46,20 l/s
 Sollevamento Forche x Serbatot Nord Citta Q (max 70 l/s) = 0,00 l/s

Dal Forata di Burgio attraverso l'interconnessione sul sollev. San Biagio Q (max 200 l/s) = 0,00 l/s
 Adduzione da Villasetta, a gravità, per San Leone - Poggio Muscello Q = 0,00 l/s
 Sollevamento San Biagio Dissalata Gela x Forche Q (max 200 l/s *) = 200,00 l/s
 Dalla Dissalata Gela attraverso l'interconnessione sul sollev. Villasetta Q (l/s) = 46,20 l/s
 Sollevamento Forche x Serbatot Nord Citta Q (max 70 l/s) = 0,00 l/s

Tronco	Geometriche			Altimetriche			Tipologiche			CARATTERISTICHE Idrauliche			
	Diametro interno Di [mm]	D [mm]	Lunghez. L [m]	Quota asse tubo monte Zm [m s.m.]	Quota valle Zv [m s.m.]	Materiali e Bazin [m^1/2]	Portata Q [l/s]	Velocità V [m/s]	Cadenie J [m/5m]	Caduta DH=J*L [m]	Q.Piezom. Q.P.-DH [m s.m.]	Altezz.piez Q.P.-Zv [m]	
ACQUEDOTTO VOLTANO													
Part. Aragona - Partit. San Michele	450,0	450	6.821	455,00	287,00	Acciaio	0,16	67,78	0,43	0,47	3,18	451,82	164,82
Partitore - Serb. San Michele	141,0	160	417	287,00	330,00	PEad	0,08	1,53	0,10	0,07	0,03	451,79	121,79
Part.S.Michele-Part. Fontanelle	450,0	450	1.006	287,00	262,00	Acciaio	0,16	66,25	0,42	0,44	0,45	451,38	189,38
Partitore - Serb. Fontanelle	200,0	200	1.681	262,00	337,00	Acciaio	0,16	24,21	0,77	4,62	7,77	443,61	106,61
Part. Font. - Part. S. Gispuzzu	450,0	450	2.683	262,00	252,00	Acciaio	0,16	42,04	0,26	0,18	0,48	450,90	198,90
Part. S. Gisp. - Serb. Mad. Rocche	200,0	200	1.450	252,00	304,00	Acciaio	0,16	22,47	0,72	3,98	5,77	445,13	141,13
Part. S. Gispuzzu - Serb. Itria	350,0	350	2.749	252,00	348,00	Acciaio	0,16	19,57	0,20	0,15	0,41	450,49	102,49
INTERCONNESSIONE ACQUEDOTTO GELA - FAVARA BURGIO													
Innesco Aeq. Gela - C.le Mosè	600,0	600	216	56,34	52,50	Acciaio	0,16	46,20	0,16	0,05	0,01	124,99	72,49
C.le Mosè - Dir. Poggio Muscello	600,0	600	1.163	52,50	34,91	Acciaio	0,16	46,20	0,16	0,05	0,05	124,94	90,03
Dir. Poggio Muscello - Dir. San Leone	600,0	600	1.478	34,91	13,96	Acciaio	0,16	46,20	0,16	0,05	0,07	124,87	110,91
Dir. San Leone - Centrale Villasetta	600,0	600	4.880	13,96	119,00	Acciaio	0,16	28,86	0,10	0,02	0,09	124,78	5,78
Dir. San Leone - Serb. San Leone	200,0	200	1.624	119,00	51,25	Acciaio	0,16	17,34	0,55	2,37	3,85	121,02	69,77
ADDIZIONE INTERNA DAL SERBATOIO FORCHE													
Serb. Forche - Serb. Viale	200,0	200	1.450	312,00	255,00	Acciaio	0,16	18,84	0,60	2,80	4,06	309,94	74,94
Serb. Forche - Serb. Giardini	220,0	250	575	312,00	303,00	PEad	0,08	30,07	0,79	2,70	1,56	312,44	9,44
Serb. Forche - Partitore Recinto	350,0	350	4.179	312,00	65,00	Ghisa	0,18	95,29	0,99	3,83	16,02	297,98	232,98
Part. Recinto - Serb. Mosè	250,0	250	2.232	65,00	170,00	Ghisa	0,18	63,15	1,29	10,35	23,11	274,87	104,87
Part. Recinto - Poggio Muscello	300,0	300	870	65,00	115,00	Acciaio	0,16	32,14	0,45	0,91	0,80	297,18	182,18
Serb Poggio M. - Serb San Leone	220,0	250	2.279	108,50	52,00	PEad	0,08	14,60	0,38	0,64	1,45	107,05	55,05

Quota piezometrica Aragona = 455,00 [m s.m.]
 Quota piezometrica Interconnessione Dissalata Gela = 125,00 [m s.m.]
 Quota piezometrica Serbatotio testata Forche = 314,00 [m s.m.]
 Quota fondo vasca Poggio Muscello = 108,50 [m s.m.]

In dette tabelle, per ciascun tratto dell'acquedotto individuato tra due nodi idraulici contigui, sono riportati in funzione delle caratteristiche geometriche della condotta (Di diametro interno, L lunghezza), delle caratteristiche altimetriche del tratto (Zm quota geodetica di monte, Zv quota geodetica di valle), delle caratteristiche tipologiche della tubazione (materiale, scabrezza) le caratteristiche idrauliche di funzionamento rappresentate da:

Q portata veicolata nel tratto espressa in l/s;

V velocità in condotta espressa in m/s;

Perdita di carico nel tratto DH in m;

Quota piezometrica a valle Qp in m.s.m.;

Altezza piezometrica nel nodo di valle in m.

La verifica generale dello schema di adduzione ai serbatoi, dalle fonti di approvvigionamento, e della ripartizione interna tra serbatoi, per le diverse condizioni di esercizio, e per gli scenari di crisi estremi risulta sempre positiva, con discreti margini di carico residuo ai serbatoi.

Si riportano di seguito, per i vari tratti previsti in progetto, la sintesi dei risultati delle verifiche eseguite :

6.1. Sostituzione tratto Partitore Aragona – Partitore San Michele

Si è verificata la capacità di trasporto, per tutti gli scenari di funzionamento ordinario e di crisi. La portata massima, nel caso di approvvigionamento dal solo acquedotto Voltano (crisi 1) risulta pari a 285,12 l/s con velocità di 1,79 m/s , la portata minima si registra per le condizioni di scenario 1 e 2 con valori di circa 67,78 l/s e 45,53 l/s e velocità rispettivamente di 0,43 m/s e 0,28 m/s.

6.2. Tratto Partitore Fontanelle – Partitore San Gisippuzzu

Come per il tratto precedente la portata massima si verifica nel caso di approvvigionamento dal solo acquedotto Voltano (crisi 1), valore di circa 259,38 l/s con velocità di 1,63 m/s , la portata minima si registra per le condizioni di scenario 1 e 2 con valori di circa 42,04 l/s e 19,57 l/s e velocità rispettivamente di 0,26 m/s e 0,12 m/s.

Il tratto è stato verificato anche in funzionamento inverso dal sollevamento Forche, posto nell'omonimo serbatoio, direzione Aragona , previsto nello scenario di crisi n°3, allorquando l'acquedotto Voltano si ipotizza in disservizio totale e bisogna alimentare i serbatoi di Fontanelle, e San Michele. In questo caso la portata risulta di 25,74 l/s con velocità di 0.16 m/s.

6.3. Tratto Partitore San Gisippuzzu - Serbatoio Itria

Si è verificata la capacità di trasporto, per tutti gli scenari di funzionamento ordinario e di crisi. La portata massima si verifica nel caso in cui si voglia alimentare dal Partitore Itria anche il Comune di Porto Empedocle ($Q = 68,34$ l/s – scenario 4), la portata massima risulta pari a $87,91$ l/s con velocità di $0,91$ m/s, la portata minima si registra per le condizioni di alimentazione ordinaria del serbatoio con la portata di $19,57$ l/s e velocità di $0,20$ m/s. L'ipotesi di adduzione verso il serbatoio Itria di circa 70 l/s si verifica anche nel caso di sollevamento da Forche con due pompe in linea.

6.4. Tratto Partitore San Gisippuzzu - Serbatoio Forche

La condizione più gravosa per il tratto si determina nel caso di approvvigionamento dal solo acquedotto Voltano (crisi 1), la portata massima assume il valore di circa $217,34$ l/s con velocità di $2,26$ m/s, la portata minima si registra per le condizioni di crisi 2 con valori di circa $50,86$ l/s e velocità di $0,53$ m/s.

Il tratto è stato verificato anche in funzionamento inverso dal sollevamento Forche, posto nell'omonimo serbatoio, direzione Aragona, previsto nello scenario di crisi n°3, allorquando l'acquedotto Voltano si ipotizza in disservizio totale e bisogna alimentare i serbatoi di Itria, Madonna delle Rocche, Fontanelle, e San Michele. In questo caso la portata risulta di $67,78$ l/s con velocità di $0,70$ m/s.

6.5. Tratto Serbatoio Poggio Muscello – Serbatoio San Leone

La condizione più gravosa per il tratto si determina nel caso in cui l'acquedotto Favara di Burgio non alimenta, a gravità, attraverso l'acquedotto della valle dei templi la fascia costiera di San Leone. Tale condizione si verifica nello scenario di crisi 1 allorquando l'approvvigionamento viene assicurato solamente dal Voltano. La portata massima assume il valore di circa $31,94$ l/s con velocità di $0,84$ m/s, in tutti gli altri casi si registrano portate inferiori a tale valore.

6.6. Tratto a servizio del Comune di Porto Empedocle.

La condizione più gravosa per il tratto si determina nel caso in cui il Polo di dissalazione di Agrigento, alimenta anche tutto il comune di Porto Empedocle con la portata di $68,34$ l/s. In tale condizione (scenario di crisi 3) risulta possibile alimentare sia il serbatoio di San Calogero che la Centrale di sollevamento omonima. La velocità, per questa condizione di esercizio, assume il valore di $1,13$ m/s.

7. VERIFICA DELLO SPESSORE DELLE TUBAZIONI

Il calcolo dello spessore delle condotte in acciaio soggette a pressione interna viene effettuato secondo le Norme UNI 1285/68 UNI 6363; applicando la seguente formula :

$$S_t = \left(\frac{p \times d}{2 \times \sigma_a \times z + p} + c \right) \times \frac{100}{100 - a}$$

dove :

St = spessore teorico di calcolo [mm]

p = pressione interna di calcolo [Kg/cm²]

D = diametro del tubo [mm]

c = sovraspessore (0 - 2 mm) [mm]

a = tolleranza di fabbricazione in meno sullo spessore [%]

z = efficienza della saldatura (z=1 tubi S.S. e saldati controllati)

sa = tensione ammissibile [Kg/cm²]; pari al minore dei due valori:

R / K ; Rs / K1

R = carico unitario di rottura del tipo di acciaio [Kg/cm²]

Rs = carico unitario di snervamento [Kg/cm²]

K = coefficiente di sicurezza K >= 2,3

K1 = coefficiente di sicurezza K1 >= 1,6

DATI DI CALCOLO

Condotta DN 450 tratto dal Partitore Aragona al Partitore San Giusipuzzu

p = 25,00 [Kg/cm²] Diametro interno = 450 [mm]

c = 1,0 [mm] Tolleranza a = 10 [%]

z = 1,00 Acciaio tipo FE 420

R = 4100 [Kg/cm²] Rs = 2550 [Kg/cm²]

K = 2,3 K1 = 1,6

sa = 1783 [Kg/cm²] sa = 1594 [Kg/cm²]

Spessore teorico di calcolo St = 5,00 [mm]

Spessore commerciale adottato S = 6,30 [mm]

Condotta DN 350 tratto dal Partitore San Giusipuzzu al Serbatoio Forche

$p = 31,00$ [Kg/cm²] Diametro interno = 350 [mm]

 $c = 1,0$ [mm] Tolleranza $a = 10$ [%]
 $z = 1,00$ Acciaio tipo FE 420
 $R = 4100$ [Kg/cm²] $R_s = 2550$ [Kg/cm²]
 $K = 2,3$ $K_1 = 1,6$
 $sa = 1783$ [Kg/cm²] $sa = 1594$ [Kg/cm²]
Spessore teorico di calcolo $St = 4,86$ [mm]
Spessore commerciale adottato $S = 6,30$ [mm]

Condotta DN 350 tratto dal Partitore San Giusipuzzu al Serbatoio Itria

$p = 25,00$ [Kg/cm²] Diametro interno = 350 [mm]

 $c = 1,0$ [mm] Tolleranza $a = 10$ [%]
 $z = 1,00$ Acciaio tipo FE 420
 $R = 4100$ [Kg/cm²] $R_s = 2550$ [Kg/cm²]
 $K = 2,3$ $K_1 = 1,6$
 $sa = 1783$ [Kg/cm²] $sa = 1594$ [Kg/cm²]
Spessore teorico di calcolo $St = 4,14$ [mm]
Spessore commerciale adottato $S = 6,30$ [mm]

8. VERIFICA DELLA CAPACITA' DI COMPENSO DEI SERBATOI

8.1. Elementi di carattere generale

Tra le opere di adduzione esterna e la rete di distribuzione sono interposti i serbatoi i quali assolvono essenzialmente alle seguenti funzioni:

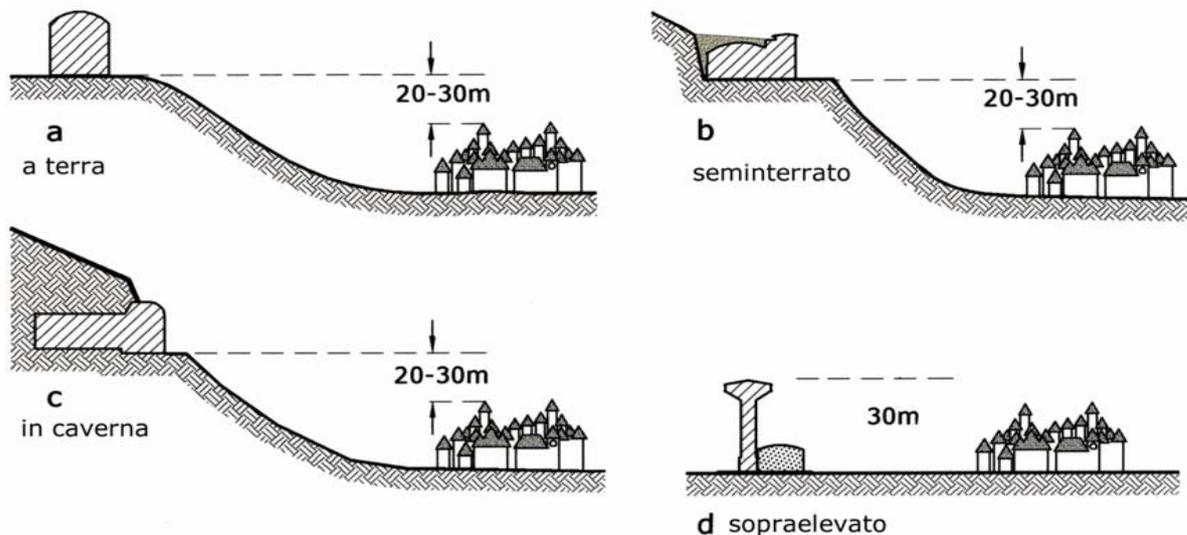
- disconnettere idraulicamente l'opera di adduzione dalla rete di distribuzione;
- fissare il piano dei carichi sulla rete di distribuzione;
- compensare la variabilità delle portate richieste dalla rete rispetto alla costanza della portata addotta dall'acquedotto;
- assolvere la funzione di riserva e soddisfare i fabbisogni ordinari nei periodi di interruzione, accidentale o programmata, dell'acquedotto;
- sopperire alle richieste straordinarie della rete per lo spegnimento di incendi.

I serbatoi, indipendentemente dal tipo di impiego della risorsa idrica, debbono essere:

- protetti dall'ambiente circostante impedendo infiltrazioni di acque esterne e possibilità di contatto con persone, animali e vegetali;
- costruiti con materiali non aggredibili dall'acqua invasata e tali da non modificare i caratteri propri.
- progettati garantendo la protezione igienica e termica strutturati assicurando una adeguata circolazione alla acqua invasata;
- pertanto vengono realizzati con strutture chiuse ed il collegamento con l'esterno viene realizzato con un unico accesso controllato con porta metallica idonea ad ambienti umidi.

8.2. Tipologie

E' usuale classificare i serbatoi in funzione della loro posizione rispetto alla quota del terreno naturale nell'area di realizzazione :



a.b. - serbatoi poggiati a terra e seminterrati: hanno la platea di fondazione su un piano di sbancamento a quota tale che il livello della vasca sia prossimo al profilo del terreno naturale. I serbatoi seminterrati risultano più economici, di minore impatto ambientale, di più agevole esercizio.

c - serbatoi in caverna: sono ricavati nel sottosuolo mediante scavo di gallerie in formazioni rocciose di adeguata compattezza e resistenza.

d - serbatoi sopraelevati: vengono realizzati quando non sono disponibili sul terreno, a distanza di qualche chilometro dal centro da servire, le quote piezometriche necessarie per la rete di distribuzione.

8.3. Dimensionamento idraulico delle vasche di accumulo

Compito dei serbatoi è quello di accumulare volumi d'acqua necessari per :

assicurare l'alimentazione della rete anche in caso di guasti sull'adduttrice esterna.

La capacità del serbatoio associata ad interruzioni dell'adduzione dell'acquedotto per fatti accidentali è detto **Volume o Capacità di Riserva Vr** . Valutazioni circa le frequenze (lunghezza dell'adduttore, regime delle pressioni, tipologia terreni attraversati etc.) i tempi necessari per le riparazioni (accessibilità dei luoghi, disponibilità di persone, mezzi e materiali) portano a considerare, generalmente, sufficiente una frazione del giorno non minore di 12-18 ore.

Pertanto, è consuetudine assumere la capacità di riserva Vr pari al flusso in n ore della portata media del giorno di massimo consumo

$$Q_m = C_m \frac{\delta * P}{86.400} \times \frac{n}{24} .$$

Per i serbatoio della Città di Agrigento, considerato che il serbatoio di Forche , della capacità di circa 5.000 mc, assolve a tale funzione, mentre gli acquedotti esterni sono già strutturati con Vasche di compenso (Vasca Aragona (6.000 mc) il Voltano, Giraffe e Don Pasquale (10.000 mc ciascuna) il Favara di Burgio, Pizzo Corvo la dissalata di Gela) si può assumere un valore minimo di circa 8 ore con rapporto n/24 pari al 30% di quello giornaliero.

il rifornimento idrico necessario per periodi di emergenza conseguenti ad incendi .

Per una corretta valutazione della Capacità di riserva per incendi **Vi** si considera la portata richiesta in caso d'incendio, secondo la formula del Conti, per una durata variabile, a secondo dell'estensione del centro urbano, con un valore minimo di 3 ore (durata dell'incendio).

$$Q_{idr} = 6 * \sqrt{P/1000} \quad V_i = Q_{idr} \times ore$$

accumulare volumi d'acqua necessari a compensare, nel tempo, fluttuazioni dei consumi rispetto alla costanza della portata dell'acquedotto.

La determinazione del Volume o Capacità di compenso **V_c** da assegnare al serbatoio affinché la domanda d'acqua risulti soddisfatta, è governata dalla equazione di continuità idraulica:

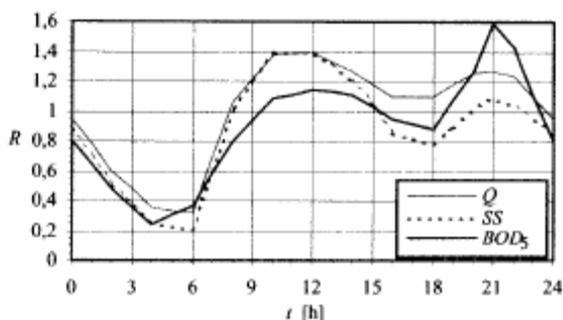
$$Q_a - Q_u = dV_c/dt \quad [t]$$

Risultano noti o facilmente determinabili: $Q_a = Q_a(t)$ $Q_u = Q_u(t)$

$Q_{a(t)}$ è la portata, costante nel tempo, dell'acquedotto

$Q_{u(t)}$ è la portata richiesta dalla rete, variabile nel tempo.

La portata $Q_{u(t)}$ risulta molto variabile, in relazione alla distribuzione giornaliera degli usi e dei consumi dei volumi idrici, delle abitudini delle popolazioni del luogo e dalla dotazione idrica. Nell'arco della giornata le portate si mantengono basse durante la notte e tendono ad innalzarsi durante il giorno. Un andamento tipico dei rapporti ai rispettivi valori medi della portata, dei solidi sospesi e del BOD₅, vengono riportati nella figura di seguito riportata [Metcalf & Eddy, 1972].



Andamenti dei rapporti R tra la portata Q, i solidi sospesi SS e il BOD₅, e rispettivi valori medi [Metcalf & Eddy, 1972].

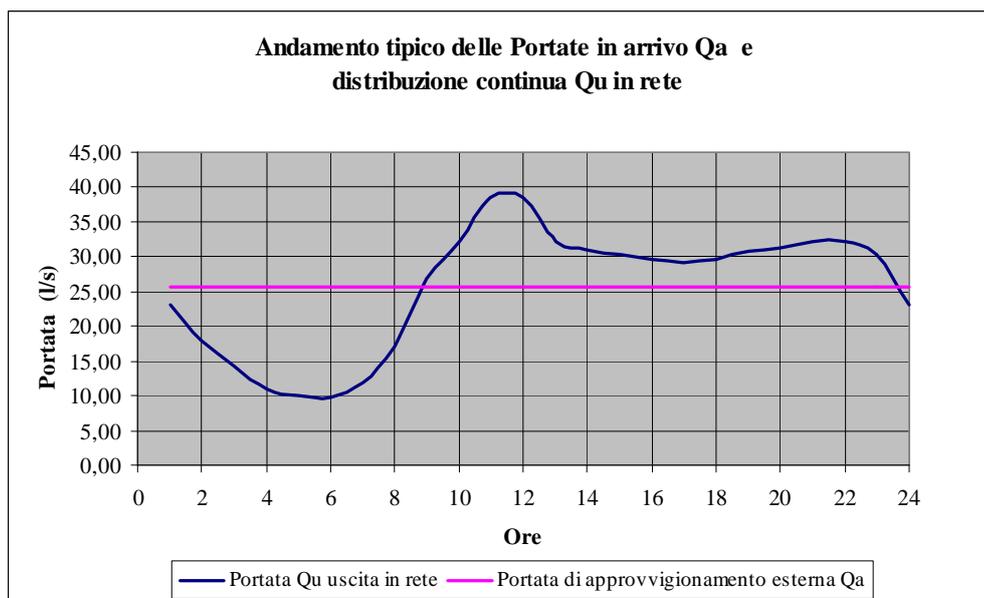
Nei casi in cui non si conosce l'andamento nel tempo delle richieste dell'utenza, si assegna al volume di compenso V_c una frazione tra il 30 ed il 50% del volume giornaliero nel giorno di massimo consumo.

8.4. Verifica della capacità di compenso delle vasche di accumulo

Per la verifica della capacità di compenso dei serbatoi esistenti, si sono utilizzate due ipotesi di variazione delle portate richieste dalla rete $Q_{u(t)}$ in relazione al funzionamento della rete di distribuzione :

- Funzionamento continuo del servizio in rete con richiesta dell'utenza variabile secondo il fattore R nelle 24 ore del giorno $Q_{u(t)} = R(t) Q_m$.

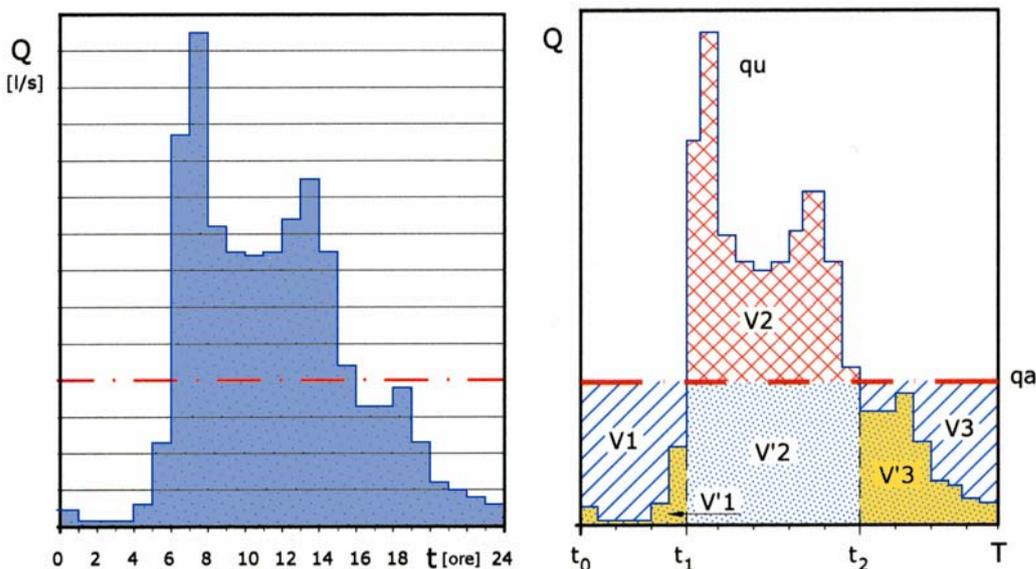
Esempio Portata in rete Poggio Muscello		
		Q_m (l/s) = 25,65
ORA	$R = Q_u(t)/Q_m$	Q (l/s)
1	0,90	23,09
2	0,70	17,96
3	0,55	14,11
4	0,43	11,03
5	0,39	10,00
6	0,38	9,75
7	0,46	11,80
8	0,66	16,93
9	1,05	26,93
10	1,25	32,06
11	1,50	38,48
12	1,50	38,48
13	1,25	32,06
14	1,21	31,04
15	1,18	30,27
16	1,15	29,50
17	1,14	29,24
18	1,15	29,50
19	1,20	30,78
20	1,22	31,29
21	1,25	32,06
22	1,25	32,06
23	1,18	30,27
24	0,90	23,09



- Funzionamento discontinuo in n ore del giorno, con portata costante o variabile, di pari volume nelle 24 ore al volume giornaliero erogato.

Il calcolo del volume di compenso è stato elaborato con il metodo delle differenze finite, con l'ausilio del programma di calcolo Excell.

Nell'intervallo di tempo $t_0 \div t_1$ l'integrale $V1 = \int_{t_0}^{t_1} Q dt = Qa(t_1 - t_0)$ rappresenta il volume affluito nel serbatoio (essendo $Q = Qa$) nell'intervallo $t_0 \div t_1$, la $V'1 = \int_{t_0}^{t_1} Qu dt$ rappresenta il volume erogato dal serbatoio. La differenza $V1 - V'1$ è il volume invasato nel serbatoio nell'intervallo $t_0 \div t_1$ quindi l'area compresa tra la $Qu(t)$ e la $Qa(t)$ nei differenti intervalli di tempo $t_0 \div t_1$, $t_1 \div t_2$, $t_2 \div T$, rappresenta il volume di supero ($Qu < Qa$) o il volume deficitario ($Qu > Qa$) rispetto alla richiesta.



Negli intervalli di tempo $t_0 \div t_1$, $t_2 \div T$ la Qa risulta superiore alla Qu .

I volumi $V1$ e $V3$ non utilizzati dalla rete vengono pertanto accumulati nel serbatoio, mentre il volume $V2$ dovrà essere erogato dal serbatoio ad integrazione della contemporanea portata di afflusso. Alla fine del periodo T affinché sia possibile la compensazione della variabilità dei consumi rispetto alla costanza della portata dell'acquedotto dovrà sussistere l'eguaglianza tra volume affluito e volume erogato :

$$V1 + V3 = V2.$$

Perché la prefissata successione delle portate Qu risulti realizzabile il serbatoio dovrà avere un volume di invaso iniziale V_0 ed una capacità non inferiore a Vc .

La determinazione delle due grandezze discende dalla integrazione a passi finiti della equazione differenziale $Qa - Qu = d(Vc)/dt$.

Nel caso di verifica viene assegnato il valore di V_0 , con un valore di primo tentativo; i

Vi sono noti.

Riportata, in forma tabellare, la successione cronologica dei volumi invasati

Tempo	Intervallo	Volumi invasati
$t = t_0 = 0$		$V = V_0$
$t = t_1$	$t_0 - t_1$	$V = V_0 + V1$
$t = t_2$	$t_1 - t_2$	$V = V_0 + V1 - V2$
$t = T$	$t_2 - T$	$V = V_0 + V1 - V2 + V3$

Riga per riga si effettuano le cumulate dei valori noti. La somma negativa massima in modulo è V_0 . Noto V_0 , riga per riga, si effettua la somma.

La somma massima è la Capacità di Compenso del serbatoio .

Nel caso di distribuzione continua in uscita dal serbatoio si assegna a V_0 il valore della somma del volume di riserva e del volume antincendio, si assegna un valore di prima iterazione alla capacità di compenso V_c e si determina la distribuzione giornaliera dei volumi e delle variazioni di Volumi DV. La somma in valore assoluto del massimo positivo e del minimo negativo dei DV determina il volume di compenso. Il volume complessivo del serbatoio sarà pari $V = V_r + V_i + V_c$. Introducendo questo valore nel volume totale complessivo, non si devono verificare sfiori o deficit di volumi nel serbatoio, ed il valore minimo del volume in vasca, nelle varie ore, non deve scendere al disotto della somma del volume di riserva e antincendio.

Nel caso di distribuzione turnata, si ipotizza che il volume di primo tentativo assegnato sia invasato nel serbatoio nell'ora di inizio di erogazione in rete. Si determina la distribuzione giornaliera dei volumi e delle variazioni di Volumi DV. La somma in valore assoluto del massimo positivo e del minimo negativo dei DV determina il volume di compenso. Il volume complessivo del serbatoio sarà pari $V = V_r + V_i + V_c$. Introducendo questo valore nel volume totale complessivo, non si devono verificare sfiori o deficit di volumi nel serbatoio, ed il valore minimo del volume in vasca, nelle varie ore, non deve scendere al disotto della somma del volume di riserva e antincendio.

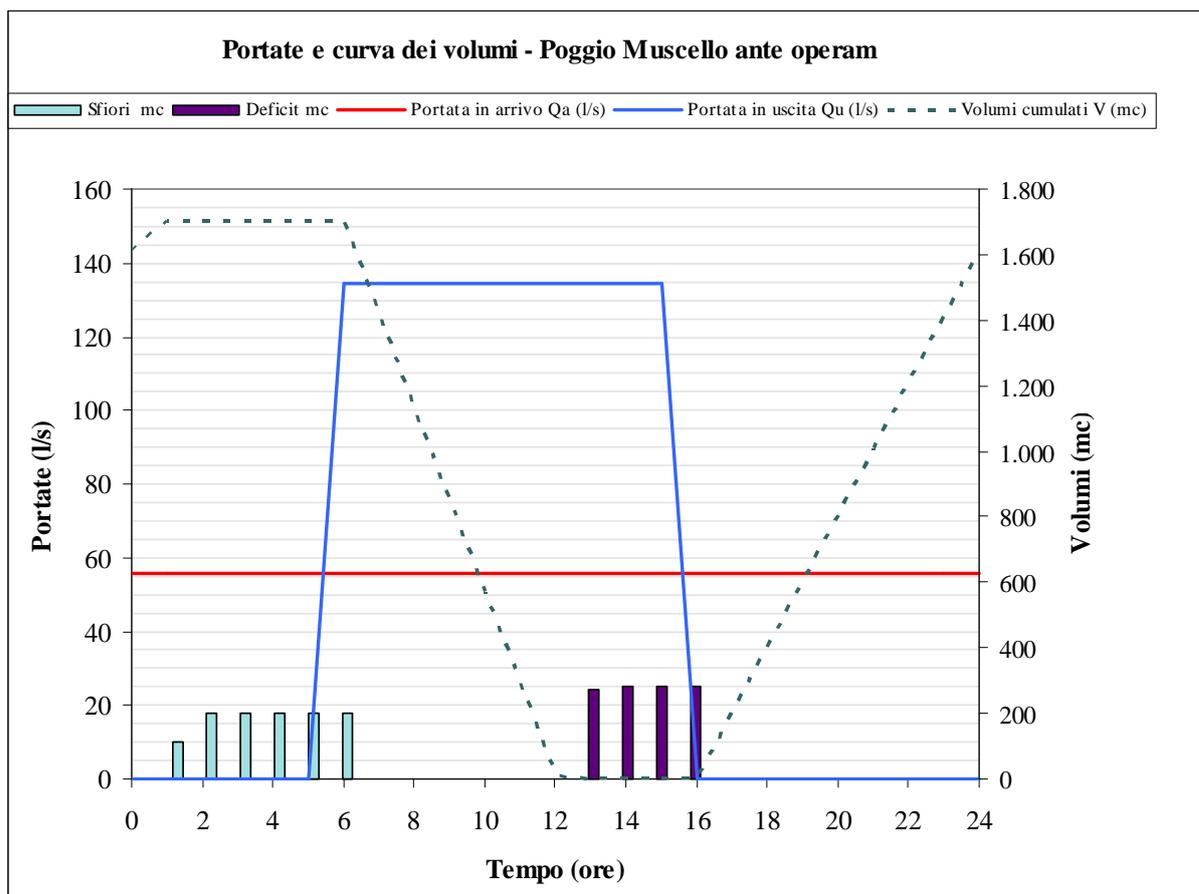
8.5. Verifica Serbatoio Poggio Muscello

Il serbatoio di Poggio Muscello, avente una capacità complessiva di circa 1700 mc, nella configurazione ante operam, serve una popolazione complessiva nel periodo estivo di circa 13.400 unità con una portata media di approvvigionamento esterno di 37,27 l/s . Adottando un coefficiente di punta nel giorno di massimo consumo di

$C_m = 1,5$ risulta una porta media nel giorno di massimo consumo di $Q_m = 55,9$ l/s con un volume giornaliero nel giorno di massimo consumo di 4.831 mc.

Per tale configurazione risulta una capacità di compenso di circa 2820 mc, che rapportata al volume del serbatoio di 1700 mc, segna un deficit di circa 1080 mc e non assicura nessuna funzione di compenso, riserva e antincendio.

Anche in funzione di tale inefficienza è stata rivista l'area di competenza della rete servita dal serbatoio di Poggio Muscello, riducendola e distrettualizzandola con inserimento di apposite apparecchiature in rete.



SERBATOIO POGGIO MUSCELLO

VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE ANTE OPERAM

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 37,27$
 Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$
 Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 55,91$

Ipotesi di distribuzione turnata in rte

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	55,91	Portata in uscita $Q_u(l/s) =$	134,18
Erogazione Ore/24 =	24	Erogazione Ore/24 =	10
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	Ora inizio erogaz. (0-23) =	6

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 4.831$ mc
 Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 4.831$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ $V_r = a\% V_a = 1449,19$ mc

Volume antincendio $V_i = Q_{idr} \text{ ore} / 3600 = 237,21$ mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P / 1000)^{0,5} = 21,96$ Formula del Conti
 Popolazione $P = 13.400$ Durata incendio ore = 3
 Volume totale 1ª iterazione $V = 1.700,00$ mc

Tempo ore	Q_a l/s	Q_u l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
0	55,91	0	55,91	201,28	201	1.610		
1	55,91	0	55,91	201,28	403	1.700	111	
2	55,91	0	55,91	201,28	604	1.700	201	
3	55,91	0	55,91	201,28	805	1.700	201	
4	55,91	0	55,91	201,28	1.006	1.700	201	
5	55,91	0	55,91	201,28	1.208	1.700	201	
6	55,91	134,184	-78,27	-281,79	926	1.700	201	
7	55,91	134,184	-78,27	-281,79	644	1.418		
8	55,91	134,184	-78,27	-281,79	362	1.136		
9	55,91	134,184	-78,27	-281,79	81	855		
10	55,91	134,184	-78,27	-281,79	-201	573		
11	55,91	134,184	-78,27	-281,79	-483	291		
12	55,91	134,184	-78,27	-281,79	-765	9		
13	55,91	134,184	-78,27	-281,79	-1.047	0		273
14	55,91	134,184	-78,27	-281,79	-1.328	0		282
15	55,91	134,184	-78,27	-281,79	-1.610	0		282
16	55,91	0	55,91	201,28	-1.409	0		282
17	55,91	0	55,91	201,28	-1.208	201		
18	55,91	0	55,91	201,28	-1.006	403		
19	55,91	0	55,91	201,28	-805	604		
20	55,91	0	55,91	201,28	-604	805		
21	55,91	0	55,91	201,28	-403	1.006		
22	55,91	0	55,91	201,28	-201	1.208		
23	55,91	0	55,91	201,28	0	1.409		

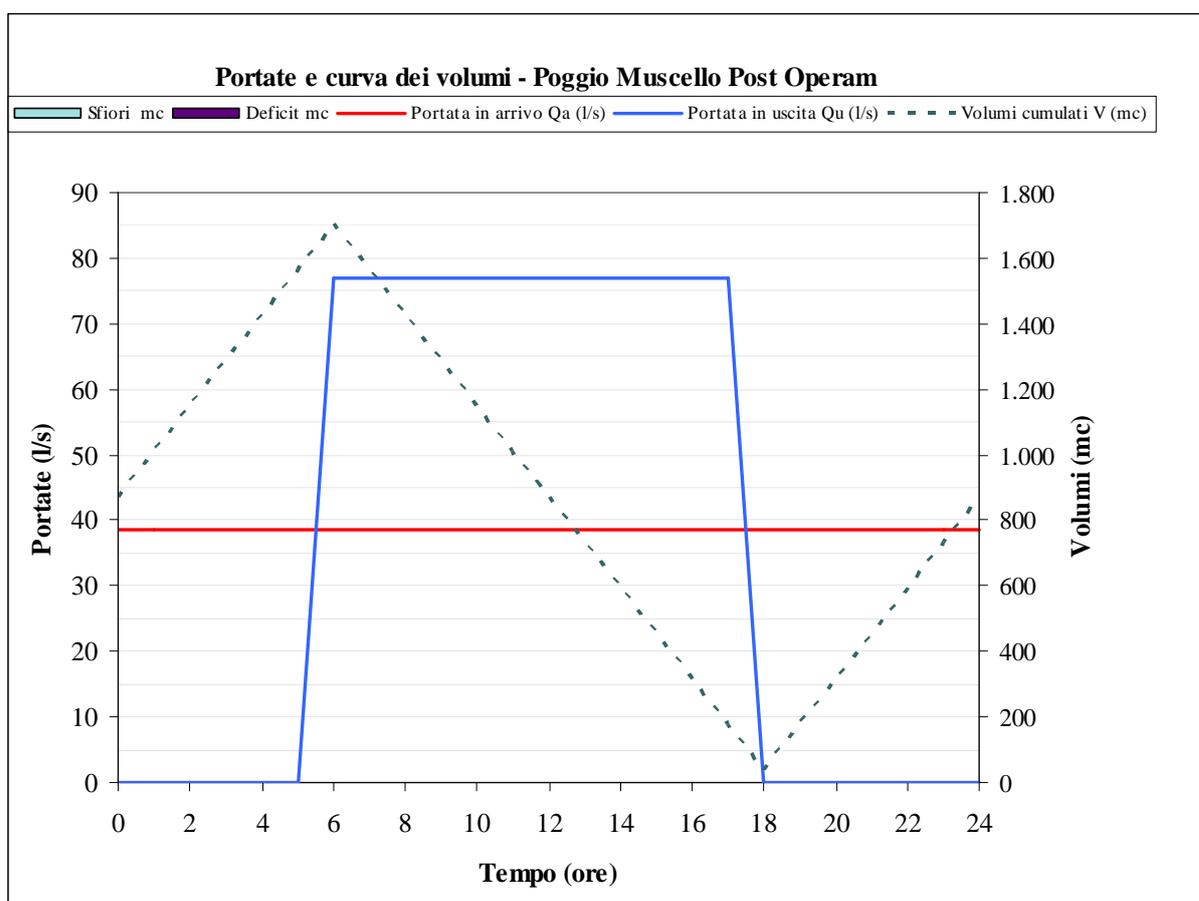
Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

$$\begin{aligned}
 V_c &= 1.208 + 1.610 = 2.817,86 \text{ mc} && \text{Volume di Compenso} \\
 V_r &= 1.449,19 \text{ mc} && \text{Volume di riserva} \\
 V_i &= 237,21 \text{ mc} && \text{Volume antincendio} \\
 &= 4.504,26 \text{ mc} && V = V_c + V_r + V_i \\
 V_r + V_i &= 1.686 \text{ mc} \\
 \text{Volume minimo nella compensazione giornaliera} &= 0 \text{ mc} \\
 \text{VOLUME SERBATOIO } V &= 1.700 \text{ mc}
 \end{aligned}$$

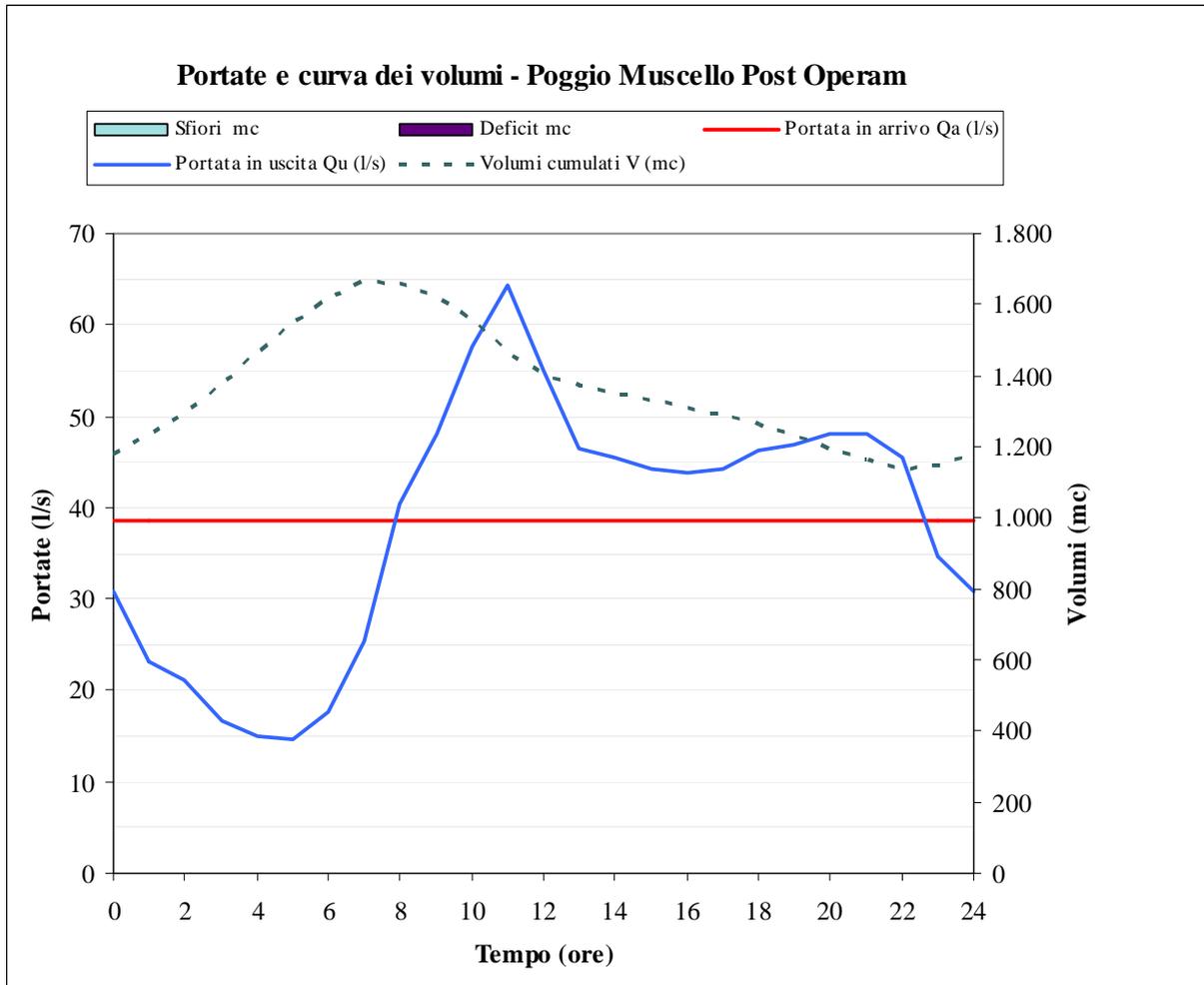
Nella nuova configurazione di rete riorganizzata, post operam, il serbatoio verrebbe a servire una popolazione di circa 9.400 unità, con una portata media esterna di 25,65 l/s, una portata media nel giorno di massimo consumo di $Q_m = 38,48$ l/s con un volume giornaliero di 3.325 mc.

Per tale configurazione con distribuzione in rete :

- Turnata, risulta una capacità di compenso di circa 1.663 mc, inferiore al volume del serbatoio di 1700 mc.



- Continua, risulta una capacità di compenso di circa 531 mc, volume antincendio di circa 198 mc, volume di riserva di circa 997 mc, volume complessivo di 1726 mc, di fatto pari al volume effettivo del serbatoio di 1700 mc. In tale funzionamento vengono assicurate le funzioni di regolazione complessive del serbatoio.



SERBATOIO POGGIO MUSCELLO

VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE POST OPERAM

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 25,65$

Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$

Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 38,48$

Ipotesi di distribuzione turnata in rete

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	38,48	Portata in uscita $Q_u(l/s) =$	76,96
Erogazione Ore/24 =	24	Erogazione Ore/24 =	12
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	Ora inizio erogaz. (0-23) =	6

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 3.325$ mc

Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 3.325$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ **Vr = a% Va = 997,40** mc

Volume antincendio **Vi = Qidr ore/3600 = 198,67** mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P / 1000)^{0,5} = 18,40$ Formula del Conti

Popolazione $P = 9.400$ Durata incendio ore = 3

Volume totale 1^ iterazione **V = 1.700,00** mc

Tempo ore	Q_a l/s	Q_u l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
0	38,48	0	38,48	138,53	139	869		
1	38,48	0	38,48	138,53	277	1.007		
2	38,48	0	38,48	138,53	416	1.146		
3	38,48	0	38,48	138,53	554	1.284		
4	38,48	0	38,48	138,53	693	1.423		
5	38,48	0	38,48	138,53	831	1.561		
6	38,48	76,96	-38,48	-138,53	693	1.700		
7	38,48	76,96	-38,48	-138,53	554	1.561		
8	38,48	76,96	-38,48	-138,53	416	1.423		
9	38,48	76,96	-38,48	-138,53	277	1.284		
10	38,48	76,96	-38,48	-138,53	139	1.146		
11	38,48	76,96	-38,48	-138,53	0	1.007		
12	38,48	76,96	-38,48	-138,53	-139	869		
13	38,48	76,96	-38,48	-138,53	-277	730		
14	38,48	76,96	-38,48	-138,53	-416	592		
15	38,48	76,96	-38,48	-138,53	-554	453		
16	38,48	76,96	-38,48	-138,53	-693	315		
17	38,48	76,96	-38,48	-138,53	-831	176		
18	38,48	0	38,48	138,53	-693	38		
19	38,48	0	38,48	138,53	-554	176		
20	38,48	0	38,48	138,53	-416	315		
21	38,48	0	38,48	138,53	-277	453		
22	38,48	0	38,48	138,53	-139	592		
23	38,48	0	38,48	138,53	0	730		

Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

$$\begin{aligned}
 V_c &= 831 + 831 = 1.662,34 \text{ mc} && \text{Volume di Compenso} \\
 & && V_r = 997,40 \text{ mc} && \text{Volume di riserva} \\
 & && V_i = 198,67 \text{ mc} && \text{Volume antincendio} \\
 & && \underline{2.858,41} \text{ mc} && V = V_c + V_r + V_i \\
 & && V_r + V_i = 1.196 \text{ mc} && \\
 \text{Volume minimo nella compensazione giornaliera} & && 38 \text{ mc} && \\
 \text{VOLUME SERBATOIO } V & && \mathbf{1.700} \text{ mc} &&
 \end{aligned}$$

SERBATOIO POGGIO MUSCELLO
VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE
POST OPERAM

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 25,65$
 Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$
 Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 38,48$

Ipotesi di distribuzione continua 24/24 ore

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	38,48	Portata in uscita : Distribuzione continua
Erogazione Ore/24 =	24	
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 3.325$ mc
 Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 3.325$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ $V_r = a\% V_a = 997,40$ mc

Volume antincendio $V_i = Q_{idr} \text{ ore} / 3600 = 198,67$ mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P / 1000)^{0,5} = 18,40$ Formula del Conti
 Popolazione $P = 9.400$ Durata incendio ore = 3

Volume totale 1^a iterazione $V = 1.700,00$ mc

Tempo ore	Q_a l/s	Q_u l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
						$V_0 = 1.150$		
0	38,48	30,78	7,70	27,72	28	1.178		
1	38,48	23,09	15,39	55,40	83	1.233		
2	38,48	21,16	17,32	62,35	145	1.295		
3	38,48	16,55	21,93	78,95	224	1.374		
4	38,48	15,01	23,47	84,49	309	1.459		
5	38,48	14,62	23,86	85,90	395	1.545		
6	38,48	17,70	20,78	74,81	470	1.620		
7	38,48	25,40	13,08	47,09	517	1.667		
8	38,48	40,40	-1,92	-6,91	510	1.660		
9	38,48	48,10	-9,62	-34,63	475	1.625		
10	38,48	57,72	-19,24	-69,26	406	1.556		
11	38,48	64,26	-25,78	-92,81	313	1.463		
12	38,48	55,03	-16,55	-59,58	254	1.404		
13	38,48	46,56	-8,08	-29,09	224	1.374		
14	38,48	45,41	-6,93	-24,95	199	1.349		
15	38,48	44,25	-5,77	-20,77	179	1.329		
16	38,48	43,87	-5,39	-19,40	159	1.309		
17	38,48	44,25	-5,77	-20,77	139	1.289		
18	38,48	46,18	-7,70	-27,72	111	1.261		
19	38,48	46,95	-8,47	-30,49	80	1.230		
20	38,48	48,10	-9,62	-34,63	46	1.196		
21	38,48	48,10	-9,62	-34,63	11	1.161		
22	38,48	45,41	-6,93	-24,95	-14	1.136		
23	38,48	34,63	3,85	13,86	0	1.150		

Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

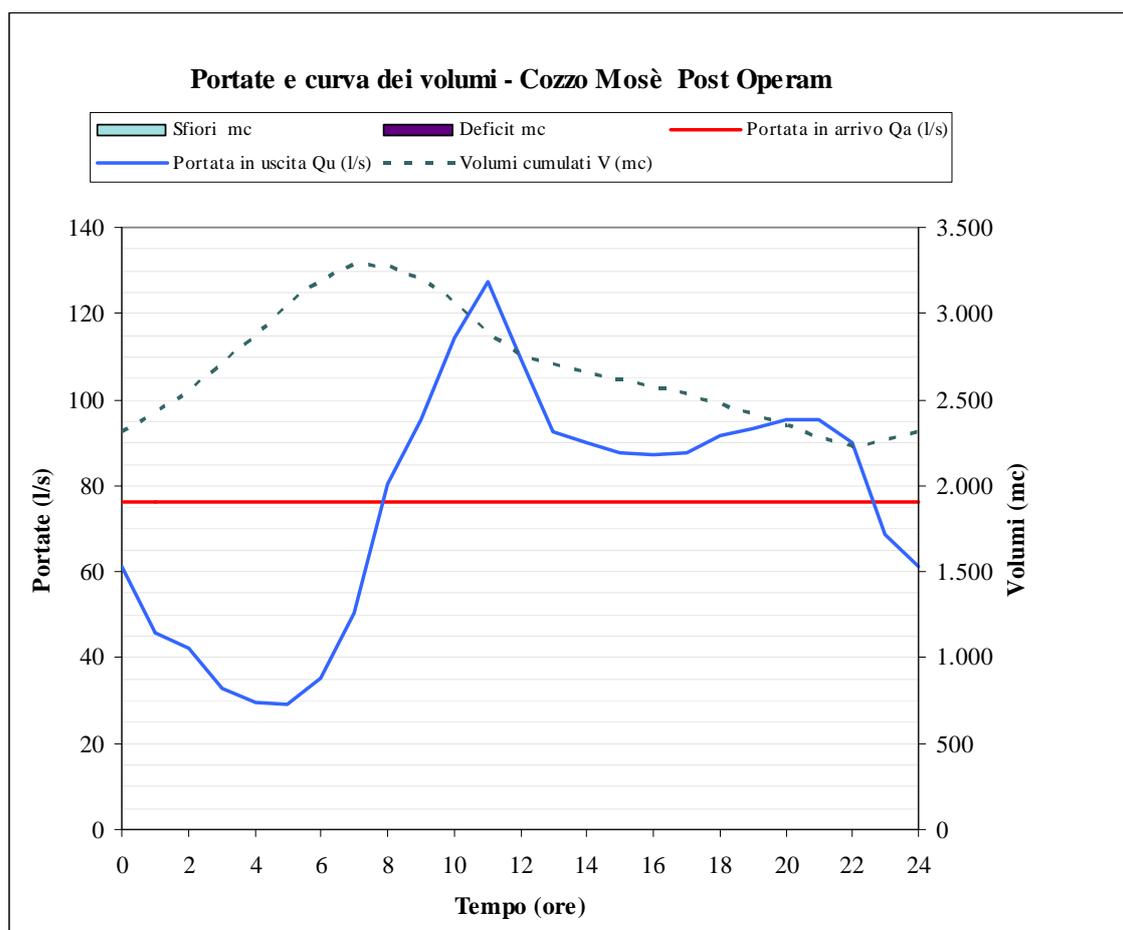
$V_c = 517$	+ 14 =	530,60	mc	Volume di Compenso
	$V_r =$	997,40	mc	Volume di riserva
	$V_i =$	198,67	mc	Volume antincendio
		1.726,68	mc	$V = V_c + V_r + V_i$
	$V_r + V_i =$	1.196	mc	
Volume minimo nella compensazione giornaliera		1.136	mc	
VOLUME EFFETTIVO ASSEGNATO		1.700	mc	

8.6. Verifica Serbatoio Cozzo Mosè

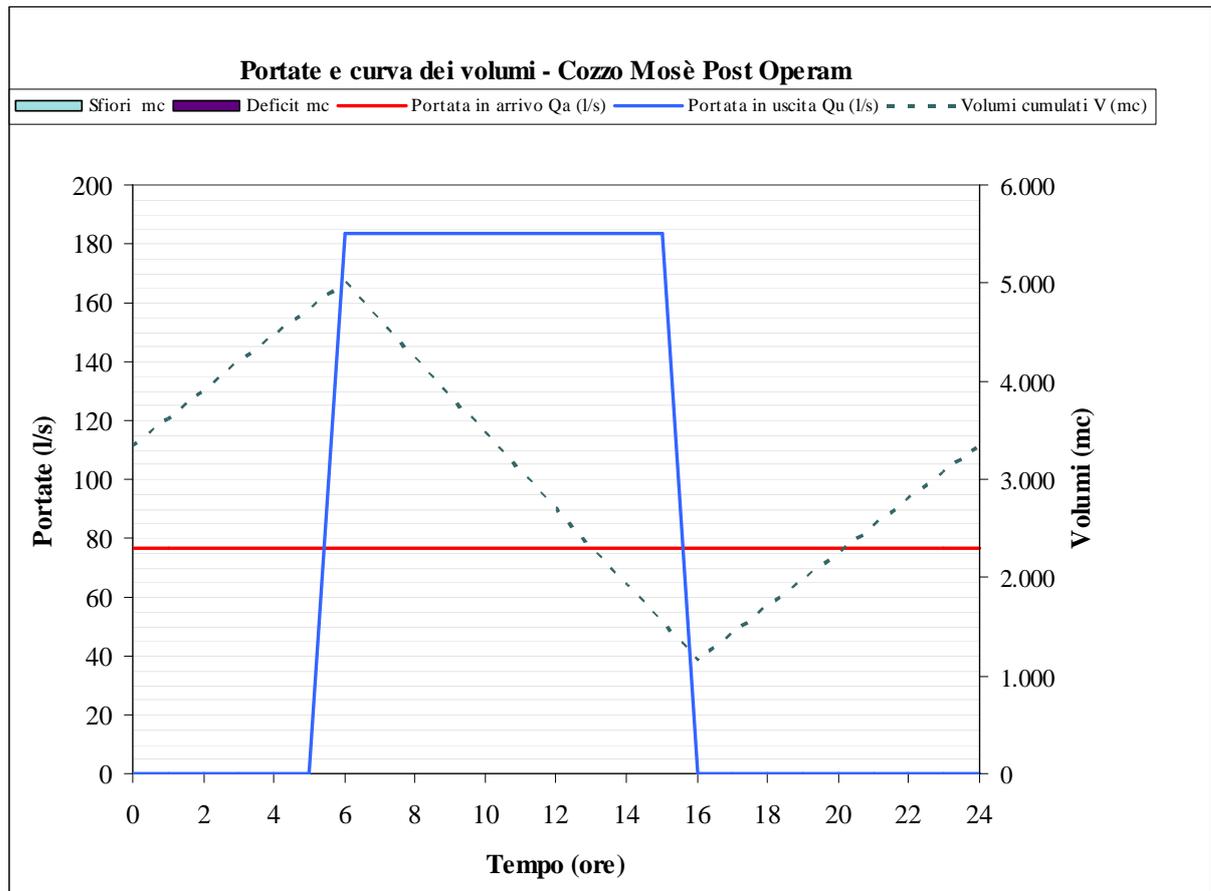
Il nuovo serbatoio di Cozzo Mosè, ancora non in esercizio, avente una capacità complessiva di circa 5.000 mc, secondo la riorganizzazione della rete proposta in progetto verrebbe a servire, nel periodo estivo, una popolazione di circa 18.000 unità con una portata media di approvvigionamento esterno di 50,92 l/s . Adottando un coefficiente di punta nel giorno di massimo consumo di $C_m = 1,5$ risulta una porta media nel giorno di massimo consumo di $Q_m = 76,38$ l/s con un volume giornaliero nel giorno di massimo consumo di 6.599 mc.

Per la configurazione in progetto con distribuzione in rete :

- Continua 24/24 ore giornaliera, risulta una capacità di compenso di circa 1053 mc, volume antincendio di circa 275 mc, volume di riserva di circa 1979 mc, volume complessivo di 3307 mc, di gran lunga inferiore al volume effettivo del serbatoio di 5.000 mc . In tale funzionamento vengono assicurate tutte le funzioni di regolazione complessive del serbatoio.



- Turnata, risulta una capacità di compenso di circa 3849 mc, inferiore al volume del serbatoio di 5.000 mc. Tale capacità risulta tuttavia inferiore al volume teorico per la capacità di riserva $V_r = 1979$ mc e volume antincendio $V_i = 275$ mc che complessivamente viene assicurato per circa 1150 mc.



SERBATOIO COZZO MOSE'
VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE
POST OPERAM

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 50,92$
 Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$
 Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 76,38$

Ipotesi di distribuzione continua 24/24 ore

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	76,38	Portata in uscita : Distribuzione continua
Erogazione Ore/24 =	24	
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 6.599$ mc
 Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 6.599$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ $V_r = a\% V_a = 1979,77$ mc

Volume antincendio $V_i = Q_{idr} \text{ ore}/3600 = 274,92$ mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P / 1000)^{0,5} = 25,46$ Formula del Conti
 Popolazione $P = 18.000$ Durata incendio ore = 3

Volume totale 1^a iterazione $V = 5.000,00$ mc

Tempo ore	Q_a l/s	Q_u l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
						$V_0 = 2.260$		
0	76,38	61,10	15,28	55,01	55	2.315		
1	76,38	45,83	30,55	109,98	165	2.425		
2	76,38	42,01	34,37	123,73	289	2.549		
3	76,38	32,84	43,54	156,74	445	2.705		
4	76,38	29,79	46,59	167,72	613	2.873		
5	76,38	29,02	47,36	170,50	784	3.044		
6	76,38	35,13	41,25	148,50	932	3.192		
7	76,38	50,41	25,97	93,49	1.026	3.286		
8	76,38	80,20	-3,82	-13,75	1.012	3.272		
9	76,38	95,48	-19,10	-68,76	943	3.203		
10	76,38	114,57	-38,19	-137,48	806	3.066		
11	76,38	127,55	-51,17	-184,21	621	2.881		
12	76,38	109,22	-32,84	-118,22	503	2.763		
13	76,38	92,42	-16,04	-57,74	446	2.706		
14	76,38	90,13	-13,75	-49,50	396	2.656		
15	76,38	87,84	-11,46	-41,26	355	2.615		
16	76,38	87,07	-10,69	-38,48	316	2.576		
17	76,38	87,84	-11,46	-41,26	275	2.535		
18	76,38	91,66	-15,28	-55,01	220	2.480		
19	76,38	93,18	-16,80	-60,48	160	2.420		
20	76,38	95,48	-19,10	-68,76	91	2.351		
21	76,38	95,48	-19,10	-68,76	22	2.282		
22	76,38	90,13	-13,75	-49,50	-28	2.232		
23	76,38	68,74	7,64	27,50	0	2.260		

Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

$V_c = 1.026$	+ 28 =	1.053,18	mc	Volume di Compenso
		$V_r = 1.979,77$	mc	Volume di riserva
		$V_i = 274,92$	mc	Volume antincendio
		<u>3.307,87</u>	mc	$V = V_c + V_r + V_i$
	$V_r + V_i =$	2.255	mc	
Volume minimo nella compensazione giornaliera		2.232	mc	
VOLUME EFFETTIVO ASSEGNATO		5.000	mc	

SERBATOIO COZZO MOSE¹
VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE
POST OPERAM

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 50,92$
 Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$
 Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 76,38$

Ipotesi di distribuzione turnata in rte

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	76,38	Portata in uscita $Q_u(l/s) =$	183,31
Erogazione Ore/24 =	24	Erogazione Ore/24 =	10
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	Ora inizio erogaz. (0-23) =	6

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 6.599$ mc
 Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 6.599$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ **Vr = a% Va = 1979,77** mc

Volume antincendio **Vi = Qidr ore/3600 = 274,92** mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P / 1000)^{0,5} = 25,46$ Formula del Conti

Popolazione $P = 18.000$ Durata incendio ore = 3

Volume totale 1^a iterazione **V = 5.000,00** mc

Tempo ore	Qa l/s	Qu l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
0	76,38	0	76,38	274,97	275	3.350		
1	76,38	0	76,38	274,97	550	3.625		
2	76,38	0	76,38	274,97	825	3.900		
3	76,38	0	76,38	274,97	1.100	4.175		
4	76,38	0	76,38	274,97	1.375	4.450		
5	76,38	0	76,38	274,97	1.650	4.725		
6	76,38	183,312	-106,93	-384,96	1.265	5.000		
7	76,38	183,312	-106,93	-384,96	880	4.615		
8	76,38	183,312	-106,93	-384,96	495	4.230		
9	76,38	183,312	-106,93	-384,96	110	3.845		
10	76,38	183,312	-106,93	-384,96	-275	3.460		
11	76,38	183,312	-106,93	-384,96	-660	3.075		
12	76,38	183,312	-106,93	-384,96	-1.045	2.690		
13	76,38	183,312	-106,93	-384,96	-1.430	2.305		
14	76,38	183,312	-106,93	-384,96	-1.815	1.920		
15	76,38	183,312	-106,93	-384,96	-2.200	1.535		
16	76,38	0	76,38	274,97	-1.925	1.150		
17	76,38	0	76,38	274,97	-1.650	1.425		
18	76,38	0	76,38	274,97	-1.375	1.700		
19	76,38	0	76,38	274,97	-1.100	1.975		
20	76,38	0	76,38	274,97	-825	2.250		
21	76,38	0	76,38	274,97	-550	2.525		
22	76,38	0	76,38	274,97	-275	2.800		
23	76,38	0	76,38	274,97	0	3.075		

Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

Vc =	1.650	+	2.200	=	3.849,55	mc	Volume di Compenso
					Vr =	1.979,77	mc
					Vi =	274,92	mc
						6.104,24	mc
					Vr + Vi =	2.255	mc
					Volume minimo nella compensazione giornaliera	1.150	mc
					VOLUME SERBATOIO V =	5.000	mc

V = Vc + Vr + Vi

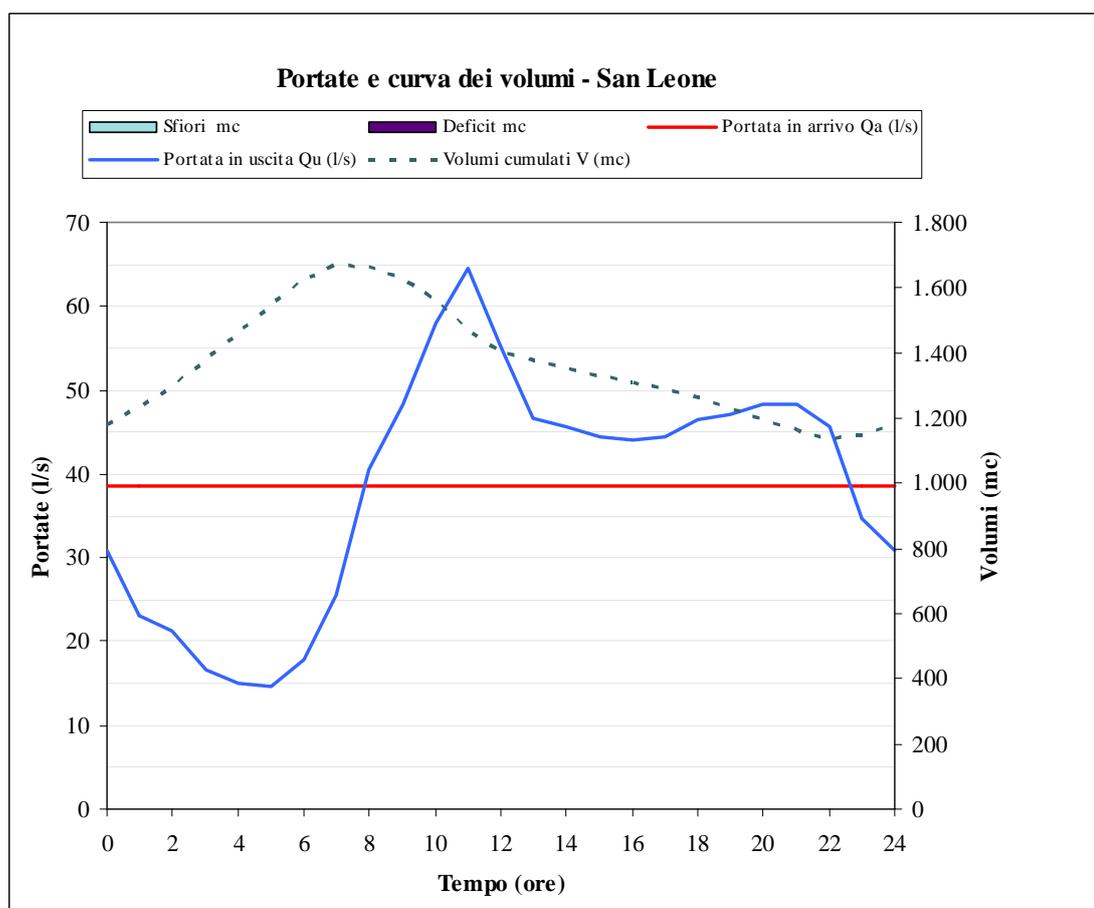
8.7. Verifica Serbatoio San Leone – Lo Presti

Il serbatoio San Leone nel post operam, continuerà a servire la medesima area, ma con rete distrettualizzata ed organizzata per il servizio continuo in rete.

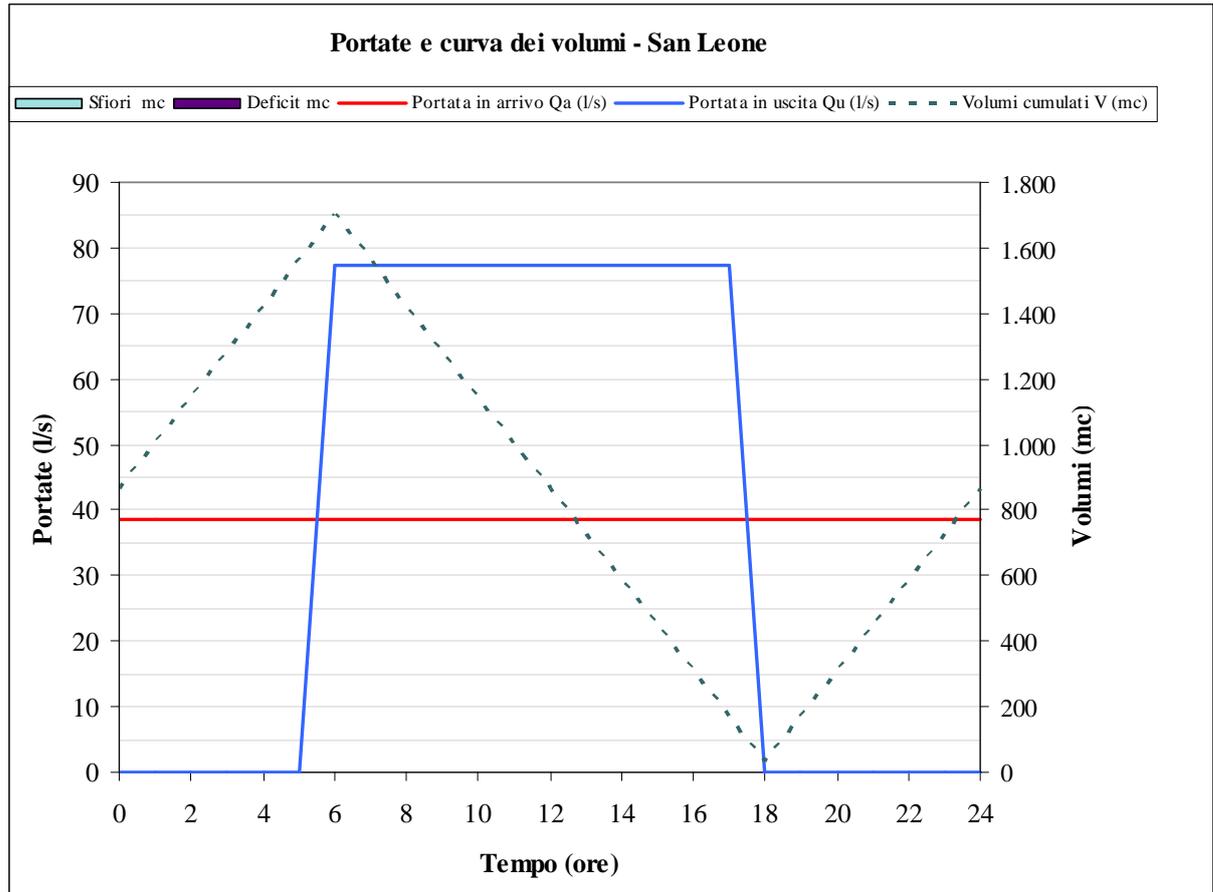
Il serbatoio ha una capacità complessiva di circa 1.700 mc, e serve, nel periodo estivo, una popolazione di circa 8.900 unità con una portata media di approvvigionamento esterno di 25,76 l/s . Adottando un coefficiente di punta nel giorno di massimo consumo di $C_m = 1,5$ risulta una porta media nel giorno di massimo consumo di $Q_m = 38,64$ l/s con un volume giornaliero nel giorno di massimo consumo di 3.339 mc.

Per la configurazione con distribuzione in rete :

- Continua 24/24 ore giornaliera, risulta una capacità di compenso di circa 533 mc, volume antincendio di circa 193 mc, volume di riserva di circa 1001 mc, volume complessivo di 1727 mc, di fatto uguale al volume effettivo del serbatoio di 1700 mc. In tale funzionamento vengono assicurate tutte le funzioni di regolazione complessive del serbatoio.



- Turnata, risulta una capacità di compenso di circa 1669 mc, leggermente inferiore al volume del serbatoio di 1.700 mc. Tale capacità di fatto assicura la sola funzione di compenso, mentre per la capacità di riserva si deve fare affidamento alla particolare condizione del serbatoio alimentabile a gravità sia dal Voltano, dalla dissalata di Gela che dal Favara di Burgio.



SERBATOIO SAN LEONE - LO PRESTI
VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 25,76$
 Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$
 Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 38,64$

Ipotesi di distribuzione continua 24/24 ore

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	38,64	Portata in uscita : Distribuzione continua
Erogazione Ore/24 =	24	
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 3.338$ mc
 Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 3.339$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ $V_r = a\% V_a = 1001,55$ mc

Volume antincendio $V_i = Q_{idr} \text{ ore} / 3600 = 193,32$ mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P / 1000)^{0,5} = 17,90$ Formula del Conti
 Popolazione $P = 8.900$ Durata incendio ore = 3
 Volume totale 1^ iterazione $V = 1.700,00$ mc

Tempo ore	Q_a l/s	Q_u l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
						$V_0 = 1.150$		
0	38,64	30,91	7,73	27,83	28	1.178		
1	38,64	23,18	15,46	55,66	83	1.233		
2	38,64	21,25	17,39	62,60	146	1.296		
3	38,64	16,62	22,02	79,27	225	1.375		
4	38,64	15,07	23,57	84,85	310	1.460		
5	38,64	14,68	23,96	86,26	396	1.546		
6	38,64	17,77	20,87	75,13	472	1.622		
7	38,64	25,50	13,14	47,30	519	1.669		
8	38,64	40,57	-1,93	-6,95	512	1.662		
9	38,64	48,30	-9,66	-34,78	477	1.627		
10	38,64	57,96	-19,32	-69,55	408	1.558		
11	38,64	64,53	-25,89	-93,20	314	1.464		
12	38,64	55,26	-16,62	-59,83	255	1.405		
13	38,64	46,75	-8,11	-29,20	225	1.375		
14	38,64	45,60	-6,96	-25,06	200	1.350		
15	38,64	44,44	-5,80	-20,88	179	1.329		
16	38,64	44,05	-5,41	-19,48	160	1.310		
17	38,64	44,44	-5,80	-20,88	139	1.289		
18	38,64	46,37	-7,73	-27,83	111	1.261		
19	38,64	47,14	-8,50	-30,60	81	1.231		
20	38,64	48,30	-9,66	-34,78	46	1.196		
21	38,64	48,30	-9,66	-34,78	11	1.161		
22	38,64	45,60	-6,96	-25,06	-14	1.136		
23	38,64	34,78	3,86	13,90	0	1.150		

Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

$V_c = 519$	$+ 14 =$	$532,84$	mc	Volume di Compenso
	$V_r =$	$1.001,55$	mc	Volume di riserva
	$V_i =$	$193,32$	mc	Volume antincendio
		$1.727,70$	mc	$V = V_c + V_r + V_i$
	$V_r + V_i =$	1.195	mc	
Volume minimo nella compensazione giornaliera		1.136	mc	
VOLUME EFFETTIVO ASSEGNATO		1.700	mc	

SERBATOIO SAN LEONE - LO PRESTI
VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 25,76$
 Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$
 Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 38,64$

Ipotesi di distribuzione turnata in rte

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	38,64	Portata in uscita $Q_u(l/s) =$	77,28
Erogazione Ore/24 =	24	Erogazione Ore/24 =	12
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	Ora inizio erogaz. (0-23) =	6

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 3.338$ mc
 Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 3.338$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ $V_r = a\% V_a = 1001,55$ mc

Volume antincendio $V_i = Q_{idr} \text{ ore} / 3600 = 237,21$ mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P / 1000)^{0,5} = 21,96$ Formula del Conti
 Popolazione $P = 13.400$ Durata incendio ore = 3

Volume totale 1^ iterazione $V = 1.700,00$ mc

Tempo ore	Q_a l/s	Q_u l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
0	38,64	0	38,64	139,10	139	865		
1	38,64	0	38,64	139,10	278	1.004		
2	38,64	0	38,64	139,10	417	1.144		
3	38,64	0	38,64	139,10	556	1.283		
4	38,64	0	38,64	139,10	696	1.422		
5	38,64	0	38,64	139,10	835	1.561		
6	38,64	77,28	-38,64	-139,10	696	1.700		
7	38,64	77,28	-38,64	-139,10	556	1.561		
8	38,64	77,28	-38,64	-139,10	417	1.422		
9	38,64	77,28	-38,64	-139,10	278	1.283		
10	38,64	77,28	-38,64	-139,10	139	1.144		
11	38,64	77,28	-38,64	-139,10	0	1.004		
12	38,64	77,28	-38,64	-139,10	-139	865		
13	38,64	77,28	-38,64	-139,10	-278	726		
14	38,64	77,28	-38,64	-139,10	-417	587		
15	38,64	77,28	-38,64	-139,10	-556	448		
16	38,64	77,28	-38,64	-139,10	-696	309		
17	38,64	77,28	-38,64	-139,10	-835	170		
18	38,64	0	38,64	139,10	-696	31		
19	38,64	0	38,64	139,10	-556	170		
20	38,64	0	38,64	139,10	-417	309		
21	38,64	0	38,64	139,10	-278	448		
22	38,64	0	38,64	139,10	-139	587		
23	38,64	0	38,64	139,10	0	726		

Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

$V_c = 835$	+ 835	=	1.669,25	mc	Volume di Compenso
			$V_r = 1.001,55$	mc	Volume di riserva
			$V_i = 237,21$	mc	Volume antincendio
			2.908,00	mc	$V = V_c + V_r + V_i$
			$V_r + V_i = 1.239$	mc	
Volume minimo nella compensazione giornaliera			31	mc	
VOLUME SERBATOIO			V = 1.700	mc	

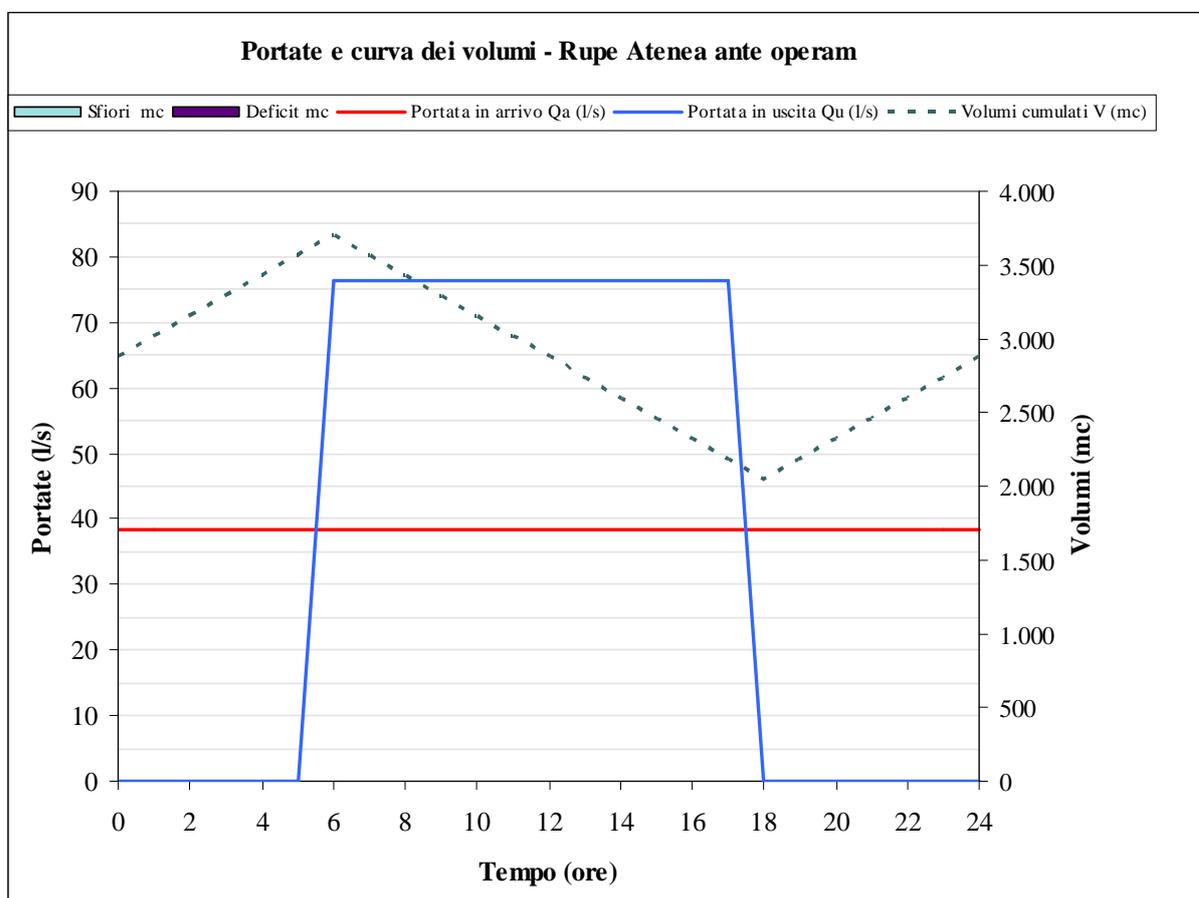
8.8. Verifica Serbatoio Rupe Atenea

Il serbatoio di Rupe Atenea, avente una capacità complessiva di circa 3.700 mc, nella configurazione ante operam, serve una popolazione complessiva di circa 6.880 unità con una portata media di approvvigionamento esterno di 25,48 l/s .

Adottando un coefficiente di punta nel giorno di massimo consumo di $C_m = 1,5$ risulta una portata media nel giorno di massimo consumo di $Q_m = 38,22$ l/s con un volume giornaliero nel giorno di massimo consumo di 3.302 mc.

Per tale configurazione con distribuzione in rete:

- Turnata, risulta una capacità di compenso di circa 1.651 mc, inferiore al volume del serbatoio di 3.700 mc; in tale condizione, viene assicurata, inoltre, sia la funzione di riserva ($V_r=991$ mc circa) che quella antincendio ($V_i= 170$ mc circa).



SERBATOIO RUPE ATENEA

VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE ANTE OPERAM

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 25,48$

Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$

Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 38,22$

Ipotesi di distribuzione turnata in rte

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	38,22	Portata in uscita $Q_u(l/s) =$	76,44
Erogazione Ore/24 =	24	Erogazione Ore/24 =	12
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	Ora inizio erogaz. (0-23) =	6

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 3.302$ mc

Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 3.302$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ **Vr = a% Va = 990,66** mc

Volume antincendio **Vi = Qidr ore/3600 = 169,97** mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P / 1000)^{0,5} = 15,74$ Formula del Conti

Popolazione $P = 6.880$ Durata incendio ore = 3

Volume totale 1^ iterazione **V = 3.700,00** mc

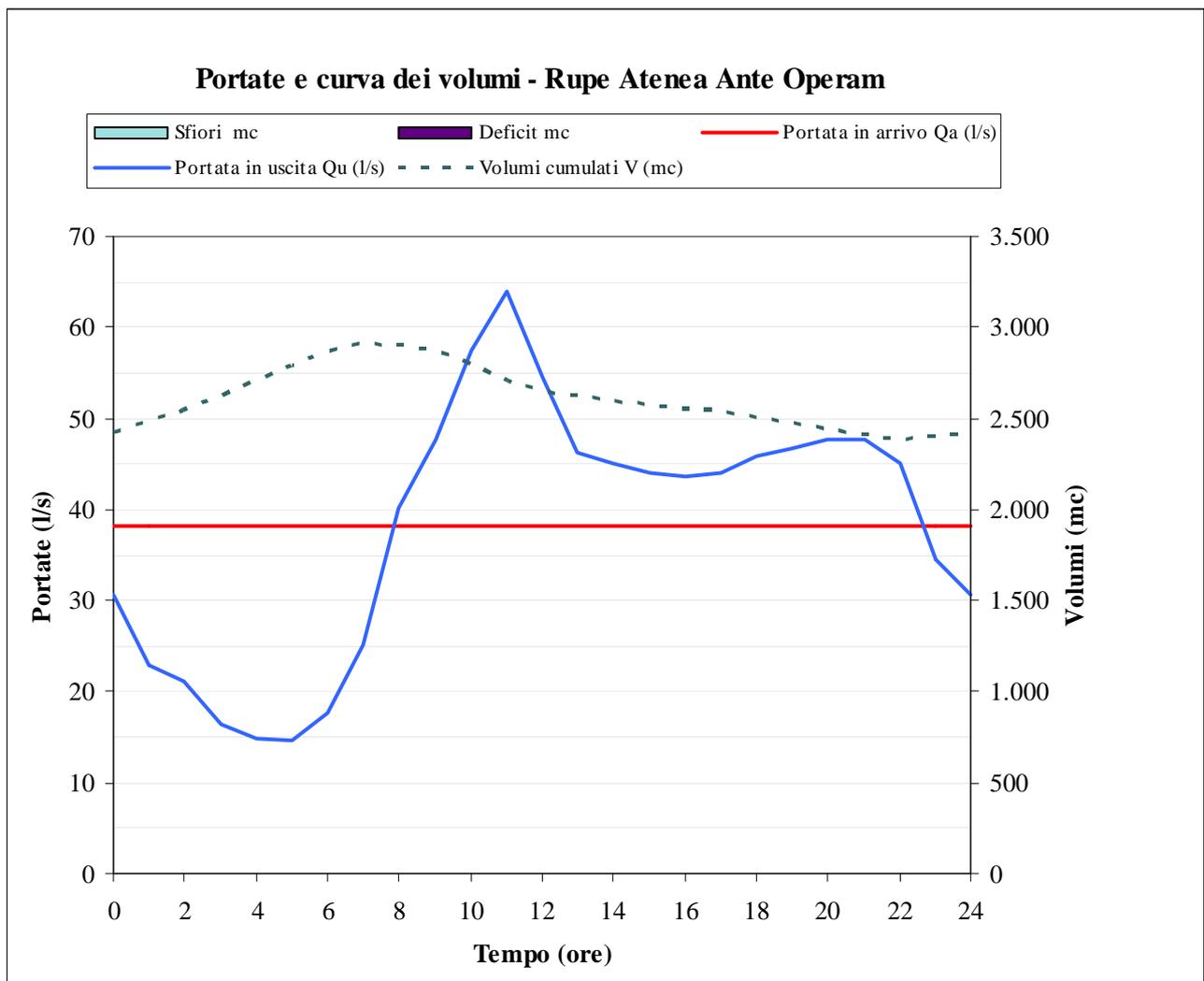
Tempo ore	Q_a l/s	Q_u l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
0	38,22	0	38,22	137,59	138	2.874		
1	38,22	0	38,22	137,59	275	3.012		
2	38,22	0	38,22	137,59	413	3.150		
3	38,22	0	38,22	137,59	550	3.287		
4	38,22	0	38,22	137,59	688	3.425		
5	38,22	0	38,22	137,59	826	3.562		
6	38,22	76,44	-38,22	-137,59	688	3.700		
7	38,22	76,44	-38,22	-137,59	550	3.562		
8	38,22	76,44	-38,22	-137,59	413	3.425		
9	38,22	76,44	-38,22	-137,59	275	3.287		
10	38,22	76,44	-38,22	-137,59	138	3.150		
11	38,22	76,44	-38,22	-137,59	0	3.012		
12	38,22	76,44	-38,22	-137,59	-138	2.874		
13	38,22	76,44	-38,22	-137,59	-275	2.737		
14	38,22	76,44	-38,22	-137,59	-413	2.599		
15	38,22	76,44	-38,22	-137,59	-550	2.462		
16	38,22	76,44	-38,22	-137,59	-688	2.324		
17	38,22	76,44	-38,22	-137,59	-826	2.186		
18	38,22	0	38,22	137,59	-688	2.049		
19	38,22	0	38,22	137,59	-550	2.186		
20	38,22	0	38,22	137,59	-413	2.324		
21	38,22	0	38,22	137,59	-275	2.462		
22	38,22	0	38,22	137,59	-138	2.599		
23	38,22	0	38,22	137,59	0	2.737		

Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

$$\begin{array}{rcl}
 V_c = & 826 & + 826 = 1.651,10 \text{ mc} \\
 V_r = & & 990,66 \text{ mc} \\
 V_i = & & 169,97 \text{ mc} \\
 & & \hline
 & & 2.811,74 \text{ mc} \\
 V_r + V_i = & & 1.161 \text{ mc} \\
 \text{Volume minimo nella compensazione giornaliera} & & 2.049 \text{ mc} \\
 \text{VOLUME SERBATOIO } V = & & \mathbf{3.700 \text{ mc}}
 \end{array}$$

Volume di Compenso
 Volume di riserva
 Volume antincendio
 $V = V_c + V_r + V_i$

Continua 24/24 ore giornaliera, risulta una capacità di compenso di circa 527 mc, volume antincendio di circa 170 mc, volume di riserva di circa 991 mc, volume complessivo di 1.688 mc, di gran lunga inferiore al volume effettivo del serbatoio di 3.700 mc. In tale funzionamento vengono assicurate tutte le funzioni di regolazione complessive del serbatoio.



**SERBATOIO RUPE ATENEA
 VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE
 ANTE OPERAM**

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 25,48$
 Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$
 Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 38,22$

Ipotesi di distribuzione continua 24/24 ore

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	38,22	Portata in uscita : Distribuzione continua
Erogazione Ore/24 =	24	
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 3.302$ mc
 Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 3.302$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ $V_r = a\% V_a = 990,66$ mc

Volume antincendio $V_i = Q_{idr} \text{ ore}/3600 = 169,97$ mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P / 1000)^{0,5} = 15,74$ Formula del Conti
 Popolazione $P = 6.880$ Durata incendio ore = 3

Volume totale 1^ iterazione $V = 3.700,00$ mc

Tempo ore	Q_a l/s	Q_u l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
						$V_o = 2.400$		
0	38,22	30,58	7,64	27,50	28	2.428		
1	38,22	22,93	15,29	55,04	83	2.483		
2	38,22	21,02	17,20	61,92	144	2.544		
3	38,22	16,43	21,79	78,44	223	2.623		
4	38,22	14,91	23,31	83,92	307	2.707		
5	38,22	14,52	23,70	85,32	392	2.792		
6	38,22	17,58	20,64	74,30	466	2.866		
7	38,22	25,23	12,99	46,76	513	2.913		
8	38,22	40,13	-1,91	-6,88	506	2.906		
9	38,22	47,78	-9,56	-34,42	472	2.872		
10	38,22	57,33	-19,11	-68,80	403	2.803		
11	38,22	63,83	-25,61	-92,20	311	2.711		
12	38,22	54,65	-16,43	-59,15	252	2.652		
13	38,22	46,25	-8,03	-28,91	223	2.623		
14	38,22	45,10	-6,88	-24,77	198	2.598		
15	38,22	43,95	-5,73	-20,63	177	2.577		
16	38,22	43,57	-5,35	-19,26	158	2.558		
17	38,22	43,95	-5,73	-20,63	138	2.538		
18	38,22	45,86	-7,64	-27,50	110	2.510		
19	38,22	46,63	-8,41	-30,28	80	2.480		
20	38,22	47,78	-9,56	-34,42	45	2.445		
21	38,22	47,78	-9,56	-34,42	11	2.411		
22	38,22	45,10	-6,88	-24,77	-14	2.386		
23	38,22	34,40	3,82	13,75	0	2.400		

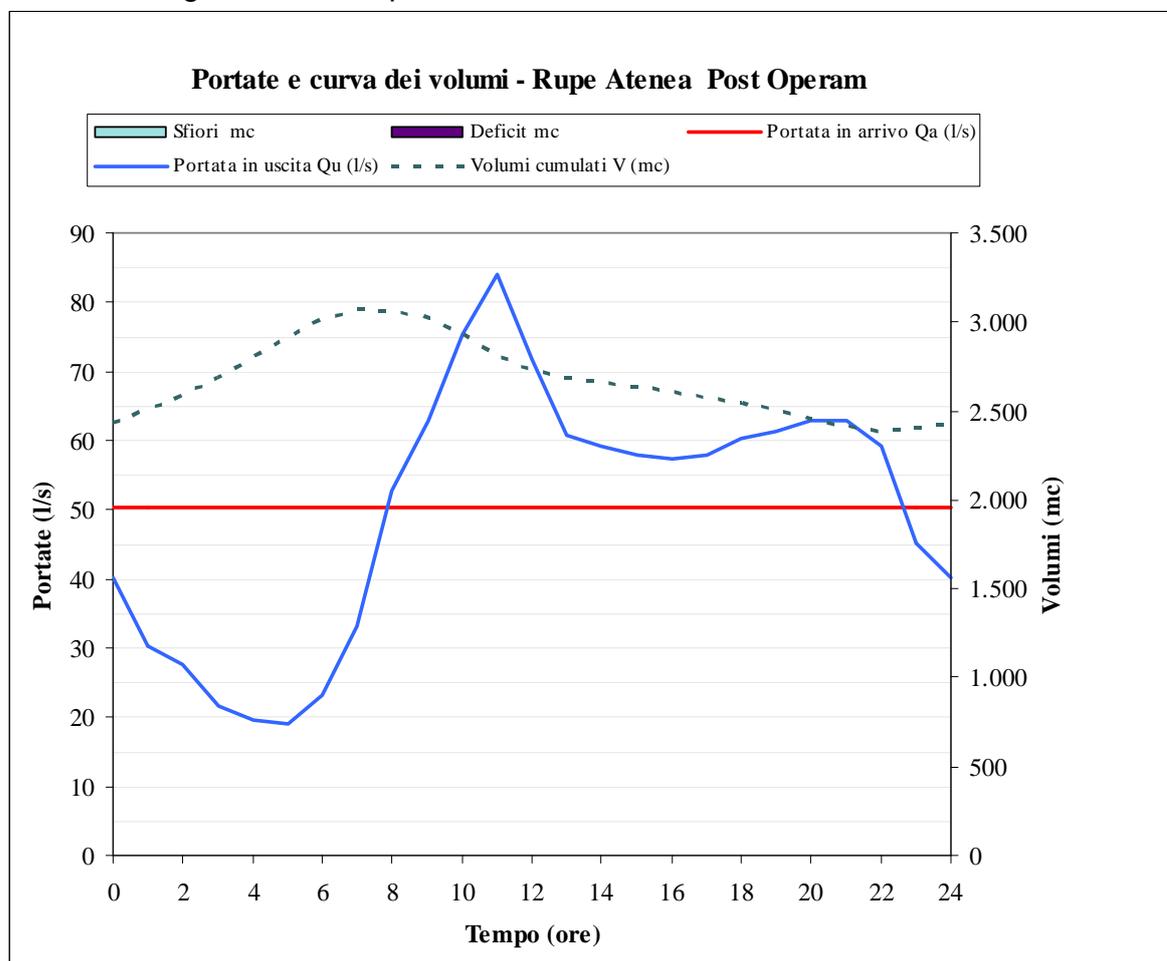
Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

$V_c = 513$	+ 14 =	527,00	mc	Volume di Compenso
		$V_r = 990,66$	mc	Volume di riserva
		$V_i = 169,97$	mc	Volume antincendio
		1.687,64	mc	$V = V_c + V_r + V_i$
	$V_r + V_i =$	1.161	mc	
Volume minimo nella compensazione giornaliera		2.386	mc	
VOLUME EFFETTIVO ASSEGNATO		3.700	mc	

Nella nuova configurazione di rete riorganizzata, post operam, il serbatoio verrebbe a servire una popolazione di circa 9.044 unità con una portata media di approvvigionamento esterno di 33,50 l/s. Adottando un coefficiente di punta nel giorno di massimo consumo di $C_m = 1,5$ risulta una portata media nel giorno di massimo consumo di $Q_m = 50,25$ l/s con un volume giornaliero nel giorno di massimo consumo di 4.342 mc.

Per la configurazione con distribuzione in rete :

- Continua 24/24 ore giornaliera, risulta una capacità di compenso di circa 692,93 mc, volume antincendio di circa 194,87 mc, volume di riserva di circa 1.302,48 mc, volume complessivo di 2.190,28 mc, di gran lunga inferiore al volume effettivo del serbatoio di 3.700 mc. In tale funzionamento vengono assicurate tutte le funzioni di regolazione complessive del serbatoio.



SERBATOIO RUPE ATENEA
VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE
POST OPERAM

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 33,5$
 Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$
 Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 50,25$

Ipotesi di distribuzione continua 24/24 ore

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	50,25	Portata in uscita : Distribuzione continua
Erogazione Ore/24 =	24	
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 4.342$ mc
 Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 4.342$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ $V_r = a\% V_a = 1302,48$ mc

Volume antincendio $V_i = Q_{idr} \text{ ore} / 3600 = 194,87$ mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P / 1000)^{0,5} = 18,04$ Formula del Conti
 Popolazione $P = 9.044$ Durata incendio ore = 3

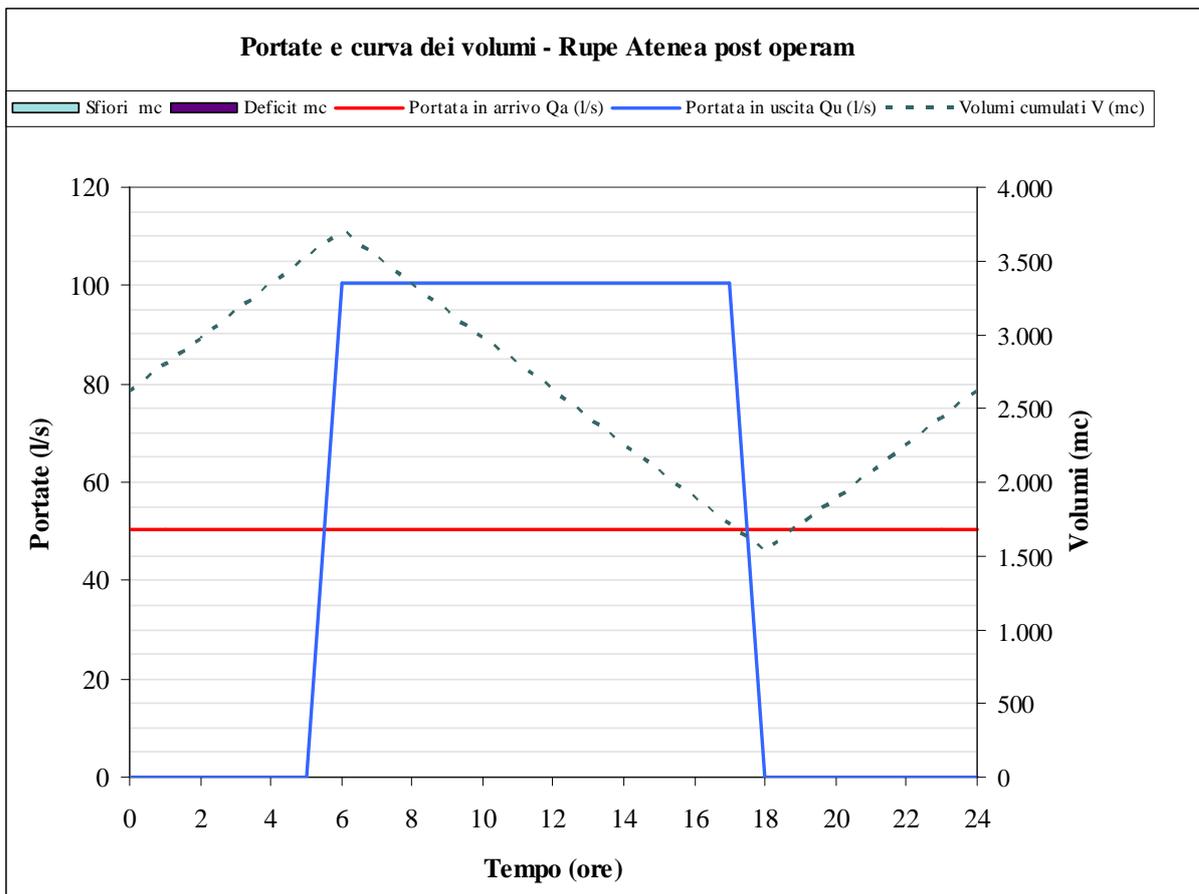
Volume totale 1^ iterazione $V = 3.700,00$ mc

Tempo ore	Q_a l/s	Q_u l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
						$V_o = 2.400$		
0	50,25	40,20	10,05	36,18	36	2.436		
1	50,25	30,15	20,10	72,36	109	2.509		
2	50,25	27,64	22,61	81,40	190	2.590		
3	50,25	21,61	28,64	103,10	293	2.693		
4	50,25	19,60	30,65	110,34	403	2.803		
5	50,25	19,10	31,15	112,14	516	2.916		
6	50,25	23,12	27,13	97,67	613	3.013		
7	50,25	33,17	17,08	61,49	675	3.075		
8	50,25	52,76	-2,51	-9,04	666	3.066		
9	50,25	62,81	-12,56	-45,22	620	3.020		
10	50,25	75,38	-25,13	-90,47	530	2.930		
11	50,25	83,92	-33,67	-121,21	409	2.809		
12	50,25	71,86	-21,61	-77,80	331	2.731		
13	50,25	60,80	-10,55	-37,98	293	2.693		
14	50,25	59,30	-9,05	-32,58	260	2.660		
15	50,25	57,79	-7,54	-27,14	233	2.633		
16	50,25	57,29	-7,04	-25,34	208	2.608		
17	50,25	57,79	-7,54	-27,14	181	2.581		
18	50,25	60,30	-10,05	-36,18	145	2.545		
19	50,25	61,31	-11,06	-39,82	105	2.505		
20	50,25	62,81	-12,56	-45,22	60	2.460		
21	50,25	62,81	-12,56	-45,22	14	2.414		
22	50,25	59,30	-9,05	-32,58	-18	2.382		
23	50,25	45,23	5,02	18,07	0	2.400		

Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

$V_c = 675$	+ 18	=	692,93	mc	Volume di Compenso
			$V_r = 1.302,48$	mc	Volume di riserva
			$V_i = 194,87$	mc	Volume antincendio
			2.190,28	mc	$V = V_c + V_r + V_i$
			$V_r + V_i = 1.497$	mc	
Volume minimo nella compensazione giornaliera			2.382	mc	
VOLUME EFFETTIVO ASSEGNATO			3.700	mc	

Turnata, risulta una capacità di compenso di circa 2.170 mc, inferiore al volume del serbatoio di 3.700 mc. La capacità del serbatoio assicura oltre la funzione di compenso anche la riserva, il cui volume è di circa 1.302 mc e l'incendio, il cui volume è di circa 195 mc; ne deriva, quindi un volume teorico massimo giornaliero pari a 3.668 mc, inferiore al volume effettivo del serbatoio.



SERBATOIO RUPE ATENEA

VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE POST OPERAM

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 33,5$
 Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$
 Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 50,25$

Ipotesi di distribuzione turnata in rte

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	50,25	Portata in uscita $Q_u(l/s) =$	100,50
Erogazione Ore/24 =	24	Erogazione Ore/24 =	12
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	Ora inizio erogaz. (0-23) =	6

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 4.342$ mc
 Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 4.342$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ **Vr = a% Va = 1302,48** mc

Volume antincendio **Vi = Qidr ore/3600 = 194,87** mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P / 1000)^{0,5} = 18,04$ Formula del Conti
 Popolazione $P = 9.044$ Durata incendio ore = 3

Volume totale 1^ iterazione **V = 3.700,00** mc

Tempo ore	Q_a l/s	Q_u l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
0	50,25	0	50,25	180,90	181	2.615		
1	50,25	0	50,25	180,90	362	2.796		
2	50,25	0	50,25	180,90	543	2.976		
3	50,25	0	50,25	180,90	724	3.157		
4	50,25	0	50,25	180,90	905	3.338		
5	50,25	0	50,25	180,90	1.085	3.519		
6	50,25	100,5	-50,25	-180,90	905	3.700		
7	50,25	100,5	-50,25	-180,90	724	3.519		
8	50,25	100,5	-50,25	-180,90	543	3.338		
9	50,25	100,5	-50,25	-180,90	362	3.157		
10	50,25	100,5	-50,25	-180,90	181	2.976		
11	50,25	100,5	-50,25	-180,90	0	2.796		
12	50,25	100,5	-50,25	-180,90	-181	2.615		
13	50,25	100,5	-50,25	-180,90	-362	2.434		
14	50,25	100,5	-50,25	-180,90	-543	2.253		
15	50,25	100,5	-50,25	-180,90	-724	2.072		
16	50,25	100,5	-50,25	-180,90	-905	1.891		
17	50,25	100,5	-50,25	-180,90	-1.085	1.710		
18	50,25	0	50,25	180,90	-905	1.529		
19	50,25	0	50,25	180,90	-724	1.710		
20	50,25	0	50,25	180,90	-543	1.891		
21	50,25	0	50,25	180,90	-362	2.072		
22	50,25	0	50,25	180,90	-181	2.253		
23	50,25	0	50,25	180,90	0	2.434		

Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

$$\begin{aligned}
 V_c &= 1.085 + 1.085 = 2.170,80 \text{ mc} && \text{Volume di Compenso} \\
 V_r &= 1.302,48 \text{ mc} && \text{Volume di riserva} \\
 V_i &= 194,87 \text{ mc} && \text{Volume antincendio} \\
 &= \underline{3.668,15} \text{ mc} && V = V_c + V_r + V_i \\
 V_r + V_i &= 1.497 \text{ mc} \\
 \text{Volume minimo nella compensazione giornaliera} &= 1.529 \text{ mc} \\
 \text{VOLUME SERBATOIO } V &= \mathbf{3.700} \text{ mc}
 \end{aligned}$$

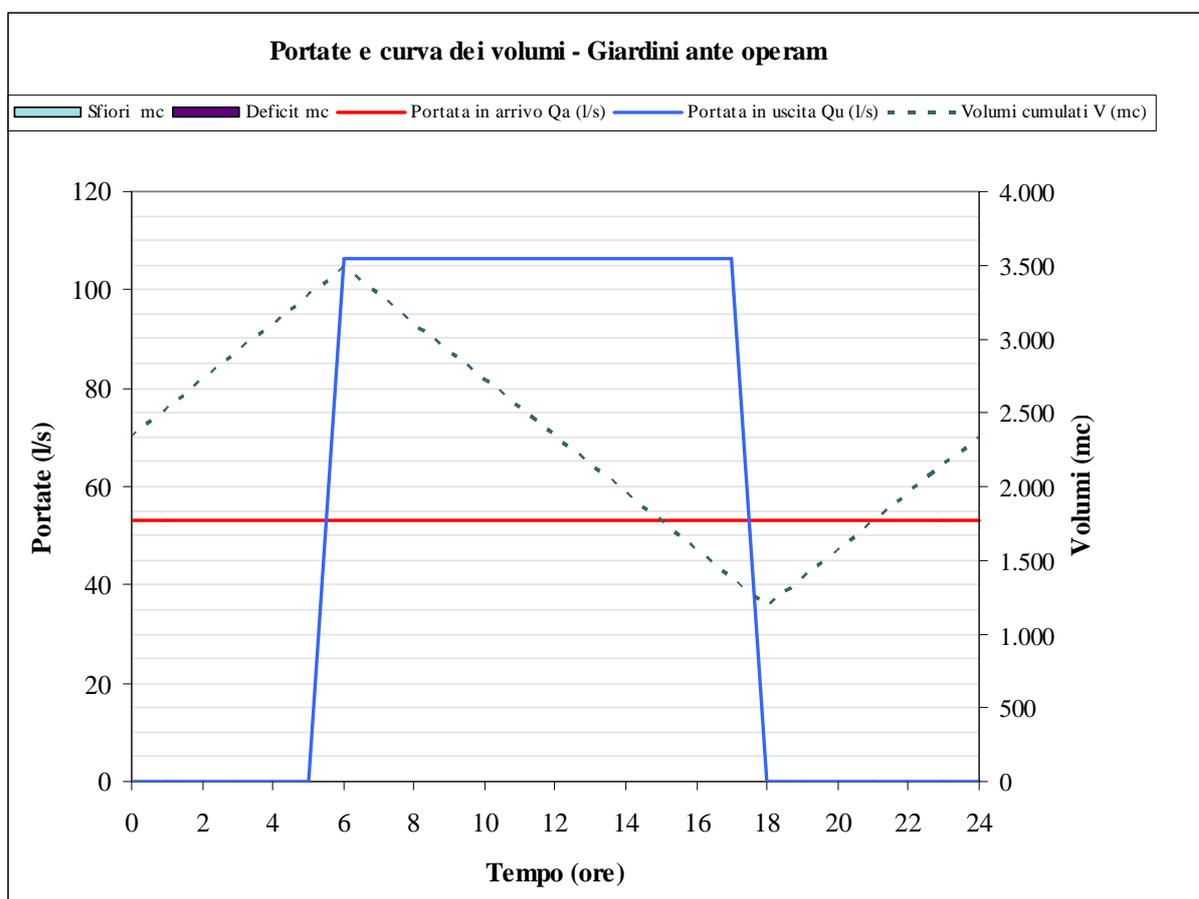
8.9. Verifica Serbatoio Giardini

Il serbatoio Giardini, avente una capacità complessiva di circa 3.484 mc, nella configurazione ante operam, serve una popolazione complessiva nel periodo estivo di circa 9.809 unità con una portata media di approvvigionamento esterno di 35,47 l/s .

Adottando un coefficiente di punta nel giorno di massimo consumo di $C_m = 1,5$ risulta una portata media nel giorno di massimo consumo di $Q_m = 53,21$ l/s con un volume giornaliero nel giorno di massimo consumo di 4.597 mc.

Per tale configurazione con distribuzione in rete:

- Turnata, risulta una capacità di compenso di circa 2.299 mc, inferiore al volume del serbatoio di 3.484 mc. Il volume effettivo del serbatoio risulta tuttavia inferiore al volume teorico massimo pari a 3.880 mc, necessario per garantire il compenso , la riserva ($V_r=1.380$ mc) e l'incendio ($V_i=203$ mc circa).



SERBATOIO Giardini

VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE ANTE OPERAM

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 35,47$

Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$

Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 53,21$

Ipotesi di distribuzione turnata in rte

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	53,21	Portata in uscita $Q_u(l/s) =$	106,42
Erogazione Ore/24 =	24	Erogazione Ore/24 =	12
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	Ora inizio erogaz. (0-23) =	6

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 4.597$ mc

Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 4.597$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ **Vr = a% Va = 1379,20** mc

Volume antincendio **Vi = Qidr ore/3600 = 202,95** mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P / 1000)^{0,5} = 18,79$ Formula dei Conti

Popolazione $P = 9.809$ Durata incendio ore = 3

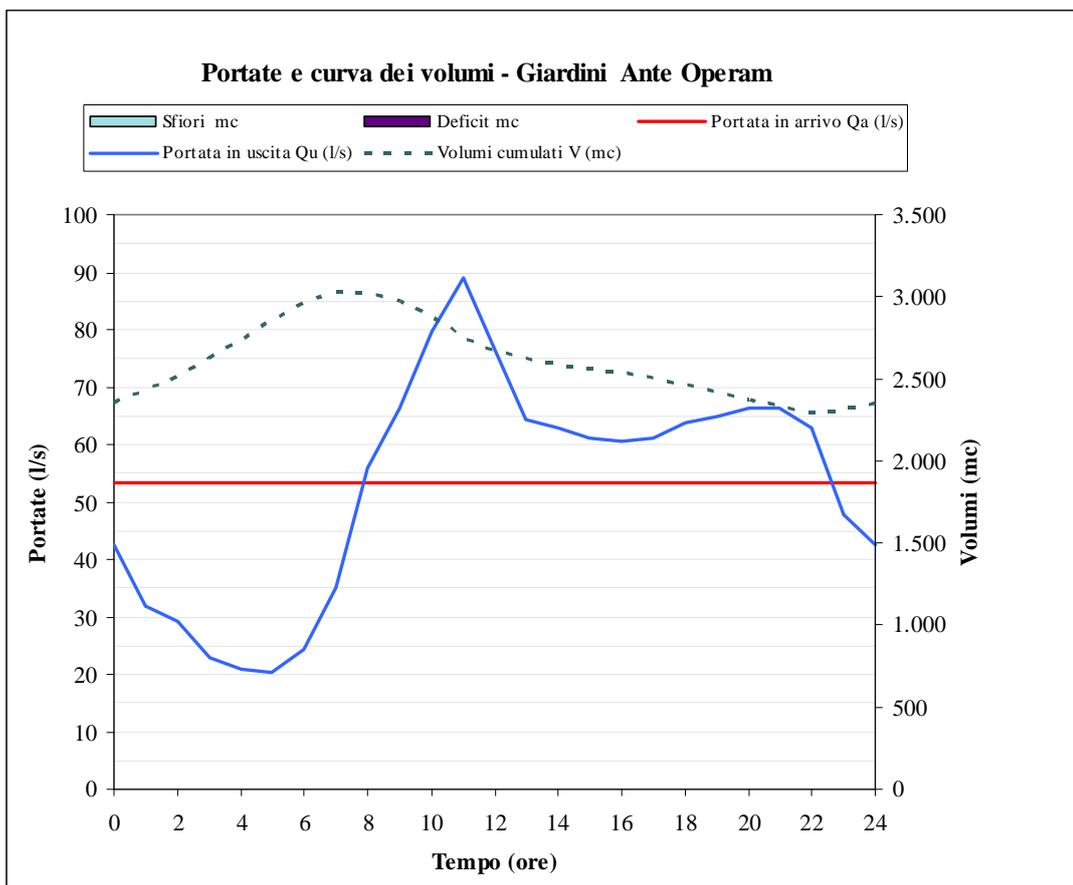
Volume totale 1^ iterazione **V = 3.484,25** mc

Tempo ore	Q_a l/s	Q_u l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
0	53,21	0	53,21	191,56	192	2.335		
1	53,21	0	53,21	191,56	383	2.526		
2	53,21	0	53,21	191,56	575	2.718		
3	53,21	0	53,21	191,56	766	2.910		
4	53,21	0	53,21	191,56	958	3.101		
5	53,21	0	53,21	191,56	1.149	3.293		
6	53,21	106,42	-53,21	-191,56	958	3.484		
7	53,21	106,42	-53,21	-191,56	766	3.293		
8	53,21	106,42	-53,21	-191,56	575	3.101		
9	53,21	106,42	-53,21	-191,56	383	2.910		
10	53,21	106,42	-53,21	-191,56	192	2.718		
11	53,21	106,42	-53,21	-191,56	0	2.526		
12	53,21	106,42	-53,21	-191,56	-192	2.335		
13	53,21	106,42	-53,21	-191,56	-383	2.143		
14	53,21	106,42	-53,21	-191,56	-575	1.952		
15	53,21	106,42	-53,21	-191,56	-766	1.760		
16	53,21	106,42	-53,21	-191,56	-958	1.569		
17	53,21	106,42	-53,21	-191,56	-1.149	1.377		
18	53,21	0	53,21	191,56	-958	1.186		
19	53,21	0	53,21	191,56	-766	1.377		
20	53,21	0	53,21	191,56	-575	1.569		
21	53,21	0	53,21	191,56	-383	1.760		
22	53,21	0	53,21	191,56	-192	1.952		
23	53,21	0	53,21	191,56	0	2.143		

Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

$$\begin{aligned}
 V_c &= 1.149 + 1.149 = 2.298,67 \text{ mc} && \text{Volume di Compenso} \\
 V_r &= 1.379,20 \text{ mc} && \text{Volume di riserva} \\
 V_i &= 202,95 \text{ mc} && \text{Volume antincendio} \\
 &= \underline{3.880,82} \text{ mc} && V = V_c + V_r + V_i \\
 V_r + V_i &= 1.582 \text{ mc} \\
 \text{Volume minimo nella compensazione giornaliera} &= 1.186 \text{ mc} \\
 \text{VOLUME SERBATOIO } V &= \mathbf{3.484} \text{ mc}
 \end{aligned}$$

Continua 24/24 ore giornaliera, risulta una capacità di compenso di circa 734 mc, volume di riserva di 1.378 mc circa e volume antincendio di 203 mc circa. Il volume teorico massimo giornaliero è, pertanto, di circa 2.316 mc, di gran lunga inferiore al volume effettivo del serbatoio di 3.484 mc. In tale funzionamento vengono assicurate tutte le funzioni di regolazione complessive del serbatoio.



SERBATOIO GIARDINI
VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE
ANTE OPERAM

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 35,47$
 Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$
 Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 53,21$

Ipotesi di distribuzione continua 24/24 ore

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	53,21	Portata in uscita : Distribuzione continua
Erogazione Ore/24 =	24	
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 4.597$ mc
 Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 4.597$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ $V_r = a\% V_a = 1379,20$ mc

Volume antincendio $V_i = Q_{idr} \text{ ore}/3600 = 202,95$ mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P / 1000)^{0,5} = 18,79$ Formula del Conti
 Popolazione $P = 9.809$ Durata incendio ore = 3

Volume totale 1^a iterazione $V = 3.484,25$ mc

Tempo ore	Q_a l/s	Q_u l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
						$V_0 =$ 2.316		
0	53,21	42,57	10,64	38,30	38	2.354		
1	53,21	31,93	21,28	76,61	115	2.431		
2	53,21	29,27	23,94	86,18	201	2.517		
3	53,21	22,88	30,33	109,19	310	2.626		
4	53,21	20,75	32,46	116,86	427	2.743		
5	53,21	20,22	32,99	118,76	546	2.862		
6	53,21	24,48	28,73	103,43	649	2.965		
7	53,21	35,12	18,09	65,12	714	3.030		
8	53,21	55,87	-2,66	-9,58	705	3.021		
9	53,21	66,51	-13,30	-47,88	657	2.973		
10	53,21	79,82	-26,61	-95,80	561	2.877		
11	53,21	88,86	-35,65	-128,34	433	2.749		
12	53,21	76,09	-22,88	-82,37	350	2.666		
13	53,21	64,38	-11,17	-40,21	310	2.626		
14	53,21	62,79	-9,58	-34,49	276	2.592		
15	53,21	61,19	-7,98	-28,73	247	2.563		
16	53,21	60,66	-7,45	-26,82	220	2.536		
17	53,21	61,19	-7,98	-28,73	192	2.507		
18	53,21	63,85	-10,64	-38,30	153	2.469		
19	53,21	64,92	-11,71	-42,16	111	2.427		
20	53,21	66,51	-13,30	-47,88	63	2.379		
21	53,21	66,51	-13,30	-47,88	15	2.331		
22	53,21	62,79	-9,58	-34,49	-19	2.297		
23	53,21	47,89	5,32	19,15	0	2.316		

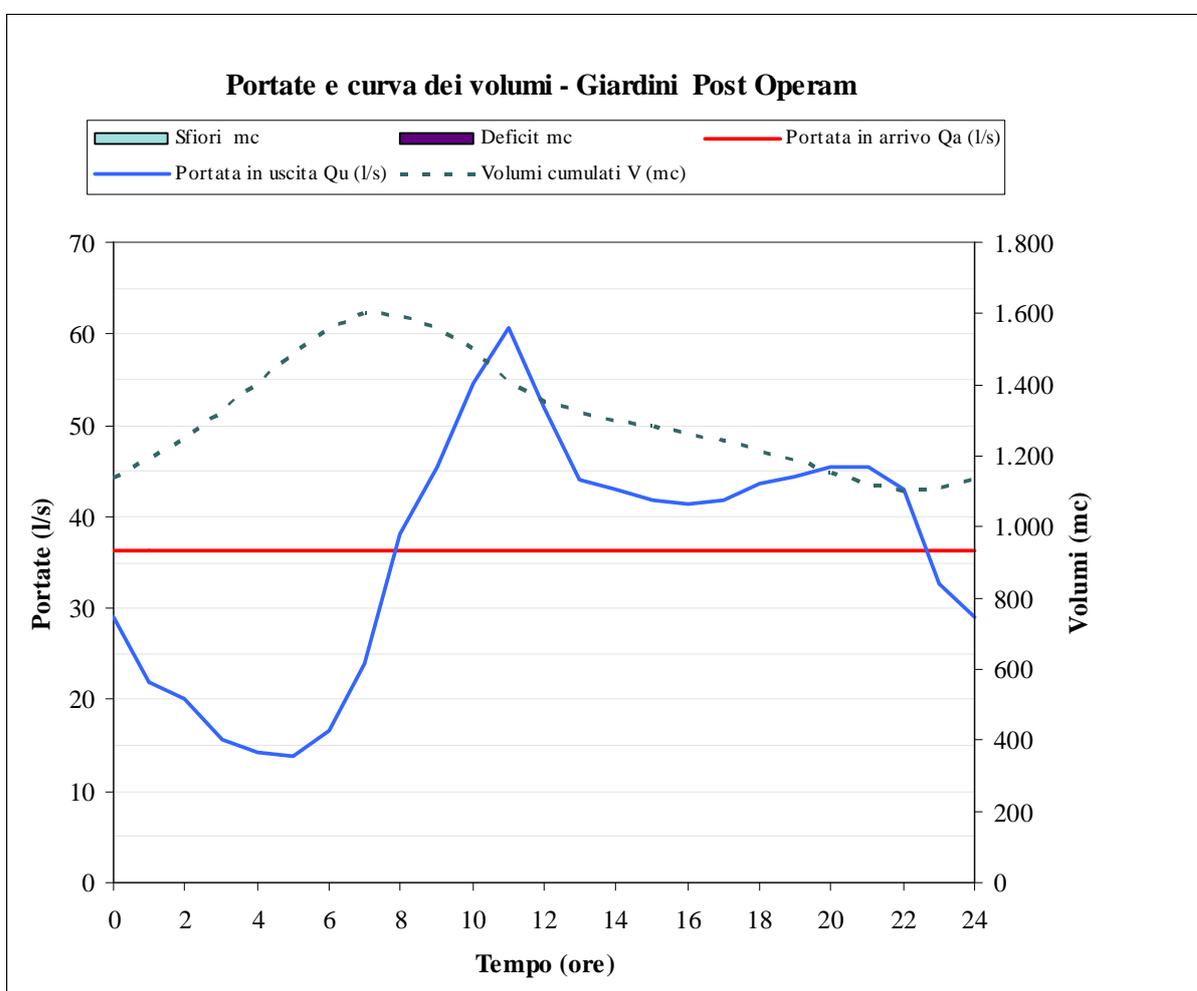
Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

$V_c =$	714	+ 19 =	733,64	mc	Volume di Compenso
		$V_r =$	1.379,20	mc	Volume di riserva
		$V_i =$	202,95	mc	Volume antincendio
			<u>2.315,80</u>	mc	$V = V_c + V_r + V_i$
		$V_r + V_i =$	1.582	mc	
Volume minimo nella compensazione giornaliera			2.297	mc	
VOLUME EFFETTIVO ASSEGNATO			3.484	mc	

Nella nuova configurazione di rete riorganizzata, post operam il serbatoio verrebbe a servire, nel periodo estivo, una popolazione di circa 6.780 unità con una portata media di approvvigionamento esterno di 24,25 l/s. Adottando un coefficiente di punta nel giorno di massimo consumo di $C_m = 1,5$ risulta una portata media nel giorno di massimo consumo di $Q_m = 36,38$ l/s con un volume giornaliero nel giorno di massimo consumo di 3.143 mc.

Per la configurazione con distribuzione in rete :

- Continua 24/24 ore giornaliera, risulta una capacità di compenso di circa 502 mc, volume antincendio di circa 169 mc, volume di riserva di circa 943 mc, volume complessivo di 1.614 mc, di gran lunga inferiore al volume effettivo del serbatoio di 3.484 mc. In tale funzionamento vengono, pertanto, assicurate tutte le funzioni di regolazione complessive del serbatoio.



SERBATOIO GIARDINI
VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE
POST OPERAM

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 24,25$
 Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$
 Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 36,38$

Ipotesi di distribuzione continua 24/24 ore

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	36,38	Portata in uscita : Distribuzione continua
Erogazione Ore/24 =	24	
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 3.143$ mc
 Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 3.143$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ **Vr = a% Va = 942,97** mc

Volume antincendio **Vi = Qidr ore/3600 = 168,73** mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P / 1000)^{0,5} = 15,62$ Formula del Conti
 Popolazione P = 6.780 Durata incendio ore = 3

Volume totale 1^ iterazione **V = 3.484,25** mc

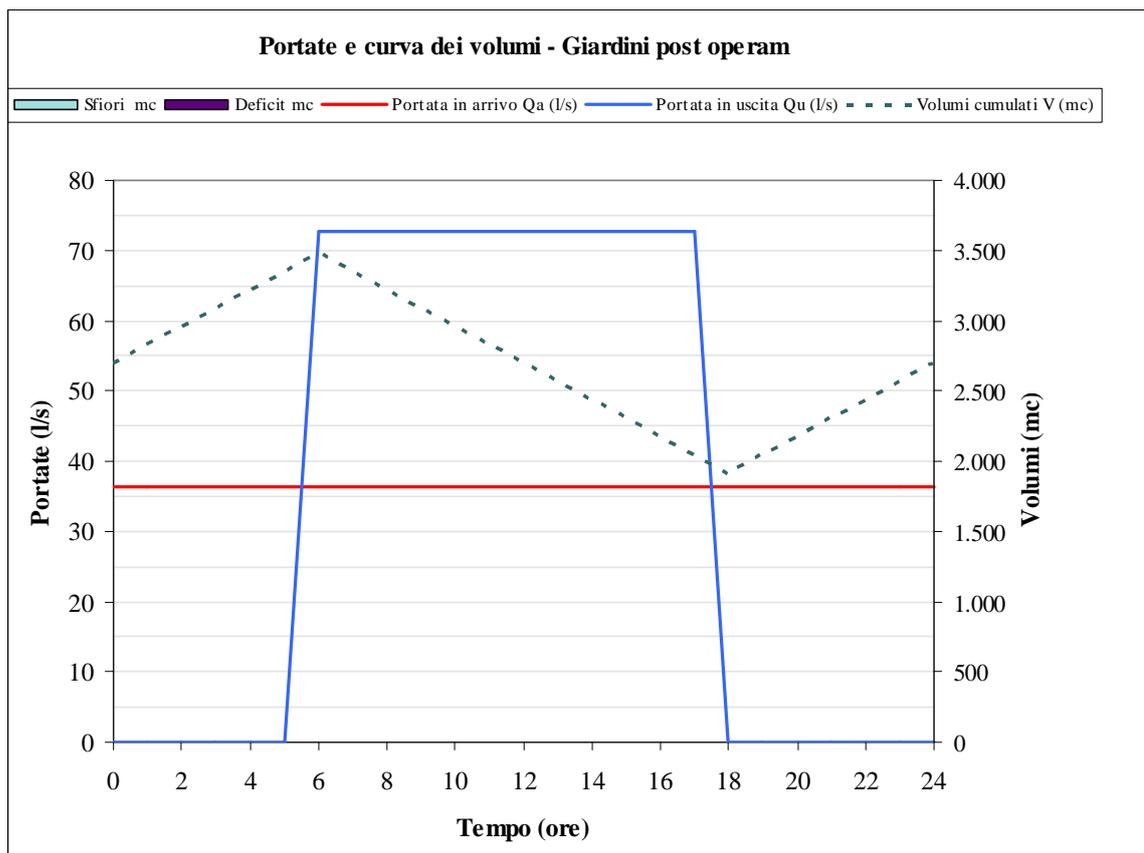
Tempo ore	Qa l/s	Qu l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
						Vo= 1.112		
0	36,38	29,10	7,28	26,21	26	1.138		
1	36,38	21,83	14,55	52,38	79	1.191		
2	36,38	20,01	16,37	58,93	138	1.250		
3	36,38	15,64	20,74	74,66	212	1.324		
4	36,38	14,19	22,19	79,88	292	1.404		
5	36,38	13,82	22,56	81,22	373	1.485		
6	36,38	16,73	19,65	70,74	444	1.556		
7	36,38	24,01	12,37	44,53	489	1.601		
8	36,38	38,20	-1,82	-6,55	482	1.594		
9	36,38	45,48	-9,10	-32,76	449	1.561		
10	36,38	54,57	-18,19	-65,48	384	1.496		
11	36,38	60,75	-24,37	-87,73	296	1.408		
12	36,38	52,02	-15,64	-56,30	240	1.352		
13	36,38	44,02	-7,64	-27,50	212	1.324		
14	36,38	42,93	-6,55	-23,58	189	1.301		
15	36,38	41,84	-5,46	-19,66	169	1.281		
16	36,38	41,47	-5,09	-18,32	151	1.263		
17	36,38	41,84	-5,46	-19,66	131	1.243		
18	36,38	43,66	-7,28	-26,21	105	1.217		
19	36,38	44,38	-8,00	-28,80	76	1.188		
20	36,38	45,48	-9,10	-32,76	43	1.155		
21	36,38	45,48	-9,10	-32,76	10	1.122		
22	36,38	42,93	-6,55	-23,58	-13	1.099		
23	36,38	32,74	3,64	13,10	0	1.112		

Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

Vc =	489	+ 13	=	501,66	mc	Volume di Compenso
				Vr =	942,97	mc
				Vi =	168,73	mc
					1.613,36	mc
				Vr + Vi =	1.112	mc
Volume minimo nella compensazione giornaliera					1.099	mc
VOLUME EFFETTIVO ASSEGNATO				V	3.484	mc

V = Vc + Vr + Vi

Turnata, risulta una capacità di compenso di circa 1.572 mc, inferiore al volume del serbatoio di 3.484 mc. La capacità del serbatoio assicura oltre la funzione di compenso anche la riserva, il cui volume è di circa 943 mc e l'incendio, il cui volume è di circa 169 mc; ne deriva, quindi, un volume teorico massimo giornaliero pari a 2.684 mc, nettamente inferiore al volume effettivo del serbatoio.



SERBATOIO GIARDINI

VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE POST OPERAM

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 24,25$
 Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$
 Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 36,38$

Ipotesi di distribuzione turnata in rete

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	36,38	Portata in uscita $Q_u(l/s) =$	72,76
Erogazione Ore/24 =	24	Erogazione Ore/24 =	12
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	Ora inizio erogaz. (0-23) =	6

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 3.143$ mc
 Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 3.143$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ **Vr = a% Va = 942,97** mc

Volume antincendio **Vi = Qidr ore/3600 = 168,73** mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P / 1000)^{0,5} = 15,62$ Formula del Conti

Popolazione $P = 6.780$ Durata incendio ore = 3

Volume totale 1^ iterazione **V = 3.484,25** mc

Tempo ore	Q_a l/s	Q_u l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
0	36,38	0	36,38	130,97	131	2.698		
1	36,38	0	36,38	130,97	262	2.829		
2	36,38	0	36,38	130,97	393	2.960		
3	36,38	0	36,38	130,97	524	3.091		
4	36,38	0	36,38	130,97	655	3.222		
5	36,38	0	36,38	130,97	786	3.353		
6	36,38	72,76	-36,38	-130,97	655	3.484		
7	36,38	72,76	-36,38	-130,97	524	3.353		
8	36,38	72,76	-36,38	-130,97	393	3.222		
9	36,38	72,76	-36,38	-130,97	262	3.091		
10	36,38	72,76	-36,38	-130,97	131	2.960		
11	36,38	72,76	-36,38	-130,97	0	2.829		
12	36,38	72,76	-36,38	-130,97	-131	2.698		
13	36,38	72,76	-36,38	-130,97	-262	2.567		
14	36,38	72,76	-36,38	-130,97	-393	2.437		
15	36,38	72,76	-36,38	-130,97	-524	2.306		
16	36,38	72,76	-36,38	-130,97	-655	2.175		
17	36,38	72,76	-36,38	-130,97	-786	2.044		
18	36,38	0	36,38	130,97	-655	1.913		
19	36,38	0	36,38	130,97	-524	2.044		
20	36,38	0	36,38	130,97	-393	2.175		
21	36,38	0	36,38	130,97	-262	2.306		
22	36,38	0	36,38	130,97	-131	2.437		
23	36,38	0	36,38	130,97	0	2.567		

Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

Vc =	786	+ 786 =	1.571,62	mc	Volume di Compenso
		Vr =	942,97	mc	Volume di riserva
		Vi =	168,73	mc	Volume antincendio
			2.683,31	mc	V = Vc + Vr + Vi
		Vr + Vi =	1.112	mc	
		Volume minimo nella compensazione giornaliera	1.913	mc	
		VOLUME SERBATOIO V =	3.484	mc	

8.10. Verifica Viale della Vittoria

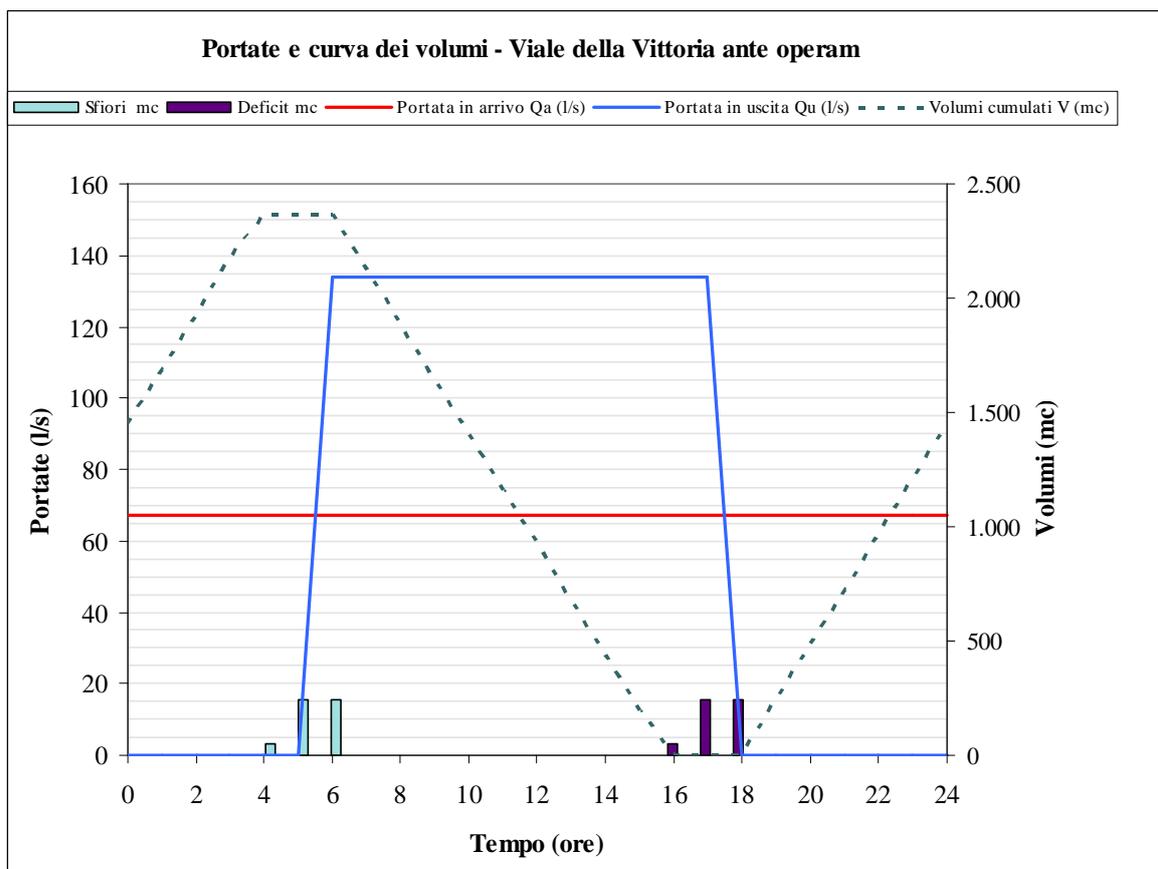
Il serbatoio Viale della Vittoria, avente una capacità complessiva di circa 2.365 mc, nella configurazione ante operam, serve una popolazione complessiva nel periodo estivo di circa 15.596 unità con una portata media di approvvigionamento esterno di 44,66 l/s .

Adottando un coefficiente di punta nel giorno di massimo consumo di $C_m = 1,5$ risulta una portata media nel giorno di massimo consumo $Q_m = 66,99$ l/s con un volume giornaliero nel giorno di massimo consumo di 5.788 mc.

Per tale configurazione con distribuzione in rete:

- Turnata, risulta una capacità di compenso di circa 2.894 mc, che rapportata al volume del serbatoio di 2.365 mc, segna un deficit di circa 529 mc e non assicura nessuna funzione di compenso, riserva ($V_r = 1.737$ mc) e antincendio ($V_i = 256$ mc).

Anche in funzione di tale inefficienza è stata rivista l'area di competenza della rete servita dal serbatoio di Viale della Vittoria, riducendola e distrettualizzandola con inserimento di apposite apparecchiature in rete.



SERBATOIO VIALE della VITTORIA
VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE ANTE OPERAM

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 44,66$
 Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$
 Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 66,99$

Ipotesi di distribuzione turnata in rte

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	66,99	Portata in uscita $Q_u(l/s) =$	133,98
Erogazione Ore/24 =	24	Erogazione Ore/24 =	12
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	Ora inizio erogaz. (0-23) =	6

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 5.788$ mc
 Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 5.788$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ $V_r = a\% V_a = 1736,38$ mc

Volume antincendio $V_i = Q_{idr} \text{ ore} / 3600 = 255,91$ mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P / 1000)^{0,5} = 23,70$ Formula del Conti
 Popolazione $P = 15.596$ Durata incendio ore = 3

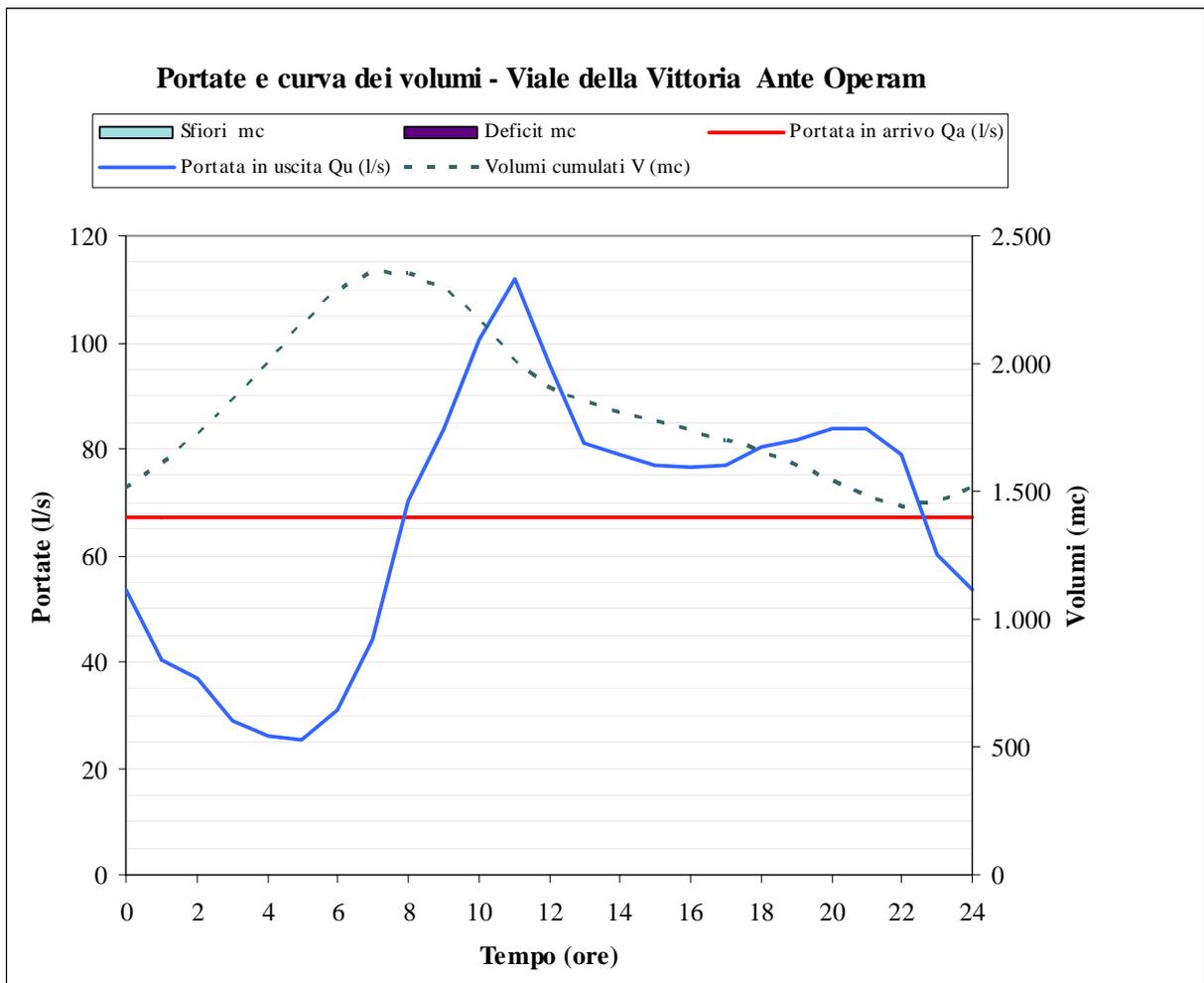
Volume totale 1^ iterazione $V = 2.365,00$ mc

Tempo ore	Q_a l/s	Q_u l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
0	66,99	0	66,99	241,16	241	1.447		
1	66,99	0	66,99	241,16	482	1.688		
2	66,99	0	66,99	241,16	723	1.929		
3	66,99	0	66,99	241,16	965	2.170		
4	66,99	0	66,99	241,16	1.206	2.365	47	
5	66,99	0	66,99	241,16	1.447	2.365	241	
6	66,99	133,98	-66,99	-241,16	1.206	2.365	241	
7	66,99	133,98	-66,99	-241,16	965	2.124		
8	66,99	133,98	-66,99	-241,16	723	1.883		
9	66,99	133,98	-66,99	-241,16	482	1.642		
10	66,99	133,98	-66,99	-241,16	241	1.400		
11	66,99	133,98	-66,99	-241,16	0	1.159		
12	66,99	133,98	-66,99	-241,16	-241	918		
13	66,99	133,98	-66,99	-241,16	-482	677		
14	66,99	133,98	-66,99	-241,16	-723	436		
15	66,99	133,98	-66,99	-241,16	-965	195		
16	66,99	133,98	-66,99	-241,16	-1.206	0		47
17	66,99	133,98	-66,99	-241,16	-1.447	0		241
18	66,99	0	66,99	241,16	-1.206	0		241
19	66,99	0	66,99	241,16	-965	241		
20	66,99	0	66,99	241,16	-723	482		
21	66,99	0	66,99	241,16	-482	723		
22	66,99	0	66,99	241,16	-241	965		
23	66,99	0	66,99	241,16	0	1.206		

Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

$V_c = 1.447$	$+ 1.447 =$	$2.893,97$	mc	Volume di Compenso
	$V_r =$	$1.736,38$	mc	Volume di riserva
	$V_i =$	$255,91$	mc	Volume antincendio
		$4.886,26$	mc	$V = V_c + V_r + V_i$
	$V_r + V_i =$	1.992	mc	
Volume minimo nella compensazione giornaliera		0	mc	
VOLUME SERBATOIO V =		2.365	mc	

Continua 24/24 ore giornaliera, risulta una capacità di compenso di circa 924 mc, di gran lunga inferiore al volume effettivo del serbatoio pari a 2.365 mc. Quest'ultimo risulta, tuttavia, inferiore al volume teorico massimo giornaliero per la capacità di riserva ($V_r=1.737$ mc) e per il volume antincendio ($V_i= 256$ mc) che complessivamente viene assicurato per circa 1.441 mc.



SERBATOIO VIALE della VITTORIA

VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE ANTE OPERAM

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 44,66$
 Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$
 Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 66,99$

Ipotesi di distribuzione continua 24/24 ore

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	66,99	Portata in uscita : Distribuzione continua
Erogazione Ore/24 =	24	
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 5.788$ mc
 Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 5.788$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ $V_r = a\% V_a = 1736,38$ mc

Volume antincendio $V_i = Q_{idr} \text{ ore} / 3600 = 255,91$ mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P / 1000)^{0,5} = 23,70$ Formula del Conti
 Popolazione $P = 15.596$ Durata incendio ore = 3

Volume totale 1^ iterazione $V = 2.365,00$ mc

Tempo ore	Q_a l/s	Q_u l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
						$V_0 = 1.465$		
0	66,99	53,59	13,40	48,24	48	1.513		
1	66,99	40,19	26,80	96,48	145	1.610		
2	66,99	36,84	30,15	108,54	253	1.718		
3	66,99	28,81	38,18	137,45	391	1.856		
4	66,99	26,13	40,86	147,10	538	2.003		
5	66,99	25,46	41,53	149,51	687	2.152		
6	66,99	30,82	36,17	130,21	818	2.283		
7	66,99	44,21	22,78	82,01	900	2.365		
8	66,99	70,34	-3,35	-12,06	887	2.352		
9	66,99	83,74	-16,75	-60,30	827	2.292		
10	66,99	100,49	-33,50	-120,60	707	2.172		
11	66,99	111,87	-44,88	-161,57	545	2.010		
12	66,99	95,80	-28,81	-103,72	441	1.906		
13	66,99	81,06	-14,07	-50,65	391	1.856		
14	66,99	79,05	-12,06	-43,42	347	1.812		
15	66,99	77,04	-10,05	-36,18	311	1.776		
16	66,99	76,37	-9,38	-33,77	277	1.742		
17	66,99	77,04	-10,05	-36,18	241	1.706		
18	66,99	80,39	-13,40	-48,24	193	1.658		
19	66,99	81,73	-14,74	-53,06	140	1.605		
20	66,99	83,74	-16,75	-60,30	79	1.544		
21	66,99	83,74	-16,75	-60,30	19	1.484		
22	66,99	79,05	-12,06	-43,42	-24	1.441		
23	66,99	60,29	6,70	24,12	0	1.465		

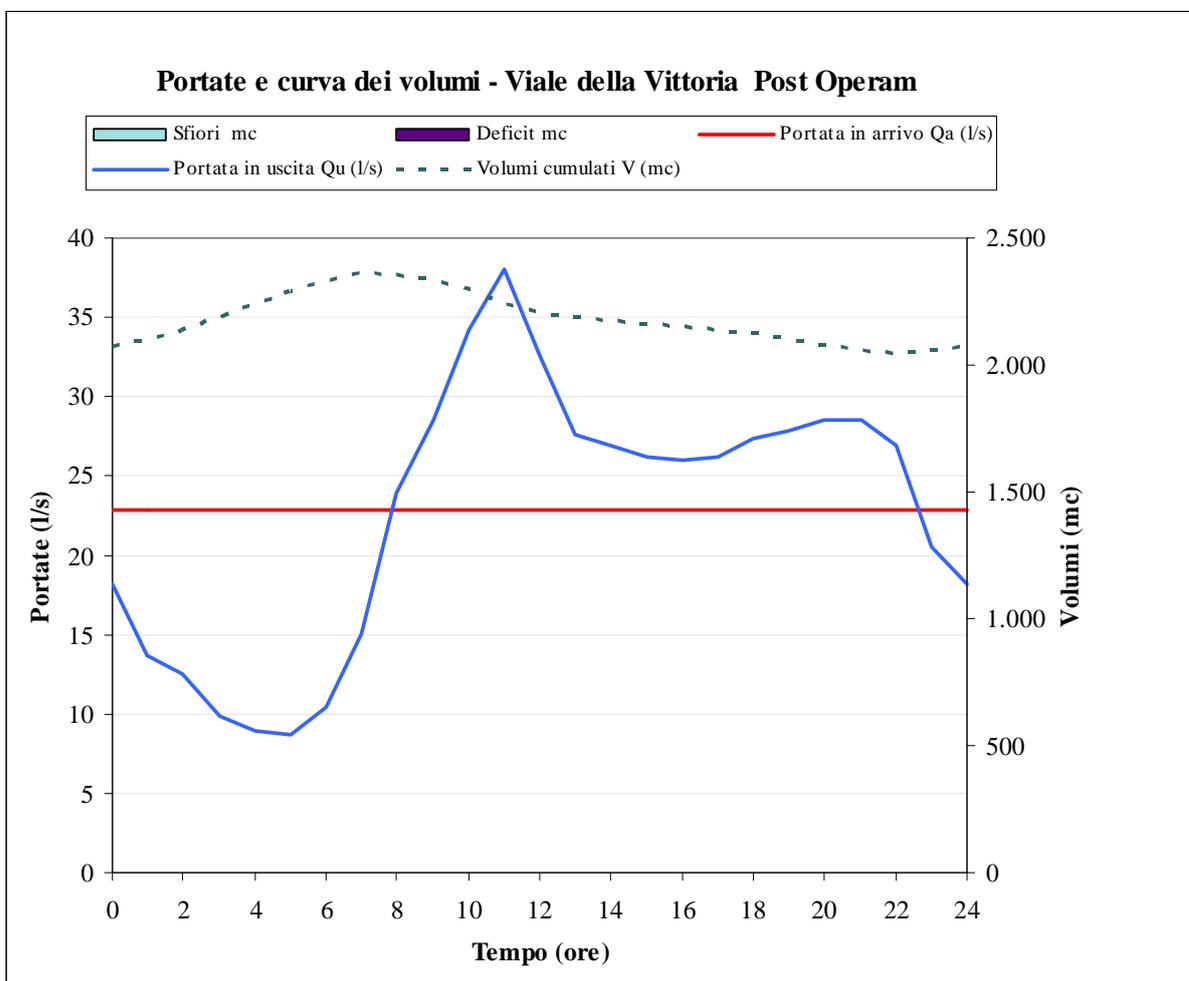
Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

$V_c = 900$	+ 24 =	923,76	mc	Volume di Compenso
		$V_r = 1.736,38$	mc	Volume di riserva
		$V_i = 255,91$	mc	Volume antincendio
		2.916,05	mc	$V = V_c + V_r + V_i$
	$V_r + V_i =$	1.992	mc	
Volume minimo nella compensazione giornaliera		1.441	mc	
VOLUME EFFETTIVO ASSEGNATO		2.365	mc	

Nella nuova configurazione di rete riorganizzata, post operam il serbatoio verrebbe a servire, nel periodo estivo, una popolazione di circa 4.250 unità con una portata media di approvvigionamento esterno di 15,19 l/s. Adottando un coefficiente di punta nel giorno di massimo consumo di $C_m = 1,5$ risulta una portata media nel giorno di massimo consumo di $Q_m = 22,79$ l/s con un volume giornaliero nel giorno di massimo consumo di 1.969 mc.

Per la configurazione con distribuzione in rete :

- Continua 24/24 ore giornaliera, risulta una capacità di compenso di circa 315 mc, volume antincendio di circa 134 mc, volume di riserva di circa 591 mc, volume complessivo di 1.039 mc, di gran lunga inferiore al volume effettivo del serbatoio di 2.365 mc. In tale funzionamento vengono, pertanto, assicurate tutte le funzioni di regolazione complessive del serbatoio.



SERBATOIO VIALE della VITTORIA

VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE

POST OPERAM

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 15,19$
 Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$
 Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 22,79$

Ipotesi di distribuzione continua 24/24 ore

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	22,79	Portata in uscita : Distribuzione continua
Erogazione Ore/24 =	24	
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 1.969$ mc
 Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 1.969$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ $V_r = a\% V_a = 590,72$ mc

Volume antincendio $V_i = Q_{idr} \text{ ore} / 3600 = 133,59$ mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P / 1000)^{0,5} = 12,37$ Formula del Conti
 Popolazione $P = 4.250$ Durata incendio ore = 3

Volume totale 1^a iterazione $V = 2.365,00$ mc

Tempo ore	Q_a l/s	Q_u l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
						$V_0 = 2.055$		
0	22,79	18,23	4,56	16,42	16	2.071		
1	22,79	13,67	9,12	32,83	49	2.104		
2	22,79	12,53	10,26	36,94	86	2.141		
3	22,79	9,80	12,99	46,76	133	2.188		
4	22,79	8,89	13,90	50,04	183	2.238		
5	22,79	8,66	14,13	50,87	234	2.289		
6	22,79	10,48	12,31	44,32	278	2.333		
7	22,79	15,04	7,75	27,90	306	2.361		
8	22,79	23,93	-1,14	-4,10	302	2.357		
9	22,79	28,49	-5,70	-20,52	281	2.336		
10	22,79	34,19	-11,40	-41,04	240	2.295		
11	22,79	38,06	-15,27	-54,97	185	2.240		
12	22,79	32,59	-9,80	-35,28	150	2.205		
13	22,79	27,58	-4,79	-17,24	133	2.188		
14	22,79	26,89	-4,10	-14,76	118	2.173		
15	22,79	26,21	-3,42	-12,31	106	2.161		
16	22,79	25,98	-3,19	-11,48	94	2.149		
17	22,79	26,21	-3,42	-12,31	82	2.137		
18	22,79	27,35	-4,56	-16,42	66	2.121		
19	22,79	27,80	-5,01	-18,04	48	2.103		
20	22,79	28,49	-5,70	-20,52	27	2.082		
21	22,79	28,49	-5,70	-20,52	7	2.062		
22	22,79	26,89	-4,10	-14,76	-8	2.047		
23	22,79	20,51	2,28	8,21	0	2.055		

Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

$V_c = 306$	$+ 8 = 314,28$	mc	Volume di Compenso
	$V_r = 590,72$	mc	Volume di riserva
	$V_i = 133,59$	mc	Volume antincendio
	$1.038,59$	mc	$V = V_c + V_r + V_i$
	$V_r + V_i = 724$	mc	
Volume minimo nella compensazione giornaliera	2.047	mc	
VOLUME EFFETTIVO ASSEGNATO	2.365	mc	

SERBATOIO VIALE della VITTORIA

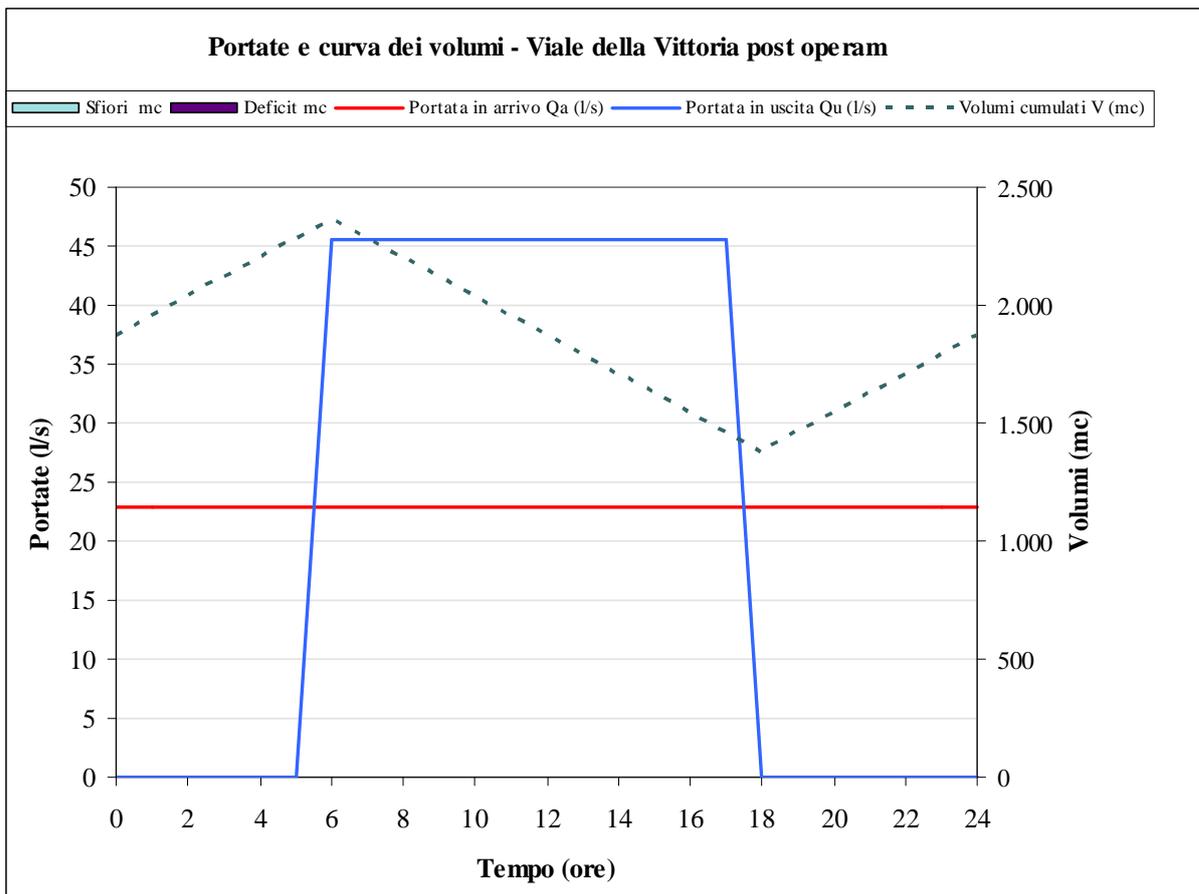
VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE POST OPERAM

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 15,19$
 Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$
 Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 22,79$

Ipotesi di distribuzione turnata in rete

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	22,79	Portata in uscita $Q_u(l/s) =$	45,58
Erogazione Ore/24 =	24	Erogazione Ore/24 =	12
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	Ora inizio erogaz. (0-23) =	6

Turnata, risulta una capacità di compenso di circa 985 mc, di gran lunga inferiore al volume del serbatoio di 2.365 mc. La capacità del serbatoio assicura oltre la funzione di compenso anche la riserva, il cui volume è di circa 571 mc e l'incendio, il cui volume è di circa 134 mc; ne deriva, quindi, un volume teorico massimo giornaliero pari a 1.709 mc, nettamente inferiore al volume effettivo del serbatoio.



SERBATOIO VIALE della VITTORIA

VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE POST OPERAM

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 15,19$

Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$

Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 22,79$

Ipotesi di distribuzione turnata in rete

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	22,79	Portata in uscita $Q_u(l/s) =$	45,58
Erogazione Ore/24 =	24	Erogazione Ore/24 =	12
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	Ora inizio erogaz. (0-23) =	6

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 1.969$ mc

Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 1.969$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ $V_r = a\% V_a = 590,72$ mc

Volume antincendio $V_i = Q_{idr} \text{ ore}/3600 = 133,59$ mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P/1000)^{0,5} = 12,37$ Formula del Conti

Popolazione $P = 4.250$ Durata incendio ore = 3

Volume totale 1^ iterazione $V = 2.365,00$ mc

Tempo ore	Q_a l/s	Q_u l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
-----------	-----------	-----------	--------	-------	-------------	------	-----------	------------

0	22,79	0	22,79	82,04	82	1.873		
1	22,79	0	22,79	82,04	164	1.955		
2	22,79	0	22,79	82,04	246	2.037		
3	22,79	0	22,79	82,04	328	2.119		
4	22,79	0	22,79	82,04	410	2.201		
5	22,79	0	22,79	82,04	492	2.283		
6	22,79	45,58	-22,79	-82,04	410	2.365		
7	22,79	45,58	-22,79	-82,04	328	2.283		
8	22,79	45,58	-22,79	-82,04	246	2.201		
9	22,79	45,58	-22,79	-82,04	164	2.119		
10	22,79	45,58	-22,79	-82,04	82	2.037		
11	22,79	45,58	-22,79	-82,04	0	1.955		
12	22,79	45,58	-22,79	-82,04	-82	1.873		
13	22,79	45,58	-22,79	-82,04	-164	1.791		
14	22,79	45,58	-22,79	-82,04	-246	1.709		
15	22,79	45,58	-22,79	-82,04	-328	1.627		
16	22,79	45,58	-22,79	-82,04	-410	1.545		
17	22,79	45,58	-22,79	-82,04	-492	1.463		
18	22,79	0	22,79	82,04	-410	1.380		
19	22,79	0	22,79	82,04	-328	1.463		
20	22,79	0	22,79	82,04	-246	1.545		
21	22,79	0	22,79	82,04	-164	1.627		
22	22,79	0	22,79	82,04	-82	1.709		
23	22,79	0	22,79	82,04	0	1.791		

Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

$$\begin{array}{rcl}
 V_c = & 492 & + 492 = 984,53 \text{ mc} \\
 & & V_r = 590,72 \text{ mc} \\
 & & V_i = 133,59 \text{ mc} \\
 & & \hline
 & & 1.708,83 \text{ mc} \\
 & & V_r + V_i = 724 \text{ mc} \\
 \text{Volume minimo nella compensazione giornaliera} & & 1.380 \text{ mc} \\
 \text{VOLUME SERBATOIO } V = & & \mathbf{2.365 \text{ mc}}
 \end{array}$$

Volume di Compenso
 Volume di riserva
 Volume antincendio
 $V = V_c + V_r + V_i$

8.11. Verifica Serbatoio Itria

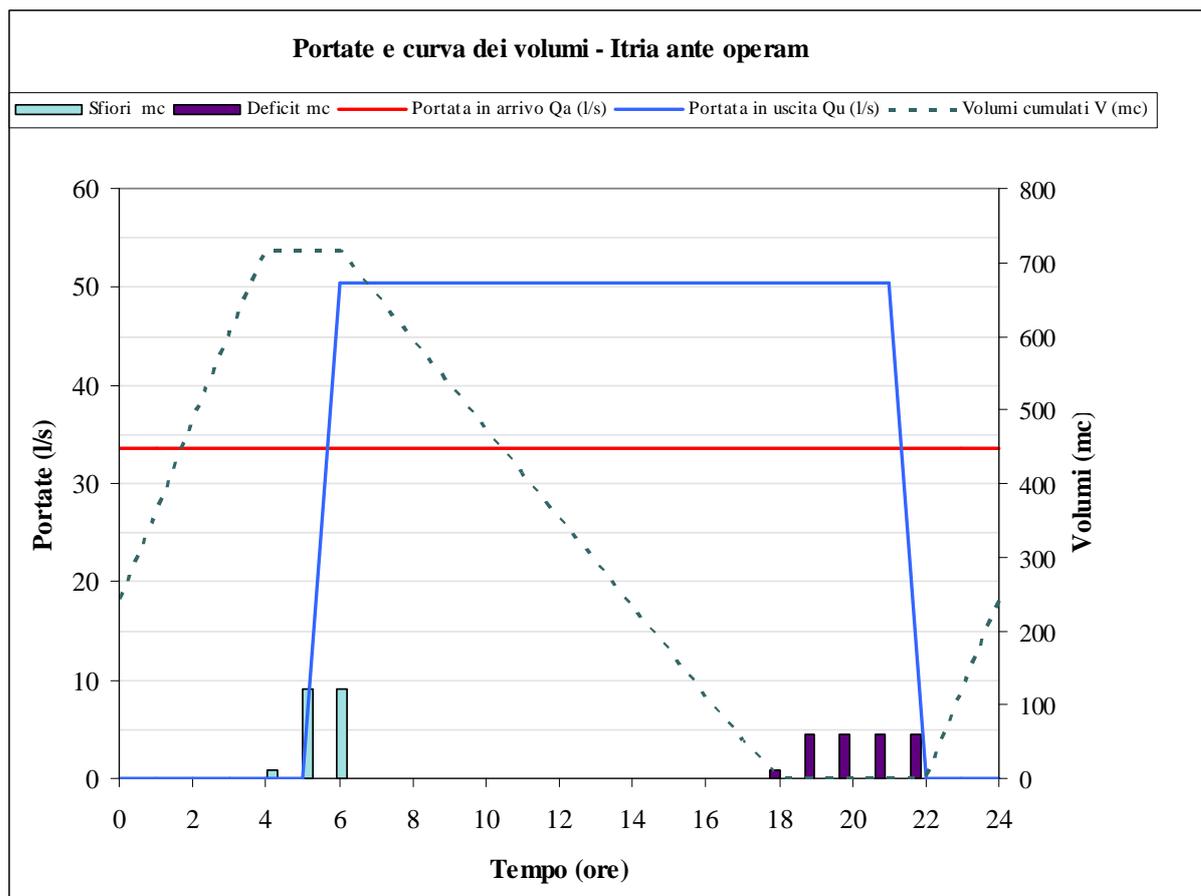
Il serbatoio Itria, avente una capacità complessiva di circa 715,50 mc, nella configurazione ante operam, serve una popolazione complessiva di circa 6.050 unità con una portata media di approvvigionamento esterno di 22,41 l/s .

Adottando un coefficiente di punta nel giorno di massimo consumo di $C_m = 1,5$ risulta una portata media nel giorno di massimo consumo $Q_m = 33,62$ l/s con un volume giornaliero nel giorno di massimo consumo di 2.905 mc.

Per tale configurazione con distribuzione in rete:

- Turnata, risulta una capacità di compenso di circa 969 mc, che rapportata al volume del serbatoio di 716 mc, segna un deficit di circa 255 mc e non assicura nessuna funzione di compenso, riserva ($V_r = 872$ mc) e antincendio ($V_i = 160$ mc).

Anche in funzione di tale inefficienza è stata rivista l'area di competenza della rete servita dal serbatoio Itria, riducendola e distrettualizzandola con inserimento di apposite apparecchiature in rete; l'ipotesi di aumentare il volume del serbatoio è stata abbandonata, giacchè l'area su cui sorge il manufatto è di alto pregio storico, accanto al Duomo della città.



SERBATOIO ITRIA

VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE ANTE OPERAM

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 22,41$

Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$

Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 33,62$

Ipotesi di distribuzione turnata in rte

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	33,62	Portata in uscita $Q_u(l/s) =$	50,43
Erogazione Ore/24 =	24	Erogazione Ore/24 =	16
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	Ora inizio erogaz. (0-23) =	6

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 2.905$ mc

Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 2.905$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ **Vr = a% Va = 871,43** mc

Volume antincendio **Vi = Qidr ore/3600 = 159,39** mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P / 1000)^{0,5} = 14,76$ Formula dei Conti

Popolazione $P = 6.050$ Durata incendio ore = 3

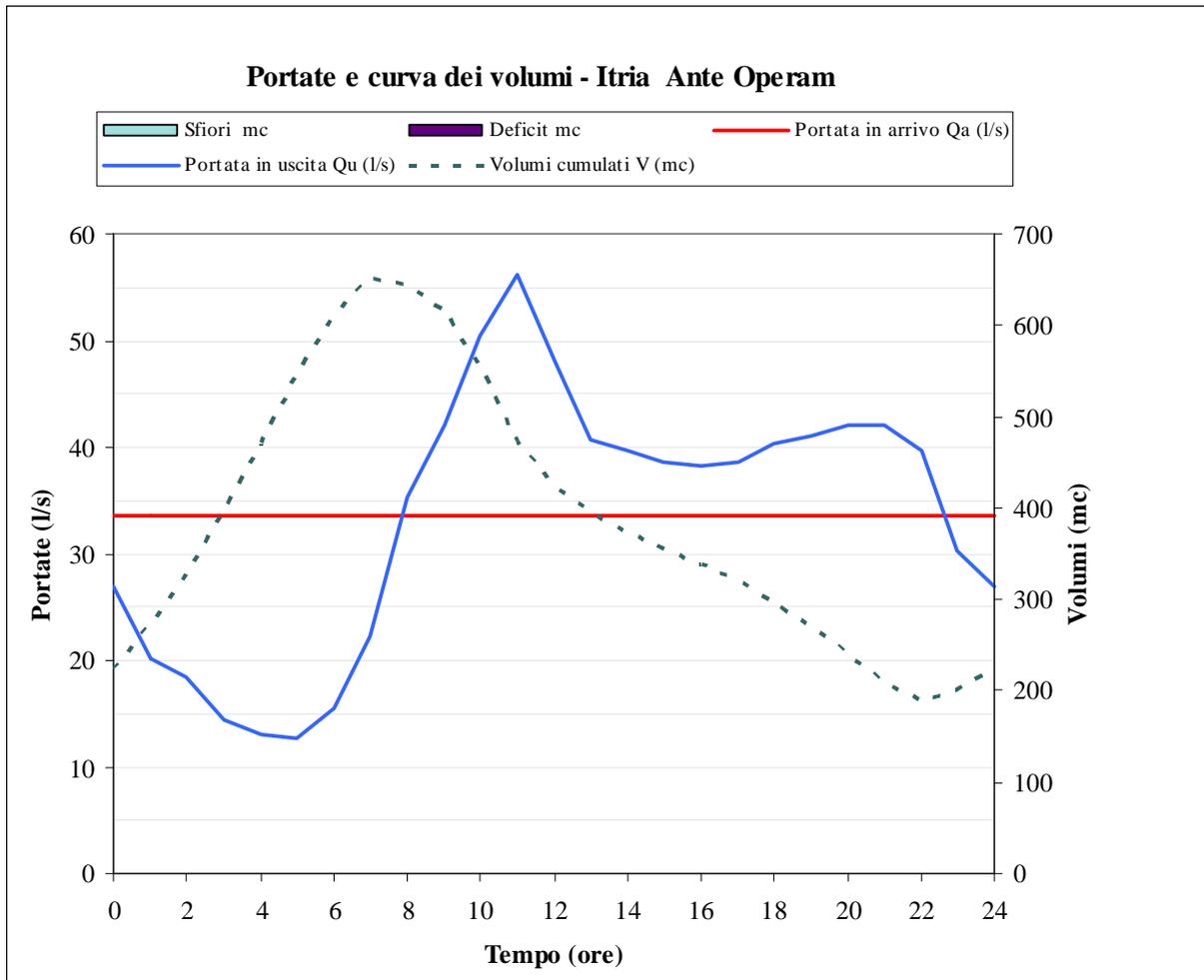
Volume totale 1^ iterazione **V = 715,50** mc

Tempo ore	Q_a l/s	Q_u l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
0	33,62	0	33,62	121,03	121	242		
1	33,62	0	33,62	121,03	242	363		
2	33,62	0	33,62	121,03	363	484		
3	33,62	0	33,62	121,03	484	605		
4	33,62	0	33,62	121,03	605	716	11	
5	33,62	0	33,62	121,03	726	716	121	
6	33,62	50,43	-16,81	-60,52	666	716	121	
7	33,62	50,43	-16,81	-60,52	605	655		
8	33,62	50,43	-16,81	-60,52	545	594		
9	33,62	50,43	-16,81	-60,52	484	534		
10	33,62	50,43	-16,81	-60,52	424	473		
11	33,62	50,43	-16,81	-60,52	363	413		
12	33,62	50,43	-16,81	-60,52	303	352		
13	33,62	50,43	-16,81	-60,52	242	292		
14	33,62	50,43	-16,81	-60,52	182	231		
15	33,62	50,43	-16,81	-60,52	121	171		
16	33,62	50,43	-16,81	-60,52	61	110		
17	33,62	50,43	-16,81	-60,52	0	50		
18	33,62	50,43	-16,81	-60,52	-61	0		11
19	33,62	50,43	-16,81	-60,52	-121	0		61
20	33,62	50,43	-16,81	-60,52	-182	0		61
21	33,62	50,43	-16,81	-60,52	-242	0		61
22	33,62	0	33,62	121,03	-121	0		61
23	33,62	0	33,62	121,03	0	121		

Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

$$\begin{aligned}
 V_c &= 726 + 242 = 968,26 \text{ mc} && \text{Volume di Compenso} \\
 V_r &= 871,43 \text{ mc} && \text{Volume di riserva} \\
 V_i &= 159,39 \text{ mc} && \text{Volume antincendio} \\
 &= \frac{1.999,07}{1} \text{ mc} && V = V_c + V_r + V_i \\
 V_r + V_i &= 1.031 \text{ mc} \\
 \text{Volume minimo nella compensazione giornaliera} &= 0 \text{ mc} \\
 \text{VOLUME SERBATOIO } V &= 716 \text{ mc}
 \end{aligned}$$

- Continua 24/24 ore giornaliera, risulta una capacità di compenso di circa 464 mc, inferiore al volume effettivo del serbatoio pari a 716 mc. Quest'ultimo risulta, tuttavia, inferiore al volume teorico massimo giornaliero per la capacità di riserva ($V_r=872$ mc circa) e per il volume atincendio ($V_i= 160$ mc) che complessivamente viene assicurato per circa 252 mc.



SERBATOIO ITRIA
VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE
ANTE OPERAM

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 22,41$
 Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$
 Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 33,62$

Ipotesi di distribuzione continua 24/24 ore

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	33,62	Portata in uscita : Distribuzione continua
Erogazione Ore/24 =	24	
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 2.905$ mc
 Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 2.905$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ **Vr = a% Va = 871,43** mc

Volume antincendio **Vi = Qidr ore/3600 = 159,39** mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P / 1000)^{0,5} = 14,76$ Formula del Conti
 Popolazione P = 6.050 Durata incendio ore = 3

Volume totale 1^ iterazione **V = 715,50** mc

Tempo ore	Qa l/s	Qu l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
						$V_0 = 200$		
0	33,62	26,90	6,72	24,19	24	224		
1	33,62	20,17	13,45	48,42	73	273		
2	33,62	18,49	15,13	54,47	127	327		
3	33,62	14,46	19,16	68,98	196	396		
4	33,62	13,11	20,51	73,84	270	470		
5	33,62	12,78	20,84	75,02	345	545		
6	33,62	15,47	18,15	65,34	410	610		
7	33,62	22,19	11,43	41,15	451	651		
8	33,62	35,30	-1,68	-6,05	445	645		
9	33,62	42,03	-8,41	-30,28	415	615		
10	33,62	50,43	-16,81	-60,52	355	555		
11	33,62	56,15	-22,53	-81,11	273	473		
12	33,62	48,08	-14,46	-52,06	221	421		
13	33,62	40,68	-7,06	-25,42	196	396		
14	33,62	39,67	-6,05	-21,78	174	374		
15	33,62	38,66	-5,04	-18,14	156	356		
16	33,62	38,33	-4,71	-16,96	139	339		
17	33,62	38,66	-5,04	-18,14	121	321		
18	33,62	40,34	-6,72	-24,19	97	297		
19	33,62	41,02	-7,40	-26,64	70	270		
20	33,62	42,03	-8,41	-30,28	40	240		
21	33,62	42,03	-8,41	-30,28	10	210		
22	33,62	39,67	-6,05	-21,78	-12	188		
23	33,62	30,26	3,36	12,10	0	200		

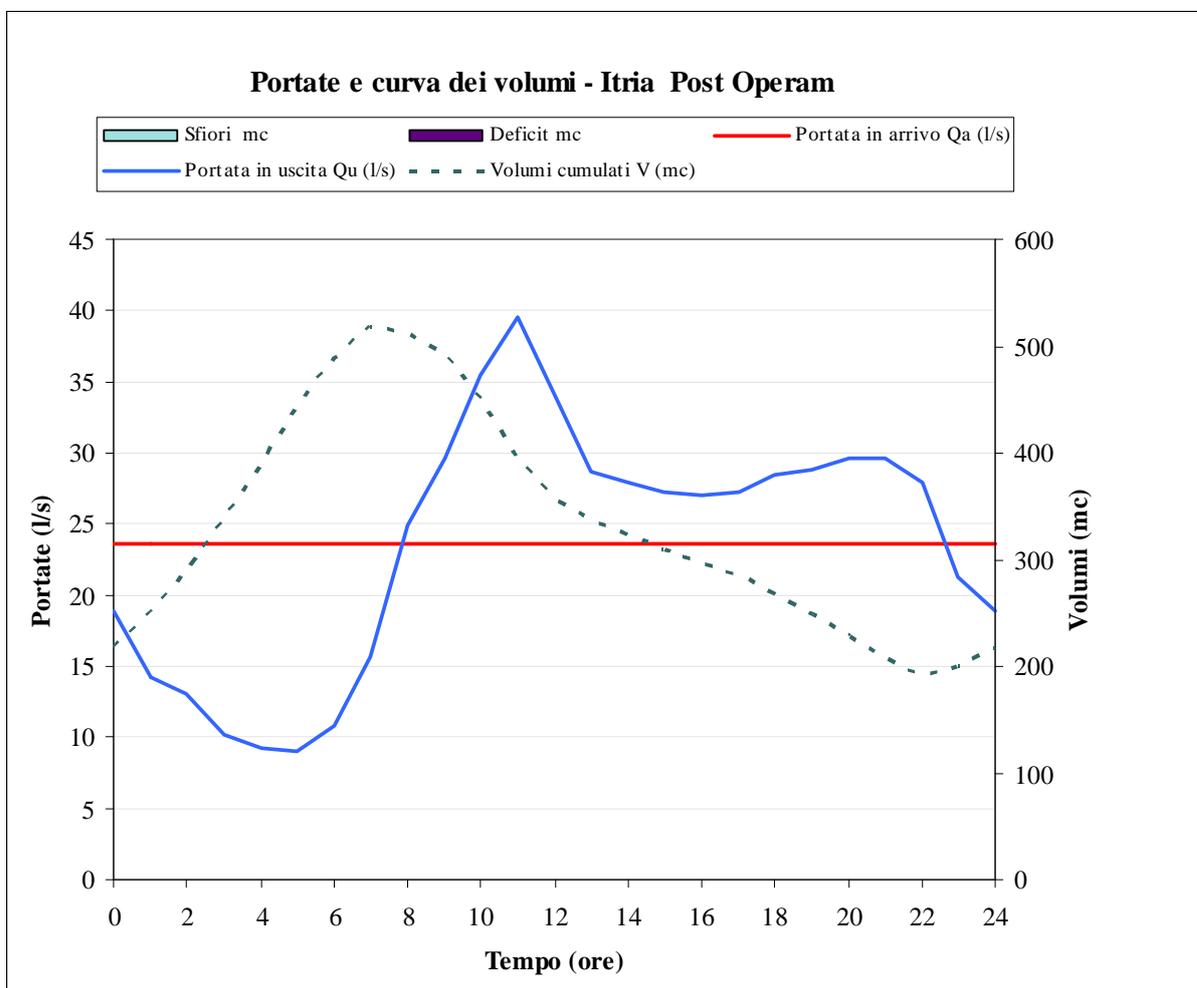
Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

Vc =	451	+ 12 =	463,61	mc	Volume di Compenso
		Vr =	871,43	mc	Volume di riserva
		Vi =	159,39	mc	Volume antincendio
			1.494,43	mc	V = Vc + Vr + Vi
		Vr + Vi =	1.031	mc	
Volume minimo nella compensazione giornaliera			188	mc	
VOLUME EFFETTIVO ASSEGNATO			716	mc	

Nella nuova configurazione di rete riorganizzata, post operam il serbatoio verrebbe a servire una popolazione di circa 4.261 unità con una portata media di approvvigionamento esterno di 15,78 l/s. Adottando un coefficiente di punta nel giorno di massimo consumo di $C_m = 1,5$ risulta una portata media nel giorno di massimo consumo di $Q_m = 23,67$ l/s con un volume giornaliero nel giorno di massimo consumo di 2.045 mc.

Per la configurazione con distribuzione in rete :

- Continua 24/24 ore giornaliera, risulta una capacità di compenso di circa 327 mc, inferiore al volume effettivo del serbatoio di 716 mc. Tale volume, risulta, tuttavia, inferiore al volume teorico per la capacità di riserva ($V_r=614$ mc circa) e volume antincendio ($V_i=134$ cm circa) che complessivamente viene assicurato per circa 389 mc.



SERBATOIO ITRIA
VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE
POST OPERAM

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 15,78$
 Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$
 Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 23,67$

Ipotesi di distribuzione continua 24/24 ore

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	23,67	Portata in uscita : Distribuzione continua
Erogazione Ore/24 =	24	
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 2.045$ mc
 Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 2.045$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ $V_r = a\% V_a = 613,53$ mc

Volume antincendio $V_i = Q_{idr} \text{ ore}/3600 = 133,76$ mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P / 1000)^{0,5} = 12,39$ Formula del Conti
 Popolazione $P = 4.261$ Durata incendio ore = 3

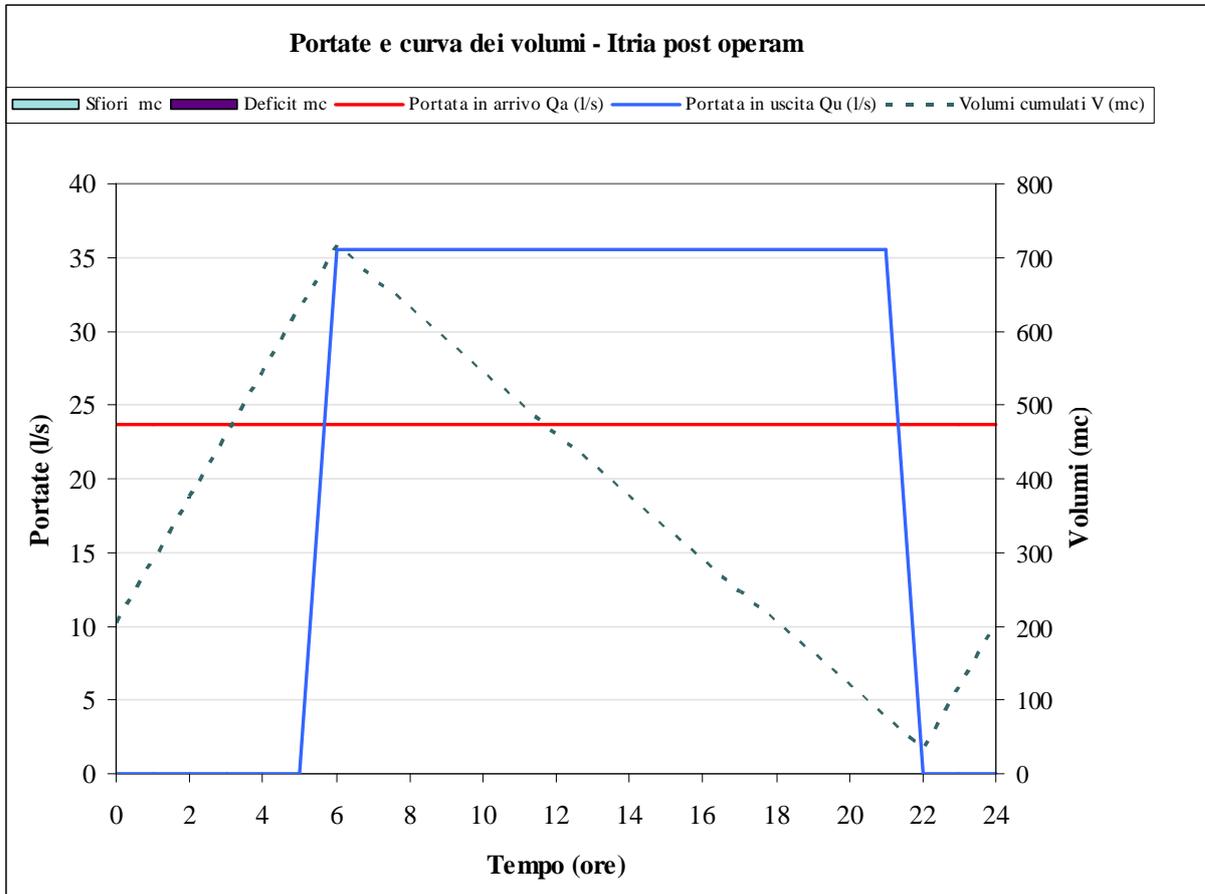
Volume totale 1^a iterazione $V = 715,50$ mc

Tempo ore	Q_a l/s	Q_u l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
						$V_0 = 200$		
0	23,67	18,94	4,73	17,03	17	217		
1	23,67	14,20	9,47	34,09	51	251		
2	23,67	13,02	10,65	38,34	89	289		
3	23,67	10,18	13,49	48,56	138	338		
4	23,67	9,23	14,44	51,98	190	390		
5	23,67	8,99	14,68	52,85	243	443		
6	23,67	10,89	12,78	46,01	289	489		
7	23,67	15,62	8,05	28,98	318	518		
8	23,67	24,85	-1,18	-4,25	314	514		
9	23,67	29,59	-5,92	-21,31	292	492		
10	23,67	35,51	-11,84	-42,62	250	450		
11	23,67	39,53	-15,86	-57,10	193	393		
12	23,67	33,85	-10,18	-36,65	156	356		
13	23,67	28,64	-4,97	-17,89	138	338		
14	23,67	27,93	-4,26	-15,34	123	323		
15	23,67	27,22	-3,55	-12,78	110	310		
16	23,67	26,98	-3,31	-11,92	98	298		
17	23,67	27,22	-3,55	-12,78	85	285		
18	23,67	28,40	-4,73	-17,03	68	268		
19	23,67	28,88	-5,21	-18,76	49	249		
20	23,67	29,59	-5,92	-21,31	28	228		
21	23,67	29,59	-5,92	-21,31	7	207		
22	23,67	27,93	-4,26	-15,34	-9	191		
23	23,67	21,30	2,37	8,53	0	200		

Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

$V_c = 318$	+ 9 =	326,38	mc	Volume di Compenso
	$V_r =$	613,53	mc	Volume di riserva
	$V_i =$	133,76	mc	Volume antincendio
		<u>1.073,66</u>	mc	$V = V_c + V_r + V_i$
	$V_r + V_i =$	747	mc	
Volume minimo nella compensazione giornaliera		191	mc	
VOLUME EFFETTIVO ASSEGNATO		716	mc	

Turnata, risulta una capacità di compenso di circa 682 mc, inferiore al volume del serbatoio di 716 mc.



SERBATOIO ITRIA

VERIFICA DEL VOLUME ESISTENTE POST OPERAM

Portata approvvigionamento esterno $Q(l/s) = 15,78$

Coefficiente del giorno di massimo consumo $C_m = 1,5$

Portata media nel giorno massimo consumo $Q_a(l/s) = 23,67$

Ipotesi di distribuzione turnata in rete

Portata in arrivo $Q_a(l/s) =$	23,67	Portata in uscita $Q_u(l/s) =$	35,51
Erogazione Ore/24 =	24	Erogazione Ore/24 =	16
Ora inizio erogaz. (0-23) =	0	Ora inizio erogaz. (0-23) =	6

Volume in arrivo nelle 24 ore $V_a = 2.045$ mc

Volume in uscita nelle 24 ore $V_u = 2.045$ mc

Volume di riserva $a\% = 30\%$ $V_r = a\% V_a = 613,53$ mc

Volume antincendio $V_i = Q_{idr} \text{ ore}/3600 = 133,76$ mc

$Q_{idr}(l/s) = 6 (P/1000)^{0,5} = 12,39$ Formula del Conti

Popolazione $P = 4.261$ Durata incendio ore = 3

Volume totale 1^ iterazione $V = 715,50$ mc

Tempo ore	Q_a l/s	Q_u l/s	DQ l/s	DV mc	Somma DV mc	V mc	Sfioro mc	Deficit mc
0	23,67	0	23,67	85,21	85	204		
1	23,67	0	23,67	85,21	170	289		
2	23,67	0	23,67	85,21	256	375		
3	23,67	0	23,67	85,21	341	460		
4	23,67	0	23,67	85,21	426	545		
5	23,67	0	23,67	85,21	511	630		
6	23,67	35,505	-11,84	-42,61	469	716		
7	23,67	35,505	-11,84	-42,61	426	673		
8	23,67	35,505	-11,84	-42,61	383	630		
9	23,67	35,505	-11,84	-42,61	341	588		
10	23,67	35,505	-11,84	-42,61	298	545		
11	23,67	35,505	-11,84	-42,61	256	502		
12	23,67	35,505	-11,84	-42,61	213	460		
13	23,67	35,505	-11,84	-42,61	170	417		
14	23,67	35,505	-11,84	-42,61	128	375		
15	23,67	35,505	-11,84	-42,61	85	332		
16	23,67	35,505	-11,84	-42,61	43	289		
17	23,67	35,505	-11,84	-42,61	0	247		
18	23,67	35,505	-11,84	-42,61	-43	204		
19	23,67	35,505	-11,84	-42,61	-85	162		
20	23,67	35,505	-11,84	-42,61	-128	119		
21	23,67	35,505	-11,84	-42,61	-170	76		
22	23,67	0	23,67	85,21	-85	34		
23	23,67	0	23,67	85,21	0	119		

Il volume teorico massimo giornaliero, da assegnare al serbatoio risulta :

$$\begin{aligned}
 V_c &= 511 + 170 = 681,70 \text{ mc} && \text{Volume di Compenso} \\
 V_r &= 613,53 \text{ mc} && \text{Volume di riserva} \\
 V_i &= 133,76 \text{ mc} && \text{Volume antincendio} \\
 &= 1.428,98 \text{ mc} && V = V_c + V_r + V_i \\
 V_r + V_i &= 747 \text{ mc} \\
 \text{Volume minimo nella compensazione giornaliera} &= 34 \text{ mc} \\
 \text{VOLUME SERBATOIO } V &= 716 \text{ mc}
 \end{aligned}$$

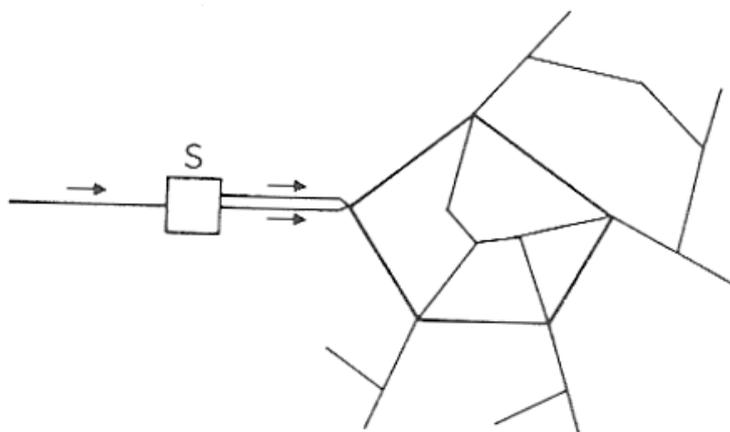
9. RETE IDRICA DISTRIBUZIONE

9.1. Elementi di carattere generale

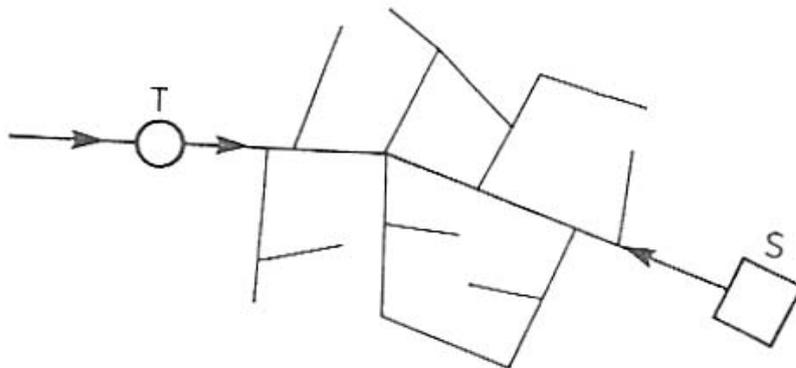
Per rete di distribuzione si intende il complesso delle tubazioni, dei pezzi speciali, dei manufatti, degli apparecchi (valvole, saracinesche, scarichi, eventuali sfiati, prese per le utenze, strumenti di misura, fontane ecc.) che occorrono per la distribuzione e utilizzazione dell'acqua nel centro urbano o nell'agglomerato da alimentare fino alle sezioni di consegna ai singoli utenti privati. I serbatoi di compensazione delle richieste e di riserva per richieste eccezionali, posti presso il centro da alimentare, di consueto si fanno appartenere al complesso della rete .

9.2. Tipologia delle reti di distribuzione interna

Per raggiungere tutte le utenze dislocate sul territorio, la rete ha un'articolazione assai complessa e ramificata. Al fine di garantire efficienza nella distribuzione idrica rispetto a richieste assai mutevoli nel tempo e nello spazio, è molto importante la disposizione dei serbatoi e degli eventuali torrini di carico.



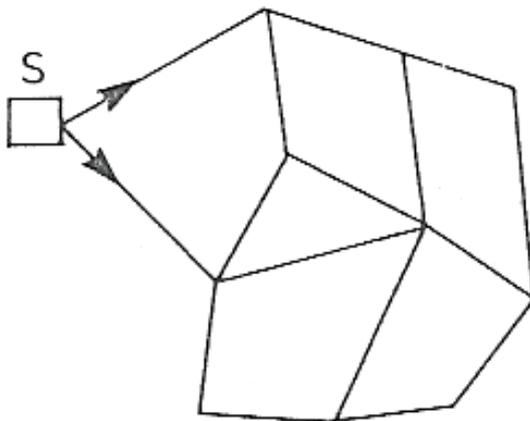
Rete con serbatoio di testata



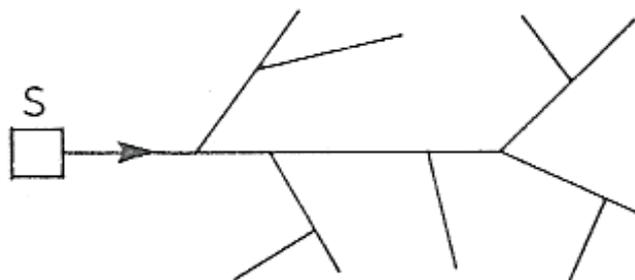
Rete con serbatoio di estremità

La massima flessibilità ed efficienza nei confronti dell'interruzione di un tratto è garantita dalle *reti a maglie chiuse*.

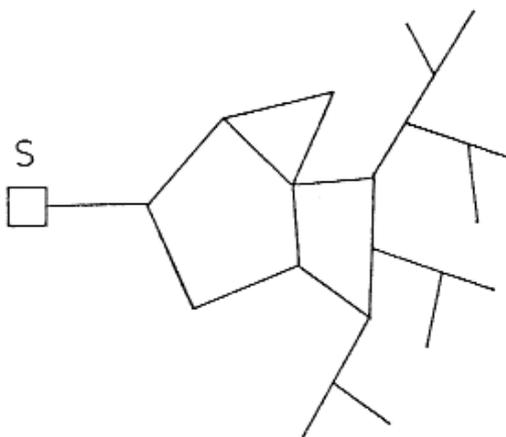
Esistono e vengono realizzate *reti aperte* o *reti miste*, nelle quali solo alcune utenze sono raggiunte da *tronchi ad antenna*.



Rete a maglie chiuse



Rete aperta



Rete mista

È preferibile realizzare, per quanto possibile, reti di distribuzione a maglie chiuse, nelle quali si individuano di solito:

- Una *condotta di adduzione*, che collega il serbatoio alla rete in uno più distretti (per ciascun distretto si deve poter effettuare un bilancio tra volumi in ingresso e volumi distribuiti alle utenze) ;
- Uno o più *anelli principali*, le cui condotte possono raggiungere diametri ragguardevoli, in genere si tende ad associare a ciascun anello un distretto;
- Uno o più ordini di *anelli secondari*;
- *Condotte minori* per l'allacciamento alle utenze.

Escludendo eventuali rami ad antenna, detti M il numero di maglie, N il numero di nodi, L il numero di lati, vale la seguente relazione:

$$N = L - M + 1$$

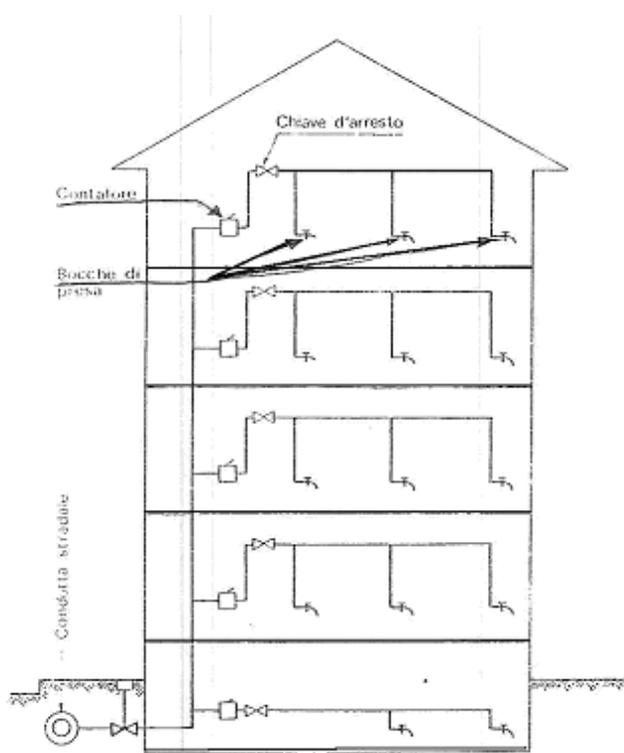
9.3. Distribuzione delle utenze in rete

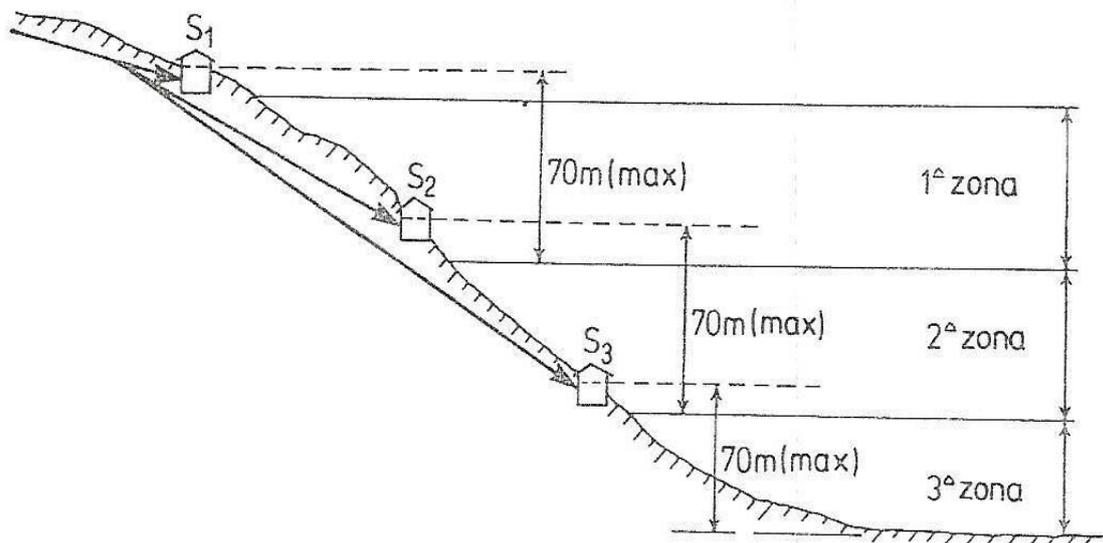
La distribuzione dell'acqua alle utenze viene realizzata con delle diramazioni private, la cui parte verticale è detta comunemente *montante*, che collegano le tubazioni principali e secondarie della rete ai contatori volumetrici installati presso tutte le utenze servite.

Tali diramazioni possono essere condominiali oppure servire singole utenze. Soprattutto nei centri urbani esse sono talmente numerose che spesso, per il calcolo idraulico dei lati della rete, si ricorre allo schema di condotta con *erogazione uniformemente distribuita* lungo il percorso.

In aggiunta alle erogazioni distribuite, sono di solito presenti *erogazioni concentrate* in corrispondenza di nodi della rete (ad esempio i nodi dai quali si dipartono i rami ad antenna).

La distribuzione dell'acqua alle utenze può avvenire a gravità (*alimentazione diretta*) oppure necessitare di un pompaggio a causa dell'eccessiva altezza dell'edificio da servire. In tal caso, per motivi igienici, è preferibile l'adozione di un serbatoio in pressione al piede dell'edificio (*autoclave*) piuttosto che di uno in sommità.





Se il centro abitato è di dimensioni rilevanti, può accadere che l'andamento del terreno non consenta il rispetto di tutte le condizioni. Si può ricorrere al *frazionamento della rete* in più reti del tutto indipendenti, oppure provviste di valvole riduttrici di pressione in corrispondenza dei punti di interconnessione.

9.5. Determinazione delle portate in rete

La rete interna ha il compito di distribuire l'acqua alle utenze ed è pertanto soggetta a erogazioni di portata variabili nel tempo in funzione delle mutevoli richieste delle utenze.

Di solito nel progetto e nella verifica delle reti interne si tiene conto della sola variabilità giornaliera rispetto alla portata media di approvvigionamento esterno:

$$Q = \frac{\delta * P}{86.400}$$

Avendo indicato con δ la dotazione specifica in litri per abitante al giorno e P la popolazione servita.

Si definisce a tal fine :

- *coefficiente del giorno di massimo consumo*, il rapporto tra la portata media nel giorno di massimo consumo e la portata media di approvvigionamento

$$C_m = \frac{Q_m}{Q} ; \text{ tale coefficienti assume valori variabili tra } 1,2 \text{ e } 1,5 ;$$

- *coefficiente di punta orario*, il rapporto tra la portata nell'ora di punta nel giorno di massimo consumo e la portata media di approvvigionamento $C_p = \frac{Q_{hm}}{Q}$.

Tale coefficiente risulta variabile al variare delle abitudini della collettività e dal numero della popolazione; secondo il Gibbs il coefficiente di punta può essere calcolata con la seguente espressione in funzione della popolazione P :

$$C_p = \frac{Q_{hm}}{Q} = \frac{5}{\left(\frac{P}{1000}\right)^{\frac{1}{6}}}$$

- *coefficiente di minimo notturno*, il rapporto tra la portata minima notturna e la portata media di approvvigionamento $C_n = \frac{Q_{nm}}{Q}$. Sempre secondo il Gibbs il

coefficiente di minimo notturno può essere calcolata con la seguente espressione : $C_n = \frac{Q_{nm}}{Q} = \frac{0,2}{\left(\frac{P}{1000}\right)^{\frac{1}{6}}}$.

Pertanto nel giorno di massimo consumo si avrà :

- una portata media giornaliera $Q_m = C_m Q$;
- una portata nell'ora di punta del giorno di massimo consumo $Q_{hm} = C_p Q$;
- una portata minima notturna $Q_{nm} = C_n Q$.

9.6. Attribuzione delle portate richieste in rete ai nodi eroganti

Per il dimensionamento della rete occorre stabilire la maniera con la quale nel futuro esercizio, presumibilmente si localizzeranno le richieste dell'utenza. La base di queste indagini è, naturalmente, lo stato attuale dell'assetto urbanistico del territorio e la pianificazione urbanistica prevista dal PRG.

Per valutare le erogazioni medie giornaliere si procede, in via approssimata, individuando nel PRG del centro abitato *zone urbanisticamente omogenee* e valutandone la *densità abitativa* di popolazione residente e fluttuante stagionale.

In base alla geometria della rete si attribuiranno ai nodi eroganti della rete delle *aree di influenza* e, di conseguenza, il carico di popolazione da servire sul territorio.

Le aree di influenza si possono individuare in modo semplificato, oppure considerando l'effettivo andamento delle tubazioni secondarie.

In base alla dotazione idrica, differita per popolazione residente e fluttuante sarà possibile calcolare le portate erogate da ciascun lato della rete. Qualora esistano aree servite da rami ad antenna, l'erogazione complessiva andrà disposta nel nodo della rete a maglie dal quale si diparte il tratto ad antenna.

Le erogazioni nelle ore di punta e di minimo notturno si determinano moltiplicando le erogazioni medie per i coefficienti relativi.

9.7. Calcolo delle reti di distribuzione

Il calcolo di una rete consiste nel determinare, per un assegnato insieme di erogazioni, le portate defluenti lungo i lati e le quote piezometriche nei nodi.

Nel caso in cui la rete sia alimentata da un unico serbatoio di testata, è immediato riconoscere che è nota la quota piezometrica nel punto in cui la condotta di avvicinamento si immette nella rete.

È inoltre possibile riconoscere che, poiché la somma delle portate erogate deve eguagliare la portata immessa in rete, una delle portate defluenti lungo i lati è di automatica determinazione.

Sono pertanto incognite $N-1$ quote piezometriche e $L-1$ portate o portate equivalenti.

Le equazioni a disposizione sono di due tipi: *equazioni di continuità* ai nodi; *equazioni del moto* lungo i lati.

Le equazioni di continuità stabiliscono che la somma delle L_i portate Q_j entranti e uscenti dal generico nodo i , comprese le eventuali erogazioni E o immissioni I concentrate, deve essere nulla:

$$\sum_{j=1}^{L_i} \pm Q_j + I_i - E_i = 0$$

Le equazioni del moto esprimono le perdite di carico lungo i lati in funzione della portata equivalente:

$$H_i - H_k = r_j \frac{|Q_j + 0.56p_j|^{\alpha-1} (Q_j + 0.56p_j)}{D_j^\varepsilon}$$

Solo $N-1$ equazioni di continuità sono linearmente indipendenti, così come lo sono solo $L-1$ equazioni del moto. Il problema pertanto è algebricamente determinato, in quanto sono disponibili tante equazioni quante sono le incognite ($N+L-2$).

La risoluzione del sistema è complicata dalla *non linearità* delle equazioni del moto. Si ricorre pertanto a *metodi iterativi* che ad ogni iterazione risolvono una forma linearizzata del problema.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j=1}^{L_1} \pm Q_j + I_1 - E_1 = 0 \\ \vdots \\ \sum_{j=1}^{L_{N-1}} \pm Q_j + I_{N-1} - E_{N-1} = 0 \\ H_i - H_k = r_1 \frac{|Q_1 + 0.56 p_1|^{\alpha-1} (Q_1 + 0.56 p_1)}{D_1^\epsilon} \\ \vdots \\ H_i - H_k = r_{L-1} \frac{|Q_{L-1} + 0.56 p_{L-1}|^{\alpha-1} (Q_{L-1} + 0.56 p_{L-1})}{D_{L-1}^\epsilon} \end{array} \right.$$

9.8. Il modello matematico

Per la modellazione matematica della rete di distribuzione di Agrigento è stato utilizzato il software ERACLITO®, progettato dalla Proteo di Catania, in conformità con lo standard di qualità ISO9001/2000, per la piattaforma Win32 utilizzando paradigmi di design quali OOD (Object Oriented Design) e Design Patterns, ed implementato con il vettore più conosciuto e più potente in termini di robustezza e flessibilità che è il linguaggio C++.

Questo software è costituito da un ambiente di lavoro modulare che consente la gestione avanzata, sia idraulica che tecnica, di reti di fluidi. La sua struttura dati è tale da permettere l'integrazione con il sistema informativo geografico aziendale attraverso il collegamento alla banca dati di quest'ultimo.

Il modello matematico consente di schematizzare e simulare il funzionamento idraulico della rete idrica attraverso l'opportuna modellazione degli elementi che la costituiscono, consentendone così la pianificazione, la progettazione e la gestione avanzata. Il nucleo di base del software è costituito da un editor grafico che permette l'importazione di file cartografici di sfondo in formato vettoriale e raster, la schematizzazione del sistema idraulico sulla base di tali sfondi, l'impostazione dei dati di input e la rapida visualizzazione dei risultati del calcolo sia in forma numerica che grafica.

In particolare il software, per la modellazione idraulica di reti in pressione, consente il calcolo dei seguenti elementi:

- *Nodo serbatoio*: per la simulazione di sorgenti di quota ed altezza piezometrica fissate e di capacità infinita;
- *Nodo erogante*: per la simulazione di elementi della rete che erogano una portata fissata ed eventualmente una perdita di portata legata alla pressione;
- *Nodo otturatore*: per la simulazione di elementi della rete che erogano una portata in funzione della pressione;
- *Nodo Pozzo piezometrico*: per la simulazione di serbatoi con capacità limitata;
- *Tubo*: per simulare una tubazione per il trasporto di fluidi in pressione, sulla base della conoscenza delle caratteristiche geometriche ed idrauliche;
- *Valvola*: per la simulazione di organi di controllo per l'intercettazione, la regolazione di portata e la regolazione di pressione in rete;
- *Pompa*: per la simulazione di stazioni di sollevamento o di rilancio.

Per l'espletamento delle funzionalità richieste, il sistema di modellazione è dotato dei moduli e delle caratteristiche di seguito indicate.

9.8.1. Simulazione di Moto permanente di liquidi in pressione

Il modulo è finalizzato alla progettazione, verifica e gestione idraulica delle reti di fluidi in pressione, in quanto consente di simulare ogni possibile variazione della geometria della rete e delle condizioni di esercizio, riducendo considerevolmente sprechi, malfunzionamenti e disagi agli utenti serviti.

Il modello offre inoltre la possibilità di utilizzare le più diffuse formule per il calcolo delle perdite di carico nelle tubazioni, con verifiche di funzionamento relative a differenti stati d'uso delle tubazioni.

Il software, una volta inseriti come dati di input le caratteristiche topologiche della rete, valuta:

- i valori delle pressioni sui nodi della rete a partire dalla conoscenza della portata erogata, avendo fissato le caratteristiche idrauliche delle tubazioni (diametro, scabrezza);
- i valori delle pressioni sui nodi della rete sulla base della popolazione servita e del fabbisogno idrico giornaliero nonché fissando le caratteristiche idrauliche delle tubazioni (diametro, scabrezza);
- le perdite di carico e le velocità in condotta;
- il carico a valle di una valvola riduttrice di pressione per prefissati gradi di chiusura;

- la perdita di pressione prodotta da una valvola regolatrice di pressione;
- la prevalenza e la portata di una pompa in funzione della curva portata - prevalenza;
- la capacità di un serbatoio di regolazione per assegnate condizioni geometriche.

9.8.2. Simulazione di lungo periodo

Il modulo offre la possibilità di simulare i fenomeni di moto permanente per transitori di lungo periodo (simulazione di lungo periodo) studiando il comportamento della rete, a seguito della variabilità nel tempo dei consumi, calcolando le pressioni ai nodi e le capacità di compenso dei serbatoi.

Quest'ultima funzionalità si esplica attraverso l'uso di elementi caratteristici come le zone omogenee di consumo. Questi elementi consentono di determinare la portata erogata nel tempo da un nodo o da un gruppo di nodi eroganti, attraverso la definizione delle caratteristiche in termini di abitanti serviti, dotazione procapite e variabilità giornaliera ed annuale dei coefficienti di punta dei consumi.

È possibile pertanto analizzare le variazioni dei volumi nei serbatoi, determinare le condizioni di funzionamento idraulico finale e le relative capacità di compenso, prevenire eventuali perdite idriche dovute a sfiori di serbatoi causati da manovre degli organi di intercettazione o dalla variazione nel tempo delle erogazioni durante la gestione della rete e quindi delle pressioni in rete.

È possibile inoltre simulare il funzionamento nel tempo di organi speciali quali valvole e pompe, al fine di studiare l'effetto sul sistema di manovre quali la schedulazione dei pompaggi, al fine di ridurre i consumi energetici, o la regolazione delle valvole al fine di ridurre le perdite legate all'eccesso di pressione.

Il modulo è pertanto mirato alla ricerca di nuove strategie gestionali da adottare per migliorare il servizio in rete e per l'ottenimento di economie di scala. Il gestore può infatti contare su un valido strumento in grado di simulare il comportamento della rete sia durante i fenomeni stazionari che durante i fenomeni transitori.

9.8.3. Tecniche risolutive

Una rete di fluidi può essere riguardata dal punto di vista topologico come un grafo, cioè un insieme di segmenti, ciascuno aventi determinate proprietà, che si incontrano in nodi.

La schematizzazione delle rete idraulica è quindi realizzata individuando rami e nodi che rappresentano rispettivamente tratti di condotte con caratteristiche costanti e le sezioni dove confluiscono due o più condotte.

Le incognite del problema sono la portata lungo i segmenti ed il carico ai nodi, funzioni dello spazio e del tempo nel caso più generale di moto vario.

Le equazioni che si hanno a disposizione sono equazioni di continuità ai nodi ed equazioni di bilancio di energia per i segmenti. Ovviamente il numero di equazioni di continuità è pari al numero di nodi, mentre il numero di equazioni di bilancio energetico è pari al numero di segmenti.

Supponendo, quindi, di avere una rete costituita da n nodi e da m tratti si potranno costruire per tale rete n equazioni di continuità del tipo:

$$\sum_j Q_{ij} - D_i = 0 \quad \text{per } i = 1, \dots, n$$

dove:

D_i è la portata erogata dal nodo i-esimo;

Q_{ij} sono le portate circolanti nei tronchi che confluiscono al nodo i.

ed m equazioni del moto (di bilancio energetico):

$$H_i - H_j = r \cdot Q_{ij}^\alpha$$

dove:

H_i è il carico sul generico nodo iniziale;

H_j è il carico sul generico nodo finale;

r è il coefficiente di resistenza al moto;

Q_{ij} è la portata circolante nel tratto;

α è l'esponente della portata;

La risoluzione di tali equazioni può essere effettuata con diversi metodi; diverse sono state infatti nel tempo le proposte, dipendenti anche dalla disponibilità di strumenti di calcolo sempre più potenti. Il metodo tradizionale per la risoluzione del sistema di equazioni (Hardy-Cross) fornisce una soluzione iniziale dove le portate sono congruenti con le equazioni di continuità ai nodi, e si scrivono equazioni del moto lungo ogni maglia che consentono di trovare la portata correttiva per ciascuna di esse.

Si risolve cioè un sistema di dimensione n essendo n è il numero delle maglie della rete idrica.

Da un punto di vista della programmazione, esiste però difficoltà nella determinazione della soluzione iniziale, essendo necessaria tra l'altro una descrizione topologica della rete molto complessa. Inoltre se la scelta delle maglie non è fatta adeguatamente la convergenza verso la soluzione può essere molto lenta o addirittura non avvenire.

Si può risolvere invece il problema considerando come incognite i carichi ai nodi, ottenendo così un sistema di dimensione n essendo n il numero dei nodi della rete idrica (Metodo nodale).

Da queste grandezze è poi facile risalire alle portate e alle grandezze d'interesse in un qualunque punto della rete.

Il procedimento utilizzato per risolvere le equazioni suddette all'interno del presente progetto si basa sul metodo che comunemente viene chiamato metodo nodo-maglia. Tale metodo, proposto dapprima da Hamam e Brameller (1971) con il nome di metodo ibrido, è stato nel tempo proposto sotto denominazioni diverse, Todini e Pilati (1987) e successivamente Salgado (1988) lo chiamano metodo del gradiente mentre infine Osiadacz (1987) lo chiama il metodo nodo-maglia così come presentato inizialmente.

Tutti questi approcci, come verrà di seguito meglio esplicitato, propongono una soluzione del problema ottenuta risolvendo dapprima un sistema nel quale le incognite sono i carichi ai nodi, mentre i termini noti non sono costituiti solo dalle portate erogate ai nodi, ma da un termine che contiene le portate erogate ai nodi e dei fattori di correzione che accelerano la convergenza del sistema. Successivamente una volta trovati questi carichi, sostituendoli nelle equazioni del moto, si possono così calcolare le portate lungo i tratti e tutte le grandezze idrauliche del caso.

Si può affermare che i metodi sopra elencati, differiscono sostanzialmente per la diversa formulazione dei suddetti termini di correzione. Dovendo quindi operare una selezione tra i diversi metodi si è scelto di utilizzare il metodo proposto da Todini e Pilati, quindi nel seguito si farà riferimento a tale approccio.

Supponendo quindi di avere una rete costituita da n nodi ed m tratti a carico fissato (pozzi piezometrici con livello fissato e serbatoi) l'equazione del moto lungo il generico tratto tra i nodi i e j potrà essere scritta nella seguente forma:

$$H_i - H_j = r \cdot Q_{ij}^\alpha + m \cdot Q_{ij}^2 \quad (1)$$

dove:

H_i è il carico sul generico nodo iniziale;

H_j è il carico sul generico nodo finale;

r è il coefficiente di resistenza al moto;

Q_{ij} è la portata circolante nel tratto;

α è l'esponente della portata;

m è il coefficiente che esprime la perdita di carico concentrata.

Per esprimere l'equazione del moto lungo i segmenti è necessario calcolare il coefficiente r per ciascuna delle tipologie presenti all'interno della rete. Verranno quindi di seguito analizzati una per una le tipologie di elementi che potenzialmente possono essere inseriti all'interno di una rete di distribuzione idrica, e per ciascuno di questi verrà calcolato il coefficiente r di resistenza al moto.

9.8.4. Tubo

La formulazione del coefficiente di resistenza al moto differisce in base alla diversa formula utilizzata per il calcolo della perdita di carico. Di seguito verranno riportate, le varie formulazioni:

Autore	Coefficiente r	Campo di validità
<i>Poiseuille:</i>	$r = \frac{128\nu L}{\pi g D^4}$	$Re < 2000$
<i>Citrini:</i>	$r = \frac{2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \cdot \frac{1}{\left(\log \frac{\varepsilon}{3.71 \cdot D}\right)^2} \cdot \left(1 + \frac{8}{\frac{\varepsilon}{D} \cdot Re}\right)$	$Re > 4000$
<i>Manning:</i>	$r = 10.29359 \cdot n^2 \cdot D^{-5.33} \cdot L$	$Re > 4000, Re^* > 70$
<i>Strickler:</i>	$r = 10.29681 \cdot c^{-2} \cdot D^{-5.33} \cdot L$	$Re > 4000, Re^* > 70$
<i>Bazin:</i>	$r = \frac{L \cdot (\sqrt{D} + 2\gamma)^2}{1167.23493 \cdot D^6}$	$Re > 4000, Re^* > 70$
<i>Kutter:</i>	$r = \frac{L \cdot (\sqrt{D} + 2\gamma)^2}{1542.12569 \cdot D^6}$	$Re > 4000, Re^* > 70$
<i>Hazen-Williams:</i>	$r = 10.65088 \cdot c^{-1.852} \cdot D^{-4.871} \cdot L$	$Re > 4000, Re^* > 70$

Il significato dei simboli che compaiono nelle formule precedenti è il seguente:

- g accelerazione di gravità (9,806 m/s²);
- ν coefficiente di viscosità de fluido (m²/s);

- ε coefficiente di scabrezza della formula di Colebrook;
 n coefficiente di scabrezza della formula di Manning;
 c coefficiente di scabrezza della formula di Strickler;
 γ peso specifico (N/m³) - coefficiente di scabrezza della formula di Bazin;
 R_e Numero di Reynolds;
 D diametro tubazione (mm);
 L lunghezza tubazione.

In questo particolare caso la formula di Colebrook è difficilmente utilizzabile, perché non è semplice esplicitare la differenza di carico in funzione della portata, infatti questa figura all'interno del logaritmo. Questo è il motivo per cui la formula utilizzata è quella di Citrini che è più semplice, in quanto ΔH è esplicitabile in funzione della portata.

9.8.5. Valvola

Esprimendo la perdita localizzata in funzione del carico cinetico si può scrivere:

$$\Delta H = \xi \frac{V^2}{2g}$$

e si ottiene un coefficiente di resistenza r pari a:

$$r = \frac{\xi}{2 \cdot g \cdot A^2}$$

ξ è detto coefficiente di perdita della valvola e dipende oltre che dal grado di chiusura della valvola anche dal tipo di dispositivo che genera la dissipazione localizzata e dal numero di Reynolds; va quindi specificato caso per caso.

9.8.6. Pompa

Si può esprimere la curva caratteristica prevalenza-portata della pompa sotto la forma:

$$|\Delta H| = aQ^2 + b|Q| + c.$$

Occorre osservare come in questo caso sia strettamente necessario assegnare un flusso unidirezionale alla pompa. Posto $i_v=1$ se il flusso è nel verso dal nodo i al nodo j e $i_v=-1$ se il verso è quello opposto, il coefficiente r in questo caso si può esprimere come:

$$r = c;$$

dove c è ovviamente l'intercetta della curva caratteristica della pompa sull'asse delle ordinate.

$$\Delta H = H_i - H_j$$

9.8.7. Risoluzione e risultati

Il metodo considerato parte da una distribuzione casuale delle portate all'interno della rete che non necessariamente debbano soddisfare la congruenza ai nodi. Una volta determinate queste portate viene costruito un sistema del tipo:

$$AH = F$$

dove:

H è il vettore degli n carichi ai nodi incogniti;

A è la matrice jacobiana costituita dalle derivate delle resistenze r degli elementi presenti all'interno della rete. In particolare gli elementi della diagonale principale:

$$A_{ii} = \sum_j p_{ij}$$

dove j è il numero di lati afferenti al nodo i ; mentre i termini, non negativi, presenti al di fuori della diagonale principale sono:

$$A_{ij} = -p_{ij}$$

dove p_{ij} rappresenta l'inverso della derivata della variazione di carico tra i due nodi i e j .

Il termine noto è invece rappresentato dalla seguente relazione:

$$F_i = \left(\sum_j Q_{ij} - D_i \right) + \sum_j y_{ij} + \sum_f p_{if} H_f$$

Dove il terzo termine viene applicato ai segmenti che connettono il nodo i ad un nodo a livello fissato f mentre il termine di correzione della portata y_{ij} viene dato dalla seguente espressione:

$$y_{ij} = p_{ij} \cdot r \cdot |Q_{ij}|^n \operatorname{sgn}(Q_{ij})$$

Una volta determinati i nuovi carichi ai nodi attraverso la sostituzione di questi valori all'interno dell'equazione del moto di ciascun tratto, si possono determinare le portate circolanti all'interno di questi:

$$Q_{ij} = Q_{ij} - (y_{ij} - p_{ij}(H_i - H_j))$$

Quando la correzione da apportare alla portata calcolata in ciascun tratto è minore di un certo valore fissato come tolleranza, finiscono le iterazioni, altrimenti l'algoritmo continua fino a quando questa condizione non viene soddisfatta.

In Eraclito bisogna impostare:

- *il numero massimo di iterazioni che si deve effettuare se la convergenza non è raggiunta;*
- *la tolleranza sulle portate.*

È possibile impostare parametri di configurazioni differenti per il moto permanente e il moto vario. Alla fine del calcolo poiché è disponibile il vettore H , cioè sono noti i carichi ai nodi (e quindi anche le altezze piezometriche) è possibile ricavare indirettamente i seguenti risultati:

- *le portate in tutti i segmenti della rete;*
- *le velocità del fluido in tutti i segmenti della rete (tubi, pompe e saracinesche);*

- *i valori del numero di Reynolds nei tubi e nelle valvole.*

Tali risultati sono visualizzati in diversi modi:

- *numericamente, in finestre di dialogo opportune o in una finestra di riepilogo che raccoglie dati di ingresso e risultati in forma tabulare;*
- *graficamente con opportuni simboli grafici disegnati sul grafico della rete.*

–

9.9. Verifiche idrauliche della rete

Particolarmente laboriose sono le indagini necessarie per stabilire il modo nel quale presumibilmente si localizzeranno le richieste d'acqua nei momenti più sfavorevoli ai quali la rete deve far fronte. Queste condizioni sfavorevoli devono essere considerate in tutti i loro aspetti e specialmente nei riguardi della importanza e della frequenza con la quale esse potranno presentarsi nel futuro esercizio. In questo senso si parla di *condizioni normali* e di *condizioni eccezionali* di esercizio della rete.

Alle *condizioni normali* si fanno appartenere tutte le distribuzioni, anche quanto ci si riferisce alle punte massime prevedibili delle richieste. Alle *condizioni eccezionali* si fanno appartenere quelle che, pure essendo prevedibili, si verificano casualmente (come ad es. i grandi incendi, le rotture di grandi condotte ecc.).

Durante la vita utile della rete l'esercizio impone diverse condizioni del tipo seguente :

- in ogni punto della rete e durante la condizione più critica dell'esercizio normale il carico piezometrico stradale deve essere più elevato di 12÷ 15 m del filo di gronda, degli edifici più alti, ma non di eccezionale altezza. Il carico normale minimo (ad es. quello di 12÷15 m sulla gronda, delle case di grandi città), deve essere assicurato per gli edifici più alti, ma non di altezza eccezionale: per queste case di altezza non comune si dovrà imporre che l'alimentazione degli ultimi piani venga ottenuta a cura ed a spese degli utenti con impianti, privati di sollevamento.
- per il normale esercizio la massima oscillazione di carico piezometrico non dovrebbe superare i 15 metri per ogni punto della rete. L'oscillazione è provocata dalle escursioni del pelo d'acqua nei serbatoi e dalle variazioni del regime di portata in rete secondo le richieste dell'utenza. La necessità

di limitare la anzidetta oscillazione piezometrica proviene dal fatto che ad ogni variazione di pressione, anche se lenta, corrispondono delle deformazioni delle tubazioni, e specialmente delle giunzioni. La letteratura in materia consiglia di limitare a circa m 10÷12 l'oscillazione piezometrica in parolla; ma spesso questa condizione, che sarebbe ottima dal punto di vista tecnico, risulta, troppo onerosa. Infatti posta in circa m 4,00, come di consueto l'escursione del livello liquido nel serbatoio, l'oscillazione anzidetta corrisponde a limitare a soli circa 8 m la perdita di carico fra i serbatoi ed i punti della rete da essi più distanti e più cementati durante la massima punta di consumo e per tubi incrostati : ciò per reti estese conduce a diametri molto grandi ed a spese difficilmente consentite. S'intende che, se possibile, è bene restare al disotto del valore limite superiore che si può ammettere di m 20÷25.

- per le condizioni eccezionali, durante il lavoro di riparazione in una grossa arteria, il carico piezometrico nel punto idraulicamente più sfavorito della rete non deve essere inferiori a m 10÷15 sul piano stradale, assumendo la quota minore per reti di piccola importanza e quando occorra contenere la spesa entro i limiti più ristretti. La condizione di carico minimo, almeno pari a m 10,00, è da imporsi anche per il supposto verificarsi di un grande incendio da estinguersi con le sole risorse dell'acquedotto. In generale non si tiene conto della possibilità che le suddette due contingenze eccezionali si verifichino contemporaneamente, spesso non si tiene conto nemmeno della possibilità che una sola di esse si verifichi nell'ora di massimo consumo previsto. Anche questa ultima ipotesi di possibilità, benché più favorevole della precedente, sarebbe ancora troppo onerosa nei riguardi del costo della rete.

Tali condizioni di esercizio prevedono la schematizzazione di tre condizioni di funzionamento convenzionali della rete:

- *verifica in condizioni di punta;*
- *Verifica delle oscillazioni di carico nei nodi di rete*
- *verifica antincendio;*
- *verifica a rottura di uno o più tratti della rete.*

Le verifiche consistono nella determinazione delle portate defluenti lungo i lati delle maglie e delle quote piezometriche nei nodi. Queste ultime dovranno soddisfare i requisiti che garantiscano la regolare erogazione delle portate richieste.

Verifica alla punta

La verifica del funzionamento della rete in condizioni di punta consiste nel considerare il contemporaneo spillamento dalla rete della portata dell'ora di punta del giorno di massimo consumo Q_{hm} .

Una volta svolto il calcolo della rete in tali condizioni, si deve verificare che in tutti i nodi eroganti della rete il carico deve essere compreso tra 20 e 70-80 m per assicurare il regolare spillamento alle utenze.

Nei tabulati di calcolo, di seguito riportati, la distribuzione delle portate e dei carichi piezometrici nei nodi di rete viene individuata come verifica V1

Verifica delle oscillazioni di carico nei nodi di rete

La verifica del funzionamento della rete alle oscillazioni di carico piezometrico in rete, consiste nel confrontare i carichi piezometrici, generati dalla distribuzione delle portate nell'ora di punta nel giorno di massimo consumo (V1) e delle portate media giornaliera (V2) per tutti i nodi eroganti della rete. Le escursioni di carico mediamente non devono superare i 20÷25 m.

Verifica antincendio

La verifica antincendio consiste nel garantire, durante lo spegnimento di un incendio, la regolare erogazione di una portata pari al 70÷80% della media giornaliera.

La portata antincendio si determina considerando che essa sarà erogata con le manichette delle autopompe dei vigili del fuoco, ciascuna delle quali eroga da $q_{idr} = 10 \div 5 \text{ l/s}$. Il numero di idranti N_{idr} da considerare attivi in contemporanea e la portata totale Q_{idr} (l/s) possono essere determinati attraverso la formula del Conti :

$$Q_{idr} = 6 * \sqrt{P/1000} \quad N_{ai} = \text{Int} \left\lfloor \frac{Q_{idr}}{q_{idr}} \right\rfloor$$

Ai fini dello svolgimento della verifica antincendio, la portata Q_{idr} andrà posizionata nel punto della rete nel quale l'erogazione di una ingente portata concentrata comporta i maggiori problemi per il funzionamento complessivo della rete.

Una volta svolto il calcolo della rete, con le portate di cui alla configurazione V3 nei tabulati di calcolo di seguito riportati, bisogna verificare che la quota piezometrica sui nodi eroganti sia ovunque superiore di 10÷15 m al piano stradale (condizione questa per il corretto funzionamento degli apparecchi erogatori delle autopompe dei vigili del fuoco).

Verifica a rottura

La verifica del funzionamento della rete in occasione della rottura di un lato viene svolta ipotizzando che la rottura abbia luogo nel punto più critico (di solito uno dei tratti adiacenti al nodo in cui la condotta di avvicinamento si immette nella rete).

La verifica consiste nel controllare che l'interruzione del tratto consenta la regolare erogazione della portata media giornaliera, con un carico piezometrico sui nodi eroganti di almeno 10÷15m.

Test con portata discontinua turnata

Una ulteriore test di verifica di comportamento idraulico, di norma non necessario per le condizioni ordinarie, viene effettuato ipotizzando di realizzare un servizio di erogazione di h ore ogni G giorni, e di distribuire la quota parte percentuale E% del volume spettante all'utenza nei G giorni.

Il test di funzionamento della rete, non dovrebbe fare riferimento a situazioni reali nel post operam, e dà indicazioni per superare possibili scenari di crisi che sporadicamente possano verificarsi.

In tale situazione di stress si vuole verificare l'andamento dei carichi piezometrici sui nodi eroganti, per fare delle operazioni di parzializzazione della rete di distribuzione con successive chiusure delle saracinesche nei nodi di rete.

9.9.1. Verifica del carico sull'utenza idraulicamente sfavorita

Generalmente nei punti più lontani dal serbatoio, o tra quelli posti a quota più elevata o, ancora, tra quelli nei quali gli edifici raggiungono la massima altezza si possono determinare bassi valori di carico piezometrico oltre il valore minimo di 5 m che non consentono un regolare spillamento delle portate.

In questi punti, nell'ipotesi di distribuzione nell'ora di punta nel giorno di massimo consumo, viene verificato che il carico idraulico sull'estradosso dell'ultimo solaio di copertura o in genere dalla linea di gronda del tetto di copertura, sia maggiore di 5 m.

Partendo dal nodo erogante più vicino al nodo, viene definito un percorso idraulico, per raggiungere il punto, operando eventuali tagli sulla rete secondaria se connessa con più nodi eroganti.

Definito il percorso, si attribuisce la portata erogata dal nodo a tutti i rami della rete servita, calcolando una portata uniformemente distribuita p . Si calcola la portata per ogni singolo tratto del percorso fino al punto da verificare. Partendo dal nodo erogante, di cui si conosce la quota piezometrica, geodetica ed il carico piezometrico, applicando le usuali formule dell'idraulica per i rami aperti, di cui ai capitoli precedenti, si determina il carico disponibile effettivo sul nodo finale.

Le verifiche sui punti delle reti viene di seguito riportata nei tabulati di calcolo.

9.10. SINTESI DEI CALCOLI DI VERIFICA

9.10.1. Rete Poggio Muscello

I calcoli di verifica della rete esistente mostrano in tutte le simulazioni idrauliche effettuate un buon andamento del cielo piezometrico in tutte le maglie della rete. In particolare nella maglia M1 a quota terreno più alta si verificano i valori più bassi di altezze piezometriche, mentre nella maglia M2, a quota terreno più bassa si verificano i maggiori carichi idraulici.

In particolare si evidenziano i valori minimi e massimi per le verifiche effettuate.

(Quota fondo vasca Serbatoio Poggio Muscello 108,50 m.s.m.)

Verifica V1 all'esercizio di punta

Nei nodi NI20 a quota terreno 107,43 m.s.m. ed NE1 a quota terreno 72,00 m.s.m. della Maglia M2-M1 si verificano i carichi minimi di 2,04m e 37,37m. Preliminarmente si puntualizza che il punto NI20 è più basso dalla quota fondo del serbatoio di appena 1,07 m, e comunque è solamente un nodo idraulico di passaggio. In questa zona il servizio viene assicurato da una sottorete, alimentata direttamente dal Serbatoio Forche sull'adduzione esterna per il serbatoio Poggio Muscello.

Il Carico massimo di 103,65 m si verifica nel nodo NE10, (Qterreno 4,28 m.s.m.) della maglia bassa M2 nel lungomare delle Dune.

Nei Nodi NI8, NE26 NE9 ed NE 10 in cui si verificano carichi variabili da 70 a 100 m si sono introdotte delle idrovalvole di mantenimento della pressione di valle, che al variare della portata mantengono un carico a valle costante di 50 m.

Verifica V2 delle oscillazioni di carico nei nodi di rete

L'oscillazione di carico massima in rete si verifica sul nodo NE14 (Q. terreno 45,17 m.s.m.) ed assume un valore di 6,27 m. Il Nodo NE14 rappresenta il nodo più lontano della rete bassa (maglia M3).

Verifica V3 antincendio

Come per la verifica di punta, il carico minimo si registra sul nodo idraulico NI20 e sul nodo NE1 in cui raggiunge il valore di 37,43 m superiore al carico minimo di 10-15 m richiesto da tale verifica.

Nei Nodi NE 6, NE7 ed NE25, dove si sono previsti gli idranti in funzione, si registrano carichi rispettivamente di 57,87 59,99 e 58.02 m.

Verifica a rottura

Per questa verifica si è ipotizzato il temporaneo fuori servizio dei seguenti tratti :

- Tr36 tra i nodi NE4 ed NE27 della maglia M2.

Per questa ipotesi di funzionamento in nessun punto significativo della rete si registrano carichi inferiori a 10 m. I Valori minimi si raggiungono nei nodi :

NI20 H = 1,97 m; NE1 H = 37,44 m, NE 19 H = 39,70m.

Verifica del carico sull'utenza idraulicamente sfavorita

Per questa verifica si è scelto un punto a valle del nodo erogante NE25, ubicato in C.da Cugno Lampo , con percorso idraulico più distante dal serbatoio ed a quota 66,40 tra le più alte della zona servita.

Per il caseggiato in verifica si è ipotizzata l'altezza massima da PRG pari a 17,50, per esso si è calcolato un carico idraulico effettivo al piede del caseggiato di 28,71 m e sull'estradosso del solaio di 11,21 maggiore del carico minimo di 5 m.

9.10.2. Rete Cozzo Mosè

I calcoli di verifica della rete esistente mostrano in tutte le simulazioni idrauliche effettuate un buon andamento del cielo piezometrico in tutte le maglie della rete. In particolare in tutti i punti della rete si verificano carichi variabili da 70 a 80 m in tutte le maglie, mentre nelle maglie M7 M8 e M9, a quota terreno più basse, fascia a bordo del litorale si verificano i maggiori carichi idraulici.

In particolare si evidenziano i valori minimi e massimi per le verifiche effettuate.

(Quota fondo vasca Serbatoio Cozzo Mosè 161,50 m.s.m.)

Verifica V1 all'esercizio di punta

Nei nodi NE37 a quota terreno 95,32 m.s.m. ed NE18 a quota terreno 93,75 m.s.m., della Maglia M1 si verificano i carichi minimi di 59,11 e 61,22 m.

Il Carico massimo si verifica nel nodo NE15, H =127,47 m (Qterreno 3,61 m.s.m.) ed NE31 H =126,94 m (Qterreno 4,26 m.s.m.) della maglia bassa M9, sul lungomare delle Dune, e nei nodi NE38 H =123,34 m (Qterreno 10,60 m.s.m.) ed NI39 H =100,55 m (Qterreno 33,38 m.s.m.) della maglia M7 di Lido Cannatello.

Nei Nodi NI 9, NE 11, NE 1,2 NE 13, NE14, NE15, NE16 e 6b si sono introdotte delle idrovalvole di mantenimento della pressione di valle, a valori regolabili, che al variare della portata mantengono costante il carico a valle, al valore fissato in rete (media-

mente si abbassa il cielo piezometrico di circa 20 – 40 m con valore massimo di 50 m nelle idrovalvole su lido Cannatello).

Verifica V2 delle oscillazioni di carico nei nodi di rete

L'oscillazione di carico massima in rete si verifica sul nodo NE13 su via Magellano (Q. terreno 34,00 m.s.m.) ed assume un valore di 26,68 m. Mediamente la maglia M1 contiene le escursioni di carico entro gli otto m, mentre la restante parte della rete, molto estesa sul territorio, registra valori compresi tra 20 e 25 m.

Verifica V3 antincendio

Come per la verifica di punta, il carico minimo di 64,16m si registra sul nodo NE37 .

Nei Nodi NE 13, NE14 ed NE 38, dove si sono previsti gli idranti in funzione, si registrano carichi rispettivamente di 119,67, 109,97m e 145,19 m.

Verifica a rottura

Per questa verifica si è ipotizzato il temporaneo fuori servizio dei seguenti tratti :

- Tr11 tra i nodi NI9 ed NE5 della maglia M5,
- Tr22 tra i nodi NE 18 ed NE 19 della Maglia M1.

Per questa ipotesi di funzionamento in nessun punto della rete si verificano carichi inferiori a 10 m. I Valori minimi si registrano nei nodi :

NE37 H = 58,37 m; NE8 H = 64,08 m.

Verifica del carico sull'utenza idraulicamente sfavorita

Per questa verifica si è scelto il punto terminale di via Gabrici, lungo il viale cannatello, sulla collinetta C.da Fanara a quota 74,00 m.s.m., alimentato dal nodo erogante NE3.

Per il caseggiato in verifica si è ipotizzata l'altezza massima da PRG pari a 17,50, per esso si è calcolato un carico idraulico effettivo al piede del caseggiato di 44,44 m e sull'estradosso del solaio di 26,94 maggiore del carico minimo di 5 m.

9.10.3. Rete San Leone – Lo Presti

I calcoli di verifica della rete esistente mostrano in tutte le simulazioni idrauliche effettuate un buon andamento del cielo piezometrico in tutte le maglie della rete. In particolare nelle maglie M1 ed M6 a quota terreno più alta si verificano i valori più bassi di altezze piezometriche, mentre nelle maglie M2 M3 ed M5, a quota terreno più basse si verificano i maggiori carichi idraulici.

In particolare si evidenziano i valori minimi e massimi per le verifiche effettuate.

(Quota fondo vasca Serbatoio San Leone 47,90 m.s.m.)

i calcoli di verifica sono stati elaborati ipotizzando un carico minimo di 1 m all'interno del serbatoio di partenza.

Verifica V1 all'esercizio di punta

Nei nodi NE1 a quota terreno 20,76 m.s.m., NE2 a quota terreno 14,02 m.s.m. NE 36 a quota terreno 28,52 ed il nodo idraulico (è un nodo di passaggio che non eroga direttamente portate in distribuzione) NI7 a quota terreno 30,41m.s.m, della Maglia M1 si verificano i carichi minimi di 15,00 19,68, 18,45 e 16,66 m. il Nodo NE1 alimenta due diverse condotte che distribuiscono più a valle in via Nilo ed in via delle Favole, il Nodo NE36 alimenta via delle Portulacche e via delle Fucsie. Mediamente in queste zone si trovano villini e case unifamiliari con vasche di accumulo al piede dell'edificio con una o due elevazioni (altezza max 7,5 m). Il Nodo idraulico NI7 è un nodo idraulico di passaggio, le prime erogazioni avvengono a valle nei nodi NE36 ed NE37.

Il Carico massimo di 46,03 m si verifica nel nodo NE24, (Qterreno 1,54 m.s.m.) della maglia bassa M5, nei nodi della stessa maglia si verificano carichi mediamente di 4 atm.

Verifica V2 delle oscillazioni di carico nei nodi di rete

L'oscillazione di carico massima in rete si verifica sul nodo NE3 (Q. terreno 12,93 m.s.m.) ed assume un valore di 14,01 m. Il Nodo NE3, pur essendo in linea d'aria vicino al serbatoio è alimentato da una condotta principale esistente in ghisa dn 150, fin dall'uscita dal serbatoio, che risulta idraulicamente più sensibile alle escursioni di portate.

Verifica V3 antincendio

Come per la verifica di punta, il carico minimo si registra sul nodo NI7, che pur tuttavia raggiunge il valore di 18,28 m superiore al carico minimo di 10-15 m richiesto da tale verifica.

Nei Nodi NE 26 ed NE27, dove si sono previsti gli idranti in esercizio, si registrano carichi rispettivamente di 38,44 e 35,21 m.

Verifica a rottura

Per questa verifica si è ipotizzato il temporaneo fuori servizio dei seguenti tratti :

- Tr62 tra i nodi NI7 ed NE37 della maglia M1-M6,
- Tr33 tra i nodi NI 28 e NI 21 della Maglia M3.

Per questa ipotesi di funzionamento in nessun punto della rete si verificano carichi inferiori a 10 m. I Valori minimi si registrano nei nodi :

NE1 H = 13,66 m; NI7 H = 16,83 m; NE 36 H = 18,33m.

Verifica del carico sull'utenza idraulicamente sfavorita

Per questa verifica si è scelto un punto in via Artemisia a quota terreno 16,30, a valle del nodo erogante NE27, più distante dal serbatoio ed a quota mediamente alta.

Per il caseggiato in verifica si è ipotizzata l'altezza massima da PRG pari a 17,50, per esso si è calcolato un carico idraulico effettivo al piede del caseggiato di 31,46 m e sull'estradosso del solaio di 13,96 maggiore del carico minimo di 5 m.

9.10.4. Rete Villaseta Monserrato

I calcoli di verifica della rete esistente mostrano in tutte le simulazioni idrauliche effettuate un buon andamento del cielo piezometrico in tutte le maglie della rete. In particolare nella maglia M1 a quota terreno più alta si verificano i valori più bassi di altezze piezometriche, mentre nelle maglie M10 e M11, a quota terreno più basse si verificano i maggiori carichi idraulici.

In particolare si evidenziano i valori minimi e massimi per le verifiche effettuate.

(Quota fondo vasca Serbatoio Monserrato 148 m.s.m.)

Verifica V1 all'esercizio di punta

Nei nodi NE44 a quota terreno 137,88 m.s.m., NE45 a quota terreno 130,83 m.s.m. ed NE 29 a quota terreno 131,57, della Maglia M1 si verificano i carichi minimi di 10,21, 16,37 e 17,02 m. Preliminarmente si chiarisce che i nodi NE44 ed NE 45 sono dei nodi virtuali, inseriti in questa rete solo per verificarne la potenzialità, poiché di fatto ad oggi vengono e verranno serviti da un ramo di condotta DN 100 in Pead alimentata dal Torrino Piezometrico a quota fondo 172,60 m.s.m., di gran lunga superiore alla quota fondo 148,00 del serbatoio centrale, introdotto nel calcolo di verifica. In ogni caso, tutti i calcoli di verifica sono stati elaborati ipotizzando un carico minimo di 1 m all'interno del serbatoio di partenza.

Il nodo NE29 alimenta un complesso di case IACP con altezza massima fuori terra di tre piani (13,00 m) attrezzate con vasche condominiali ai piedi degli edifici. Ad oggi su queste aree, non si sono registrate lamentele da parte dei cittadini. In ogni caso essendo il carico di 17,02 m inferiore al carico minimo di 20,00 m, il punto può essere indicato come "Punto singolare" alimentabile con impianto di sollevamento automatico (Con serbatoio a livello pieno, il carico su questo punto si innalza di 4 m assumendo il valore di 21,02 m)

Il Carico massimo di 91,83 m si verifica nel nodo NE14, (Qterreno 52,51 m.s.m.) della maglia bassa M11, nei nodi vicini della stessa maglia si verificano carichi di 69-70 m.

Nei Nodi N4 ed N5 si sono introdotte delle idrovalvole di mantenimento della pressione di valle, che al variare della portata mantengono un carico a valle costante di 50 m.

Verifica V2 delle oscillazioni di carico nei nodi di rete

L'oscillazione di carico massima in rete si verifica sul nodo NE35 (q. terreno 91,29 m.s.) ed assume un valore di 9,03 m. Il Nodo NE35 rappresenta il nodo più lontano della rete alta (maglia M2).

Verifica V3 antincendio

Come per la verifica di punta, il carico minimo si registra sul nodo NE29, che pur tuttavia raggiunge il valore di 17,38 m superiore al carico minimo di 10-15 m richiesto da tale verifica.

Nei Nodi NE 14 ed NE44, dove si sono previsti gli idranti in funzione, si registrano carichi rispettivamente di 93,57 e 10,66 m.

Verifica a rottura

Per questa verifica si è ipotizzato il temporaneo fuori servizio dei seguenti tratti :

- Tr50 tra i nodi NE33 ed NE34 della maglia M1-M2,
- Tr19 tra i nodi NE 23 e NE 22 della Maglia M3
- Tr23 tra i nodi NE24 e NE25 della maglia M8.

Per questa ipotesi di funzionamento in nessun punto della rete si verificano carichi inferiori a 10 m. I Valori minimi si registrano nei nodi :

NE44 H = 10,40 m; NE45 H = 16,76 m, NE 29 H = 16,87m.

Verifica del carico sull'utenza idraulicamente sfavorita

Per questa verifica si è scelto un punto a valle del nodo erogante NE5, più distante dal serbatoio ed a quota più alta.

Per il caseggiato in verifica si è ipotizzata l'altezza massima da PRG pari a 17,50, per esso si è calcolato un carico idraulico effettivo al piede del caseggiato di 26,75 m e sull'estradosso del solaio di 9,25 maggiore del carico minimo di 5 m.

9.10.5. Rete Rupe Atenea

I calcoli di verifica della rete esistente mostrano in tutte le simulazioni idrauliche effettuate un buon andamento del cielo piezometrico in tutte le maglie della rete. In particolare nella maglia M1 a quota terreno più alta si verificano i valori più bassi di altezze piezometriche, mentre nella maglia M5, a quota terreno più basse si verificano i maggiori carichi idraulici.

In particolare si evidenziano i valori minimi e massimi per le verifiche effettuate.

(Quota fondo vasca Serbatoio Rupe 308.35 m.s.m.)

Verifica V1 all'esercizio di punta

Nei nodi NE 1 a quota terreno 290,25 m.s.m., NI 36 a quota terreno 286.44 m.s.m. ed NI 2 a quota terreno 286,35, della Maglia M1 si verificano i carichi minimi di 18,47,

22,27 e 22,35 m. In ogni caso, tutti i calcoli di verifica sono stati elaborati ipotizzando un carico minimo di 1 m all'interno del serbatoio di partenza, per cui anche per il nodo avente il carico minore (NE1) si può ritenere soddisfatta la verifica di funzionalità.

Il Carico massimo di 93,06 m si verifica nel nodo NE 52, (Qterreno 212,43 m.s.m.) della maglia bassa M 5.

Nei Nodi NE 52, NE 51, NE 50 ed NE 41 in cui si verificano carichi variabili da 80 a 100 m si sono introdotte delle idrovalvole di mantenimento della pressione di valle, che al variare della portata mantengono un carico a valle costante di 50 m.

Verifica V2 delle oscillazioni di carico nei nodi di rete

L'oscillazione di carico massima in rete, rispetto ad i risultati ottenuti con la verifica V1, si verifica sul nodo NE 52 (q. terreno 212,43 m.s.) ed assume un valore di 3,52 m.

Verifica V3 antincendio

Gli idranti sono stati previsti nei nodi: NE 45, NE 52 ed NE 55 idraulicamente svantaggiati.

In tali nodi si registrano rispettivamente i seguenti carichi: 63,98 ; 94,80 e 53,97 m.

Verifica a rottura

Per questa verifica si è ipotizzato il temporaneo fuori servizio dei seguenti tratti :

- Tr20 tra i nodi NI16 ed NI17 della maglia M3,
- Tr68 tra i nodi NE 14 e NE 42 della Maglia M4;

Per questa ipotesi di funzionamento in nessun punto della rete si verificano carichi inferiori a 10 m. I Valori minimi si registrano nei nodi :

NE1 H = 18,26 m; NI36 H = 22,06 m, NI 2 H = 22,13m dell'anello M 1

Verifica del carico sull'utenza idraulicamente sfavorita

Per questa verifica si è scelto un punto a valle del nodo erogante NE20 dell'anello M 6 sito in via Delle Orfane, idraulicamente sfavorito.

Per il caseggiato in verifica si è ipotizzata l'altezza massima da PRG pari a 17,50, per esso si è calcolato un carico idraulico effettivo al piede del caseggiato di 39,43 m e sull'estradosso del solaio di 21,93 maggiore del carico minimo di 5 m.

9.10.6. Rete Itria

I calcoli di verifica della rete esistente mostrano in tutte le simulazioni idrauliche effettuate un buon andamento del cielo piezometrico in tutte le maglie della rete. In particolare nella maglia M5 a quota terreno più alta si verificano i valori più bassi di altezze piezometriche, mentre nella maglia M4, a quota terreno più basse si verificano i maggiori carichi idraulici.

In particolare si evidenziano i valori minimi e massimi per le verifiche effettuate.

(Quota fondo vasca Serbatoio Itria 343,00 m.s.m.)

Verifica V1 all'esercizio di punta

Nei nodi NE 51 a quota terreno 327,135 m.s.m., NE 50 a quota terreno 324,69 m.s.m., della Maglia M5 si verificano i carichi minimi di 16,72 e 19,15 m. In ogni caso, tutti i calcoli di verifica sono stati elaborati ipotizzando un carico minimo di 1 m all'interno del serbatoio di partenza, per cui anche per il nodo avente il carico minore (NE51) si può ritenere pressochè soddisfatta la verifica di funzionalità.

Il Carico massimo di 66,29 m si verifica nel nodo NE 29, (Qterreno 277,53 m.s.m.) della maglia bassa M 4.

Verifica V2 delle oscillazioni di carico nei nodi di rete

L'oscillazione di carico massima in rete, rispetto ad i risultati ottenuti con la verifica V1, sono molto contenute con valori sempre inferiori al metro..

Verifica V3 antincendio

Gli idranti sono stati previsti nei nodi: NE 8, NE 9 idraulicamente svantaggiati.

In tali nodi si registrano rispettivamente i seguenti carichi: 54,86 e 51,93 m ampiamente superiori al carico minimo previsto.

Verifica a rottura

Per questa verifica si è ipotizzato il temporaneo fuori servizio dei seguenti tratti:

- Tr57 tra i nodi NI 34 ed NI 33 della maglia M5,
- Tr71 tra i nodi NI 1 e NE 54 della Maglia M2;

Per questa ipotesi di funzionamento in nessun punto della rete si verificano carichi inferiori a 10 m.

Verifica del carico sull'utenza idraulicamente sfavorita

Per questa verifica si è scelto un punto a valle del nodo erogante NE12 dell'anello M 2, idraulicamente sfavorito, sito in via Palillo a quota 299,80 m s.l.m.

Per il caseggiato in verifica si è ipotizzata l'altezza massima da PRG pari a 17,50, per esso si è calcolato un carico idraulico effettivo al piede del caseggiato di 43,28 m e sull'estradosso del solaio di 25,78 maggiore del carico minimo di 5 m.

9.10.7. Rete Giardini

I calcoli di verifica della rete esistente mostrano in tutte le simulazioni idrauliche effettuate un buon andamento del cielo piezometrico in tutte le maglie della rete. In particolare nella maglia M1 a quota terreno più alta si verificano i valori più bassi di altezze piezometriche, mentre nella maglia M5, a quota terreno più basse si verificano i maggiori carichi idraulici.

In particolare si evidenziano i valori minimi e massimi per le verifiche effettuate.

(Quota fondo vasca Serbatoio Giardini 290,00 m.s.m.)

Verifica V1 all'esercizio di punta

Nel nodo NI 2 a quota terreno 249,90 m.s.m., si verifica il carico minimo di 29,60 m e 19,15 m, nel nodo NE 30 della maglia M 5 a quota terreno 175,61 m s.l.m. si registra l'altezza piezometrica massima di 96,52 m. In ogni caso, tutti i calcoli di verifica sono stati elaborati ipotizzando un carico minimo di 1 m all'interno del serbatoio di partenza, per cui anche per il nodo avente il carico minore (NI 2) si può ritenere soddisfatta la verifica di funzionalità.

Nei Nodi NE 30, NE 29, NE 26 ed NE 25 in cui si verificano carichi variabili da 80 a 100 m si sono introdotte delle idrovalvole di mantenimento della pressione di valle, che al variare della portata mantengono un carico a valle costante di 50 m.

Verifica V2 delle oscillazioni di carico nei nodi di rete

L'oscillazione di carico massima in rete, rispetto ad i risultati ottenuti con la verifica V1, sono sempre inferiori ai 25 m con valori massimi isolati di 22,57 e 22,54 ai nodi NE 25 ed NE 24 della maglia M 4.

Verifica V3 antincendio

Gli idranti sono stati previsti nei nodi: NE 5, NE 7 dell'anello M 1, idraulicamente svantaggiati.

In tali nodi si registrano rispettivamente i seguenti carichi: 63,48 e 90,90 m ampiamente superiori al carico minimo previsto.

Verifica a rottura

Per questa verifica si è ipotizzato il temporaneo fuori servizio dei seguenti tratti:

- Tr11 tra i nodi NE 11 ed NE 10 della maglia M1,
- Tr14 tra i nodi NE 12 e NI 13 della Maglia M2;

Per questa ipotesi di funzionamento in nessun punto della rete si verificano carichi inferiori a 10 m.

Verifica del carico sull'utenza idraulicamente sfavorita

Per questa verifica si è scelto un punto a valle del nodo erogante NE5 dell'anello M 1, idraulicamente sfavorito, sito in via San Vito a quota 226,20 m s.l.m.

Per il caseggiato in verifica si è ipotizzata l'altezza massima da PRG pari a 17,50, per esso si è calcolato un carico idraulico effettivo al piede del caseggiato di 26,80 m e sull'estradosso del solaio di 9,30 maggiore del carico minimo di 5 m.

9.10.8. Rete Viale della Vittoria

I calcoli di verifica della rete esistente mostrano in tutte le simulazioni idrauliche effettuate un buon andamento del cielo piezometrico in tutte le maglie della rete. In particolare si riscontra un cielo piezometrico pressochè omogeneo.

In particolare si evidenziano i valori minimi e massimi per le verifiche effettuate.

(Quota fondo vasca Serbatoio Viale della Vittoria 235,00 m.s.m.)

Verifica V1 all'esercizio di punta

Nel nodo NI 26 a quota terreno 202,00 m.s.m., si verifica il carico minimo di 28,59 m, nel nodo NE 82 della maglia M 1 a quota terreno 154,00 m s.l.m. si registra l'altezza piezometrica massima di 76,44 m.

Verifica V2 delle oscillazioni di carico nei nodi di rete

L'oscillazione di carico massima in rete, rispetto ad i risultati ottenuti con la verifica V1, sono sempre inferiori ai 10 m.

Verifica V3 antincendio

Gli idranti sono stati previsti nei nodi: NE 79, NE 82 dell'anello M 1, idraulicamente svantaggiati.

In tali nodi si registrano rispettivamente i seguenti carichi: 71,24 e 75,34 m ampiamente superiori al carico minimo previsto.

Verifica a rottura

Per questa verifica si è ipotizzato il temporaneo fuori servizio dei seguenti tratti:

- Tr7 tra i nodi NI 12 ed NE 19 della maglia M2,
- Tr174 tra i nodi NE 39 e NI 35 della Maglia M4;

Per questa ipotesi di funzionamento in nessun punto della rete si verificano carichi inferiori a 10 m.

Verifica del carico sull'utenza idraulicamente sfavorita

Per questa verifica si è scelto un punto a valle del nodo erogante NE73 dell'anello M 3, idraulicamente sfavorito, sito in via Graceffo a quota 180,60 m s.l.m.

Per il caseggiato in verifica si è ipotizzata l'altezza massima da PRG pari a 17,50, per esso si è calcolato un carico idraulico effettivo al piede del caseggiato di 49,54 m e sull'estradosso del solaio di 32,04 maggiore del carico minimo di 5 m.