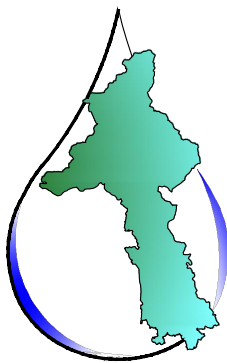


# CITTA' DI VERBANIA



**ACQUA  
NOVARA.VCO  
S.p.A.**

Via Triggiani, 9 - 28100 NOVARA (NO)  
Tel. 0321 413111 - Fax. 0321 458729  
@mail: info@acquanovaravco.eu  
@pec: segreteria@pec.acquanovaravco.eu

TITOLO COMMESSA:

**Approvvigionamento idrico Comune di Verbania  
realizzazione nuova presa a lago "Villa Taranto" in Comune di Verbania**

OGGETTO:

Relazione Idraulica

SCALA:

AVANZAMENTO PROGETTO:

**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA**

Data Rev. N° 0:

**GIUGNO 2024**

Rev. N°	Modifiche	Data
1	—	-/-/-
2	—	-/-/-
3	—	-/-/-
4	—	-/-/-

Rif. N° Commessa:

**X07N-10042772**

CUP:

**D52E23000180005**

RUP:

**GIUSEPPE CARANTI**

Il Progettista



**ISOLA BOASSO**  
STUDIO DI INGEGNERIA

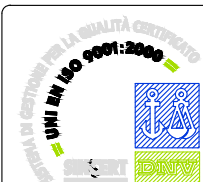
Dott. Ing. Riccardo ISOLA  
Dott. Ing. Paolo BOASSO  
Dott. Ing. Fabrizio RABAGLIO

STUDIO IDROGEO  
Dott. Geol. Marco Carmine

STUDIO DI ARCHITETTURA  
FERRARI&FERRARIS  
Arch. Lucia Ferraris

Elaborato N°:

**ID.01.004**



**PROPRIETA' RISERVATA**

**QUESTO DISEGNO NON PUO' ESSERE RIPRODOTTO NE' COMUNICATO A TERZI SENZA  
AUTORIZZAZIONE DI ACQUA NOVARA.VCO s.p.a.**

## Sommario

1	PREMESSA.....	2
2	FABBISOGNO IDRICO .....	4
2.1	Analisi dei dati delle utenze.....	5
3	IDROLOGIA DEL SITO DI INTERESSE .....	7
4	CONDOTTA IN PROGETTO .....	9
4.1	Portate di dimensionamento.....	10
4.2	Verifica idraulica della condotta in condizioni di moto stazionario .....	10
4.3	Risultati della verifica idraulica della condotta di adduzione .....	12
4.4	DIMENSIONAMENTO DELL'IMPIANTO DI POMPAGGIO .....	13
4.5	Specifiche tecniche valvole di controllo aria .....	15
4.6	Localizzazione e dimensionamento degli sfiati .....	16
4.7	Valvole di sezionamento ed organi di scarico .....	16
5	VERIFICHE IDRAULICHE SUGLI ORGANI PRESENTI PRESSO IL POTABILIZZATORE .....	17
5.1	Gruppi di rilancio in rete.....	17
5.2	Organi di scarico di emergenza .....	17
5.3	Sommersione della bocca di presa .....	18

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 1	inquadramento planimetrico degli interventi .....	2
Figura 2	schema planimetrico della rete di distribuzione di Verbania .....	4
Figura 3	schema di distrettualizzazione della rete .....	5
Figura 4	livelli al colmo di piena prima e dopo l'evento del 2000(estrapolazione Gumbel) .....	7
Figura 5	PLANIMETRIA DELLA CONDOTTA DI ADDUZIONE .....	9
Figura 6	curva caratteristica delle pompe .....	13
Figura 7	curva caratteristica dell'impianto .....	14
Figura 8	punto di funzionamento del sollevamento .....	14
Figura 9-	Diagrammi delle portate d'aria assicurate dalle valvole DN 80 (3" colore blu) e DN 100 (4" colore rosso) in condizioni di riempimento e svuotamento condotta (grafico di sinistra) e durante la fase di degasaggio (grafico di destra) .....	15

## INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1	classificazione delle utenze del comune di Verbania in base alle categorie di utilizzo .....	6
Tabella 2	Tabella delle probabilità di superamento mensili riferite al periodo 1952-2000 .....	8
Tabella 3	Tabella dei livelli di magra.....	8

## 1 PREMESSA

Il presente rapporto costituisce la relazione idraulica del Progetto Definitivo dell'intervento denominato **"Approvvigionamento idrico del Comune di Verbania per la realizzazione nuova presa lago "villa Taranto" in Comune di Verbania"**.

Il progetto è stato sviluppato in conformità delle indicazioni ricevute dal Committente. In particolare ANVCO ha redatto con dei consulenti esterni uno studio di fattibilità, i cui contenuti sono ripresi nella presente relazione. Si specifica che nel presente PFTE si è sviluppato lo studio di fattibilità apportando varianti sostanziali allo schema funzionale. Dello studio di fattibilità si sono sostanzialmente recepite le scelte di collocazione delle opere ed i criteri di dimensionamento. Nella presente relazione, si riportano le valutazioni presenti nello studio di fattibilità finalizzate all'individuazione dell'ubicazione delle opere.



*Figura 1 inquadramento planimetrico degli interventi*

Il presente progetto va inquadrato nell'ambito degli interventi di riassetto della rete di approvvigionamento idrico del Comune di Verbania che Acqua Novara VCO intende effettuare nell'ambito della propria attività di gestione della rete acquedottistica, con l'obiettivo potenziarne l'approvvigionamento idrico. Il presente progetto è la naturale conseguenza e attuazione di un'ampia pianificazione di ammodernamento ed adeguamento della rete acquedottistica del Comune di Verbania messo in atto dalla società di gestione della rete che prevede oltre alla definizione di nuove fonti di approvvigionamento anche la revisione delle reti di distribuzione e di stoccaggio. La presente relazione analizza, ovviamente, le sole attività relative alla definizione di nuova sorgente di approvvigionamento da acque superficiali.

In estrema sintesi le opere in progetto sono costituite dalle seguenti unità:

- 1) Presa a lago su struttura metallica;
- 2) Condotta sub lacuale, nel tratto iniziale eseguito con la tecnica del microtunnelling e nel tratto finale ancorato sul fondale roccioso mediante supporti metallici;
- 3) Impianto di sollevamento totalmente interrato, ubicato nel parcheggio di Villa Taranto. Tale opera è realizzata mediante diaframmi perimetrali e tappo di fondo in jet grouting;

- 4) Edificio fuori terra, in prossimità del parcheggio di Villa Taranto, per l'installazione Impianto di pre disinfezione con ipoclorito, installazione dei quadri elettrici ed accesso alle scale che conducono al sollevamento interrato;
- 5) Condotta di adduzione per il collegamento dell'impianto di sollevamento all'impianto di potabilizzazione. Si tratta di una condotta in polietilene DE 355 PN 10 di lunghezza pari a circa 1 km.;
- 6) Impianto di potabilizzazione costituito da filtri con zeolite, impianto di disinfezione ad UV ed impianto di disinfezione con ipoclorito;
- 7) Canale di contatto, in cemento armato, totalmente interrato realizzato mediante diaframmi
- 8) Serbatoio da 520 m<sup>3</sup>, costituito da due vasche di compenso da 260 m<sup>3</sup> ciascuna in calcestruzzo armato, completamente interrate e realizzato mediante l'ausilio di diaframmi;
- 9) Vasca per stoccaggio acque dei contro lavaggio dei filtri da 220 m<sup>3</sup>, in calcestruzzo armato, totalmente interrata, realizzata mediante l'ausilio di diaframmi;
- 10) Edificio di manovra, semi interrato, all'interno del quale sono posizionati tre gruppi di pompaggio, le valvole di regolazione ed accessi a tutte le vasche;
- 11) Edificio elettrico fuori terra entro cui sono posizionati quadri elettrici, trasformatori e gruppo elettrogeno;
- 12) Cabina di consegna ENEL;
- 13) Piazzali per futuri ampliamenti dell'impianto

## 2 FABBISOGNO IDRICO

Come illustrato in premessa, il presente intervento e la correlata domanda di derivazione, danno seguito e applicazione ad un più ampio progetto di riassetto della rete acquedottistica sviluppato dal gestore al fine di razionalizzare e pianificare lo sviluppo dell'acquedotto assecondando le nuove esigenze dell'utenza che, visto lo sviluppo urbanistico della città, si sono venute a creare. In particolare, la necessità di un sempre maggiore apporto idrico alle frazioni collinari ed il collegamento delle reti di Arizzano e Bee, con la creazione di un'unica rete interconnessa, hanno incrementato i fabbisogni complessivi. La necessità di garantire la possibilità di messa fuori servizio di alcuni pozzi per l'esecuzione di interventi di manutenzione e la volontà di dismissione di alcuni punti di prelievo per le difficoltà di gestione e per le volontà di sviluppo urbanistico della Città di Verbania, hanno imposto l'obbligo di individuare nuove risorse idropotabili.

Il modello matematico della rete acquedottistica realizzato dall'Ing. Antonio Puccini nel 2016 per conto del servizio idrico, dopo aver eseguito un attento studio sullo stato della rete acquedottistica della città di Verbania e dei comuni limitrofi approvvigionati, ha ipotizzato, coerentemente con quanto detto in precedenza, la possibilità di dismettere il pozzo 1 e 6 ed inserire una nuova fonte di approvvigionamento che in fase di studio si riteneva potesse essere rappresentata da nuovo pozzo.

L'ipotesi di inserire una nuova fonte di approvvigionamento da pozzo, al netto della dismissione degli altri due, prevedeva un incremento delle portate immesse nella rete acquedottistica, tali da garantire, sempre secondo la modellazione eseguita, una migliore rimodulazione della struttura complessiva della rete, nonché la possibilità di implementare la distribuzione. Le considerazioni sopra esposte devono essere ulteriormente verificate mediante la modellazione idraulica della rete di distribuzione di Verbania recentemente sviluppata da Idragest su mandato di ANVCO. Più specificatamente, mediate l'aggiornamento del modello matematico della rete, è necessario verificare come la nuova risorsa possa essere immessa nella rete di distribuzione senza provocare sbilanciamenti del sistema acquedottistico.

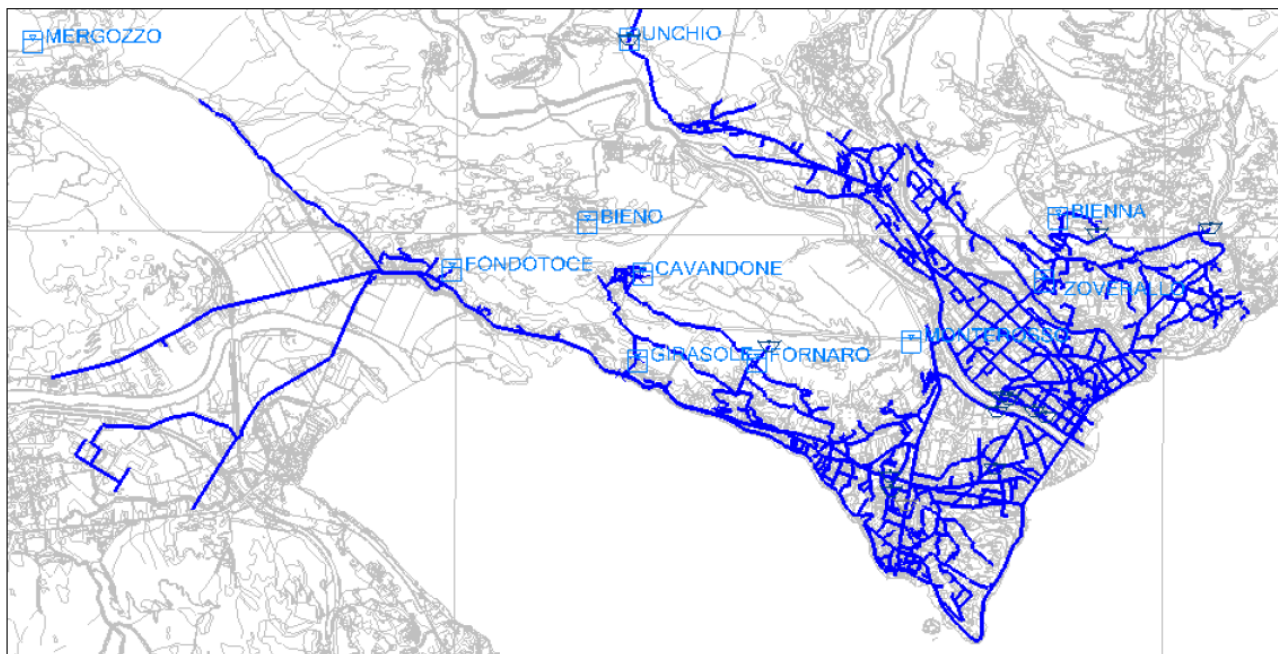


Figura 2 schema planimetrico della rete di distribuzione di Verbania

Idragest ha provveduto ad effettuare un progetto di distrettualizzazione di cui si riporta lo schema



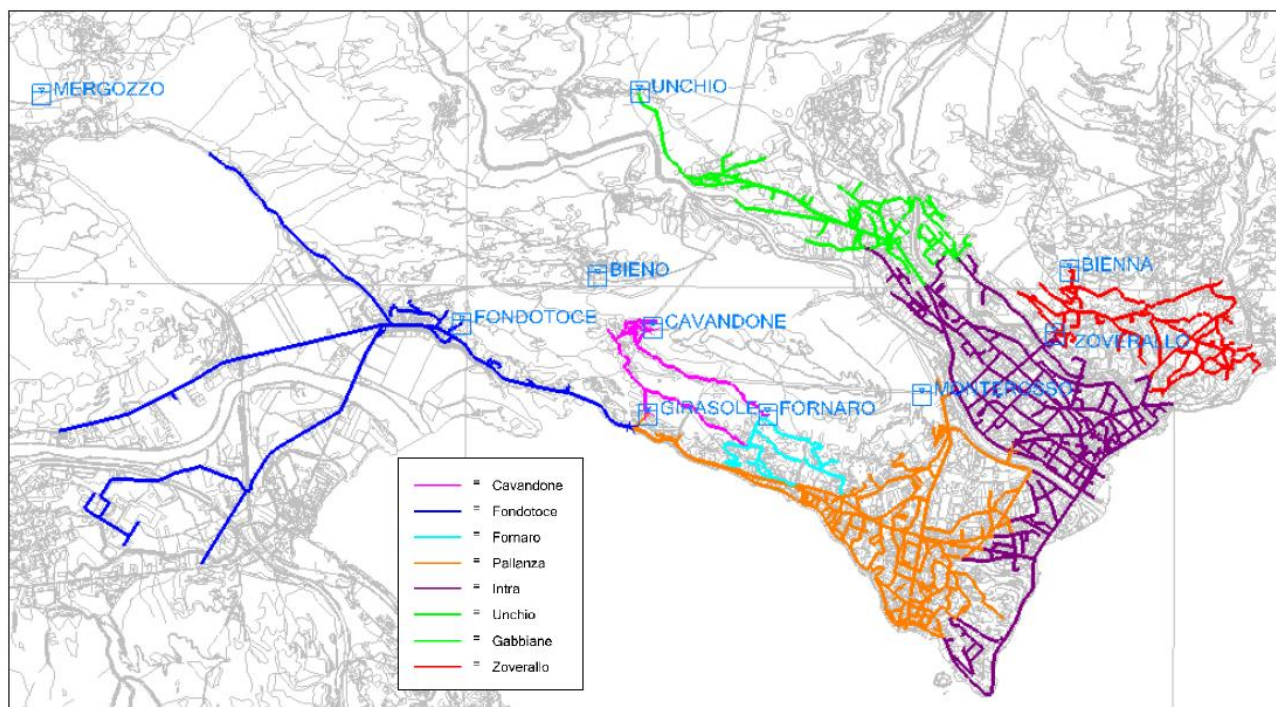


Figura 3 schema di distrettualizzazione della rete

La nuova derivazione prevista sul Lago Maggiore si inserisce coerentemente nell'intervento di potenziamento della rete idrica di Verbania, mirato nello specifico, a garantire la messa in rete, attraverso una nuova sorgenti di prelievo, con una portata massima di 99 l/s.

Su mandato di ANVCO, Idragest ha provveduto ad effettuare la verifica idraulica della rete di distribuzione di Verbania ed ha confermato la compatibilità dell'intervento in progetto con quello di distrettualizzazione. Il dimensionamento idraulico dei due impianti di sollevamento che rilanciano in rete di distribuzione l'acqua potabilizzata è stato effettuato sulla base dei seguenti dati di pompaggio forniti da Idragest:

- Impianto di pompaggio P1: portata  $Q=45$  l/s; prevalenza  $H = 4/4.5$  bar
- Impianto di pompaggio P2: portata  $Q = 60$  l/s; prevalenza  $H 8/8.5$  bar

I punti di consegna dei due suddetti pompaggi sono stati definiti da ANVCO, sulla base del progetto di distrettualizzazione. ANVCO ha trasmesso una planimetria con indicati i punti di consegna. Tale informazione è stata recepita nelle tavole grafiche allegate. Si sottolinea che nel presente progetto non sono richieste verifiche idrauliche sulla rete di distribuzione. Tali verifiche sono presenti nello studio idraulico di distrettualizzazione che costituisce un progetto a sé stante

## 2.1 Analisi dei dati delle utenze

Nel presente paragrafo si riporta un estratto della relazione di Idragest finalizzato a definire la portata immessa in rete.

I dati delle utenze del comune di Verbania forniti dalla banca dati di Acqua Novara.VCO riguardano i consumi delle utenze espressi in mc/anno, e si riferiscono al periodo 2017-2019.

Ulteriori dati individuano l'ubicazione dei contatori attraverso le informazioni riguardanti il nome via, nome e cognome dell'intestatario, codice utente e tipologia di contratto. Le analisi sono state condotte solo in riferimento all'anno 2019 in cui il totale delle utenze registrate nel comune di Verbania è pari a 11.813.

Le utenze sono state classificate in base alla "categoria di utilizzo" così come riportato nella successiva tabella.

Tabella 1 classificazione delle utenze del comune di Verbania in base alle categorie di utilizzo

Tariffa	Numero di utenti*	% sul totale delle utenze	Consumo (mc)	% sul totale del consumo	Consumo (l/s)
Agricolo/zootecnico	72	0,6%	54.817	2.1%	1.738
Altro (cantieri, piscine ecc.)	47	0,4%	5.156	0.2%	0.163
Commerciale	1.467	12,4%	370.807	14,4%	11.758
Domestici non residenti	1.223	10,4%	60.914	2,4%	1.932
Domestici residenti	7.041	59,6%	743.710	29,0%	23.583
Idranti	185	1,6%	28.808	1,1%	0.913
Industriale	19	0,2%	20.396	0,8%	0.647
Promiscui	1.453	12,3%	1.048.558	40,8%	33.250
Uso pubblico (ex Commerciale)	28	0,2%	6.337	0,2%	0.201
Utenze pubbliche	261	2,2%	228.033	8,9%	7.231
Utenze pubbliche (fontane)	17	0,1%	0	0,0%	0.000
<b>Totale</b>	<b>11.813</b>	<b>100%</b>	<b>2.567.534</b>	<b>100%</b>	<b>81,416</b>

Le utenze di tipo domestico residente sono 7.041 mentre quelle di tipo domestico non residente sono 1.467 per un totale di 8.264 pari al 70% del numero di utenze totali. Di contro il loro consumo è pari al 31,4% del totale mentre hanno un'incidenza maggiore sul consumo le utenze di tipo promiscuo. In questa tipologia di utenze rientrano però 351 condomini per un consumo di 18,4 l/s, 22 utenze intestate all'ATC Piemonte Nord, relative ad alloggi di edilizia residenziale pubblica, per un consumo di 2,1 l/s, e 39 residence per un consumo di 2,0 l/s. Queste utenze possono ritenersi di tipo domestico per cui il consumo complessivo sale a 48,0 l/s.

Anche le utenze di tipo commerciale hanno una buona incidenza sul consumo totale e pari al 14,4%. In queste utenze rientrano 47 condomini che però hanno un consumo complessivo irrisorio pari a 0,06 l/s, mentre tutto il resto è dovuto alle strutture ricettive presenti sul territorio caratterizzato da una nota vocazione turistica.

Infine 7,2 l/s sono i consumi delle utenze pubbliche di cui 1,1 l/s dall'ASL VCO, 0,6 l/s dalla Casa Circondariale di Verbania, 3,6 l/s dalle utenze intestate al comune di Verbania e 0,7 l/s dalle utenze intestate alla Provincia del Verbano Cusio Ossola.

La categoria di utilizzo "Agricolo/Zootecnico" rappresenta solo il 2,1% del consumo totale, mentre ancora più bassa (0,8%) è l'incidenza del consumo di tipologia industriale.

### 3 IDROLOGIA DEL SITO DI INTERESSE

Nel presente capitolo si riporta l'estratto dello studio di fattibilità relativo all'idrologia. Tali dati sono utilizzati per definire le geometrie dell'opera di captazione.

Tra le serie statistiche dei livelli lacustri, conosciute per lunghi periodi; quella più affidabile per l'area in esame è quella registrata all'idrometrografo dell'Istituto Idrobiologico di Pallanza, ora CNR per lo Studio degli Ecosistemi, che è in funzione dal 1952.

Secondo tale serie la quota media del lago è oggi di 193.86 m s.l.m. che è anche la quota più frequente nei periodi di utilizzazione del litorale. Modeste variazioni da questa media, dell'ordine del metro, sono molto frequenti, mentre variazioni più grandi sono più rare.

Nel secolo scorso la piena massima è stata di 197.61 m s.l.m. nel novembre 1993, superata nell'ottobre 2000 da un livello di 197.94 m s.l.m.. Per quanto riguarda le magre, si può ritenere che il livello lacustre non possa oggi scendere sotto la quota 192.20 m s.l.m., a causa della presenza della soglia costituita dalla diga di Miorina, e le magre sotto la quota 192.30 devono ritenersi assolutamente eccezionali.

L'effetto regolatore di tale soglia è invece da considerarsi praticamente influente sulle massime piene.

L'analisi statistica dei livelli al colmo sulla serie 1952-2000 dell'idrometrografo di Pallanza evidenzia che il secondo massimo registrato di 197.61 m s.l.m. avutosi nel 1993 deve considerarsi a tempo di ritorno quarantennale, mentre il primo massimo di 197.94 dell'ottobre 2000 risulta riferibile ad un tempo di ritorno di circa 75 anni.

Si può osservare che al superamento della quota 198.00 m s.l.m. è possibile attribuire un tempo di ritorno di quasi 100 anni.

L'interpolazione dei massimi annuali degli ultimi cinquant'anni eseguita utilizzando l'equazione esponenziale di Gumbel, che consente anche una ragionevole estrapolazione alle probabilità di superamento di massimi annuali è riportata nel grafico seguente; le curve sono due, quella relativa ai massimi fino alla piena del 1993 e quella, con valori più alti, che comprende anche la piena del 2000, che, come si può osservare, ha modificato significativamente le previsioni precedenti.

**Livelli del Lago Maggiore**

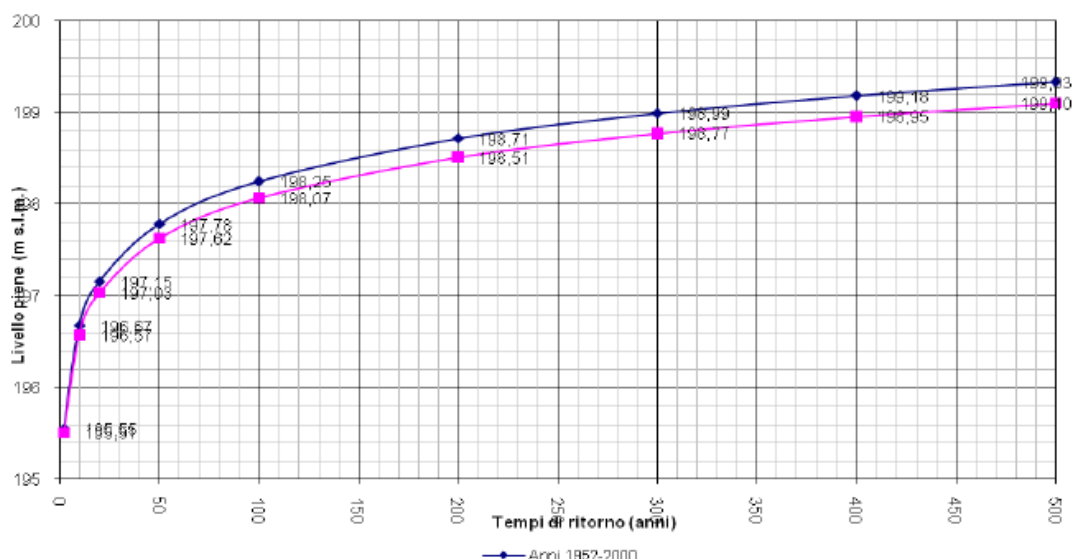


Figura 4 livelli al colmo di piena prima e dopo l'evento del 2000 (estrapolazione Gumbel)



Per quanto riguarda le probabilità di sommersione viene riportata di seguito una tabella ricavata dall'analisi dei dati forniti dal C.N.R., relativa sempre al periodo 1952-2000:

*Tabella 2 Tabella delle probabilità di superamento mensili riferite al periodo 1952-2000*

Quota	Gen	Feb	Mar	Apr	Mag	Giu	Lug	Ago	Set	Ott	Nov	Dic
197,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,29	0,00	0,00
197,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,06	0,63	0,00	0,00
196,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17	0,00	0,00	0,00	0,30	1,32	0,48	0,00
196,0	0,00	0,00	0,00	0,30	0,92	0,00	0,00	0,06	0,71	2,53	1,25	0,12
195,5	0,00	0,00	0,00	0,36	1,50	0,18	0,29	0,29	1,73	4,84	2,38	0,23
195,0	0,00	0,00	0,00	0,42	5,13	1,79	1,27	1,15	3,75	8,76	5,06	0,35
194,5	1,15	0,00	0,29	2,38	12,04	7,86	4,21	3,40	7,38	15,15	13,33	5,41
194,0	52,65	40,09	19,35	20,95	50,29	63,45	36,69	10,71	17,02	28,63	53,04	64,00
193,5	79,21	71,18	74,65	80,48	91,59	94,52	90,50	63,77	58,45	68,26	80,30	80,07
193,0	90,09	89,72	89,80	94,88	98,04	99,17	94,82	87,15	82,68	84,27	91,07	90,78
192,5	100,00	99,57	97,06	100,00	100,00	100,00	99,71	98,62	98,93	98,16	99,70	100,00
192,0	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00

Per quanto riguarda le magre si riporta la seguente tabella indicativa.

*Tabella 3 Tabella dei livelli di magra*

#### LAGO MAGGIORE - TEMPI DI RITORNO DELLE MAGRE

LIVELLI (m s.l.m.)	TEMPI DI RITORNO (anni)
194,00	Quota media
193,00	1-2
192,50	5-6
192,30	20-50

Si precisa che tutti i dati riportati sono basati sulla quota assoluta dello zero idrometrico dell'idrometrografo di Pallanza. Appare del tutto evidente che risulta poco significativa una valutazione dell'effetto di una captazione di  $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$  rispetto alla analisi idrologica dell'intero bacino del Lago Maggiore, in considerazione delle portate medie in entrata superiori a  $130 \text{ m}^3/\text{s}$ .

## 4 CONDOTTA IN PROGETTO

La condotta è suddivisa in due tronchi.

Il tronco di monte è sub lacuale e costituisce la condotta di aspirazione dell'impianto di pompaggio posto sulla sponda del lago. Il sollevamento è costituito da tre pompe in parallelo di cui una riserva attiva. La condotta di monte è in polietilene ad alta densità DN 500 PN 6.

Il tratto di valle costituisce l'adduzione vera e propria ed alimenta il nuovo potabilizzatore.

In seguito ad una approfondita analisi di tutte le possibili varianti di tracciato si è arrivati alla individuazione della soluzione progettuale definitiva, concordata con i tecnici dell'Ente Committente, che garantisce il miglior rapporto costi benefici. Il tracciamento della nuova condotta di adduzione è stato studiato per minimizzare le interferenze con i numerosi sotto servizi presenti. Con questo obiettivo è stato modificato il tracciato previsto nello studio di fattibilità.

La tubazione in progetto, a partire dal nodo idraulico del parcheggio di villa Taranto, presso cui è realizzato il sollevamento iniziale, percorre un breve tratto del piazzale e poi attraversa via Vittorio veneto per immettersi in via Prossano. La condotta è posata per un lungo tratto di via Prossano fino al raggiungimento di via Raffaello Sanzio. La condotta viene quindi posata lungo via Raffaello Sanzio, via Monte Zelda fino al raggiungimento della SS 34. Dopo un breve tratto di tubazione posata sulla ex strada statale, oggi provinciale, la condotta raggiunge la rotatoria, per svoltare verso ovest su viale Giuseppe Azari. Percorso un breve tratto di Viale Azari, la condotta è posata in via De Marchi fino al raggiungimento del potabilizzatore in progetto.



Figura 5 PLANIMETRIA DELLA CONDOTTA DI ADDUZIONE

Come dettagliatamente illustrato negli elaborati che costituiscono il PFTE, la soluzione progettuale individuata è sintetizzata nella sottostante tabella.

tronco	tipologia	Lunghezza appros.(m)	diametro	Luogo di posa
1	Dorsale principale	15	DN 355 /PN 10	Piazzale Villa Taranto ed attraversamento via Veneto
2	Dorsale principale	820	DN 355 /PN 10	Via Prossano
3	Dorsale principale	160	DN 355 /PN 10	Via Raffaello Sanzio
4	Dorsale principale	130	DN 355 /PN 10	Via Monte Zelda
5	Dorsale principale	160	DN 355 /PN 10	SS 34
6	Dorsale secondaria	70	DN 355 /PN 10	Viale Giuseppe Azari
7	Dorsale principale	120	DN 355 /PN 10	Via De Marchi

La lunghezza complessiva della dorsale principale è circa 1.475 m.

Fra gli elaborati grafici allegati al progetto del PFTE sono presenti le planimetrie generali che riportano la localizzazione delle infrastrutture e reti esistenti di maggiore importanza.

#### 4.1 Portate di dimensionamento

Il sistema acquedottistico in progetto, costituito da opera di presa, condotta di adduzione ed impianto di potabilizzazione, sono dimensionati per una portata  $Q = 100$  l/s.

Tale portata è sufficiente per integrare e sopperire alle esigenze idro potabili del comune di Verbania.

Si specifica che la portata di dimensionamento non deriva da analisi effettuate nell'ambito del presente progetto, ma da studi realizzati direttamente da ANVCO, anche in relazione ai pozzi da dismettere ed al progetto di distrettualizzazione della rete di distribuzione.

#### 4.2 Verifica idraulica della condotta in condizioni di moto stazionario

La condotta di adduzione in progetto è in polietilene. Le argomentazioni a supporto della scelta del materiale della condotta sono riportate nella relazione illustrativa.

Per la verifica idraulica della condotta di adduzione in progetto si sono assunti i seguenti dati:

- $Q_{prog} = 100$  l/s;
- Tronco sub lacuale di aspirazione: tubo polietilene ad alta densità DN 500 spessore = 19.1 mm.;
- Classe di pressione PFA bar 6;
- $D_e$ : diametro esterno = 500 mm;
- $D_i$ : diametro interno = 461.8 mm;
- $L$ : lunghezza condotta = 160 m.;
- Adduzione principale, condotta premente: tubo polietilene ad alta densità DN 355 spessore = 21.1 mm.;
- Classe di pressione PFA bar 10;
- $D_e$ : diametro esterno = 355 mm;
- $D_i$ : diametro interno = 312.8 mm;
- $L$ : lunghezza condotta = 1475 m.;
- Quota minima del livello idrico del lago = 192.20 m s.l.m.;
- quota terreno potabilizzatore = 209 m s.l.m.
- pressione minima dei filtri a zeolite: 15 m
- dislivello geodetico = 31.8 m.

Le perdite di carico in condotta sono indicate come somma di perdite distribuite  $\Delta H_{distr}$  e concentrate  $\Delta H_{conc}$ .

Le perdite distribuite sono valutate facendo riferimento all'espressione di Darcy-Weisback:

$$\Delta H_{distr} = J L = \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g} L$$

con fattore di scabrezza  $\lambda$  espresso secondo la nota formula di Colebrook-White:

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

Le scabrezze  $\epsilon$  considerate sono pari a 0.2mm per le tubazioni in Polietilene in servizio corrente.

Le perdite di carico concentrate, talvolta trascurate nel calcolo delle lunghe condotte, sono state valutate con l'espressione:

$$\Delta H_{conc} = k \frac{V^2}{2g}$$

I coefficienti di perdita di carico concentrata k adottati nei calcoli sono riportati in tabella:

		ingresso non raccordato																
		sbocco in aria																
		espansione $d/D=0.75$ con $L/D=1$																
		curva $45^\circ$																
		curva $90^\circ$																
		tee di derivazione (valore medio)																
		tee di conuenza (valore medio)																
		valvoia a ranaia compl. aperta																
		saracinesca compl. aperta																
		valvoia a galleggiante																
		ingresso serbatoio																
		valvoia di non ritorno a palla																
		valvoia di non ritorno a farfalla																
		valvoia di non ritorno a battente																
		Valvola di non rit. a fuso																
		giunto di smontaggio o AV																
		valvoia di regolazione a raso completamente aperta																
		filtro ad y																

### 4.3 Risultati della verifica idraulica della condotta di adduzione

Nella sottostante tabella sono riportati i risultati del calcolo delle perdite di carico lungo la condotta di aspirazione e la condotta premente.

CALCOLO DELLE CONDIZIONI DI FUNZIONAMENTO DEL NUOVO GRUPPO			U.M.
PERDITA NELLA CONDOTTA DI ASPIRAZIONE	condotta aspirazione diametro	461,8	mm
	scabrezza Strickler tubi vecchi e nuovi	91,5	
	coefficiente Strickler condotta aspirazione	63,8	
	k concentrate aspirazione	1	
	portata complessiva aspirata	110	l/s
	velocità nella condotta aspirazione	0,66	m/s
	cadente J condotta	0,0003	
	lunghezza condotta aspirazione	160	m
	perdita distribuita aspirazione	0,049	m
	perdita concentrata aspirazione	0,02	m
PERDITA NEL COLLETTORE DI ASPIRAZIONE	collettore aspirazione diametro	450	mm
	scabrezza Strickler tubi vecchi e nuovi	91,5	
	coefficiente Strickler collettore aspirazione	63,8	
	k concentrate aspirazione	1	
	portata complessiva aspirata	110	l/s
	velocità nel collettore aspirazione	0,69	m/s
	cadente J collettore	0,0004	
	lunghezza collettore aspirazione	5	m
	perdita distribuita collettore aspirazione	0,002	m
	perdita concentrata collettore aspirazione	0,02	m
PERDITA NELLA SINGOLA ASPIRAZIONE	diámetro singola aspirazione	200	mm
	scabrezza Strickler tubi vecchi e nuovi	91,5	
	coefficiente Strickler singola aspirazione	63,8	
	k concentrate singola aspirazione	2	
	portata singola aspirazione	55,0	l/s
	velocità singola aspirazione	1,75	m/s
	cadente J collettore	0,0203	
	lunghezza tronco singola aspirazione	0,5	m
	perdita distribuita singola aspirazione	0,010	m
	perdita concentrata singola aspirazione	0,31	m
PERDITA NELLA SINGOLA MANDATA	diámetro singola mandata fino al collettore	200	mm
	scabrezza Strickler tubi vecchi e nuovi	91,5	
	coefficiente Strickler singola mandata	55,5	
	k concentrate totale nella singola mandata	5,00	
	portata singola mandata	55,0	l/s
	velocità singola mandata	1,75	m/s
	cadente J singola mandata	0,0199	m/m
	lunghezza tronco singola mandata	3,0	m
	perdita distribuita nella singola mandata	0,060	m
	perdita concentrata nella singola mandata	0,78	m
PERDITA NEL COLLETTORE DI MANDATA	collettore comune diametro	312,8	mm
	scabrezza Strickler tubi vecchi e nuovi	91,5	
	coefficiente Strickler collettore	59,8	
	k nel collettore comune	1	
	portata nel collettore comune	110	l/s
	velocità nel collettore comune	1,43	m/s
	cadente J collettore	0,0073	
	lunghezza collettore	15	m
	perdita distribuita nel collettore	0,110	m
	perdita concentrata nel collettore comune	0,10	m
PERDITA NELLA CONDOTTA DI MANDATA	diámetro tubazione mandata	312,8	mm
	scabrezza Strickler tubi vecchi e nuovi	91,5	
	coefficiente Strickler	59,8	
	k concentrate totale	5,00	
	portata	110,0	l/s
	velocità	1,43	m/s
	cadente J	0,0073	m/m
	lunghezza tronco	147,5	m
	perdita distribuita	10,795	m
	perdita concentrata	0,52	m
RIASSUNTO PERDITE DI CARICO (concentrate + distribuite)	condotta aspirazione	0,07	m
	collettore aspirazione	0,03	m
	singola aspirazione	0,32	m
	singola mandata	0,84	m
	collettore mandata	0,21	m
PERDITA DI CARICO COMPLESSIVA	condotta mandata	11,32	m
	perdita	12,79	m
	DISLIVELLO GEODETICO	31,80	m
PREVALENZA COMPLESSIVA AL SOLLEVAMENTO		44,59	m

Si tratta di un comportamento idraulico assolutamente compatibile con l'attuale funzionamento del sistema acquedottistico in generale e delle pompe installate nei tre pozzi in particolare.



#### 4.4 DIMENSIONAMENTO DELL'IMPIANTO DI POMPAGGIO

Lo studio del corretto funzionamento dell'insieme costituito dalla condotta di aspirazione sub lacuale, stazione di sollevamento e la relativa condotta di mandata fino ai filtri posti a monte del potabilizzatore viene sviluppato costruendo le curve caratteristiche dell'impianto e determinandone il punto di intersezione con le curve caratteristiche del sistema di pompaggio. In seguito si definiscono le ipotesi ed il procedimento di calcolo seguito e si commentano i risultati ottenuti.

La curva caratteristica dell'impianto definisce il valore della prevalenza che deve essere fornita dal gruppo di pompaggio al variare della portata circolante. Tale valore viene determinato con l'espressione:

$$\Delta H_{TOT} = \Delta H_{geod} + \Delta H_{distr} + \Delta H_{conc}$$

Il calcolo delle perdite di carico distribuite e concentrate è riportato nei paragrafi precedenti.

Il contributo dato dalla differenza di quota tra i lago di valle e il carico residuo sui filtri di monte è dato da  $\Delta H_{geod} = 31.8 \text{ m.}$

DATI PER DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE POMPE	
N° pompe	2
portata unitaria	55 l/s
prevalenza geodetica	31,80 m
prevalenza complessiva	44,59 m

Nel seguito è rappresentata la curva caratteristica dell'impianto nelle condizioni sopra richiamate: si può osservare come per il valore di portata nominale pari a 100l/s la prevalenza richiesta raggiunga circa i 44.59 m.

Lo schema realizzativo del sistema di pompaggio prevede l'installazione di un totale di 3 pompe ad asse orizzontale, in parallelo, delle quali è possibile l'azionamento contemporaneo di un massimo di 2 macchine.

Le caratteristiche richieste alla singola pompa sono sintetizzate nei diagrammi riportati nel seguito, rappresentativi di prodotti attualmente presenti sul mercato.

**Curva caratteristica del gruppo di pompaggio 2+1 pompe**

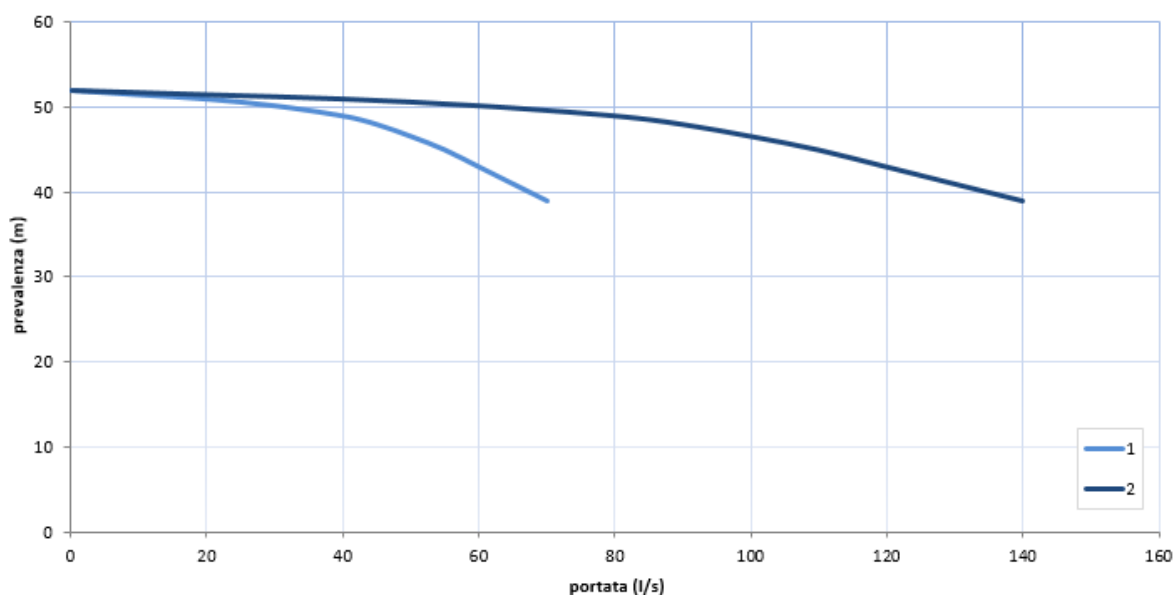


Figura 6 curva caratteristica delle pompe

### Curva caratteristica dell'impianto

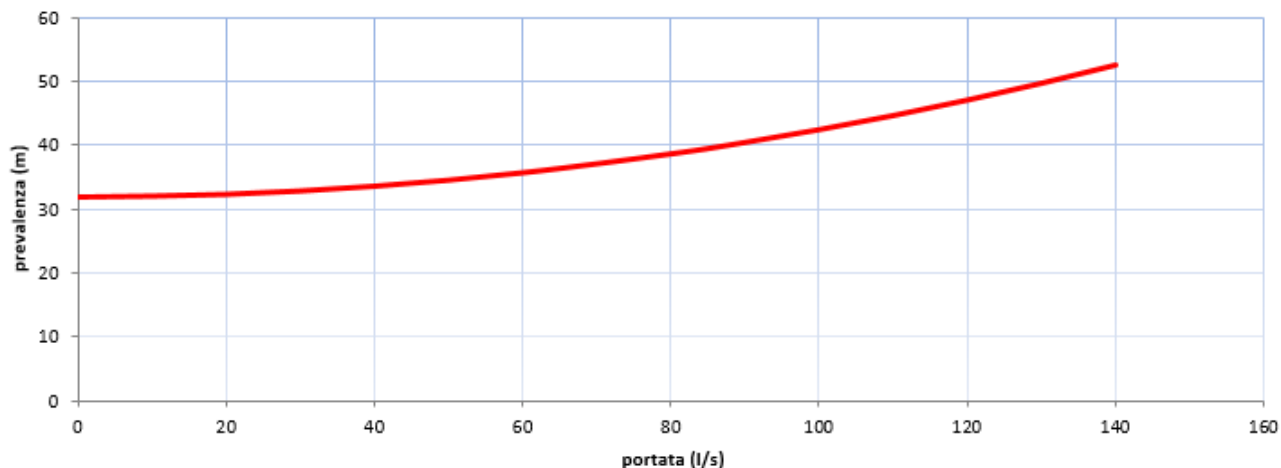


Figura 7 curva caratteristica dell'impianto

La sovrapposizione delle curve dell'impianto e del gruppo di pompaggio consente di individuare i punti di funzionamento dell'insieme pompaggio – condotta di mandata. La rappresentazione grafica permette immediatamente di valutare quali saranno le possibili condizioni di funzionamento in considerazione del numero di pompe in marcia.

Come si osserva dal grafico esiste la possibilità di mantenere in funzione una pompa singola o 2 pompe in parallelo in esercizio ordinario contemporaneo, con una portata (considerata alla frequenza di rotazione nominale) variabile da circa 65 l/s con una singola macchina a circa 100 l/s con 2 macchine.

### Punti di funzionamento su diagramma H/Q

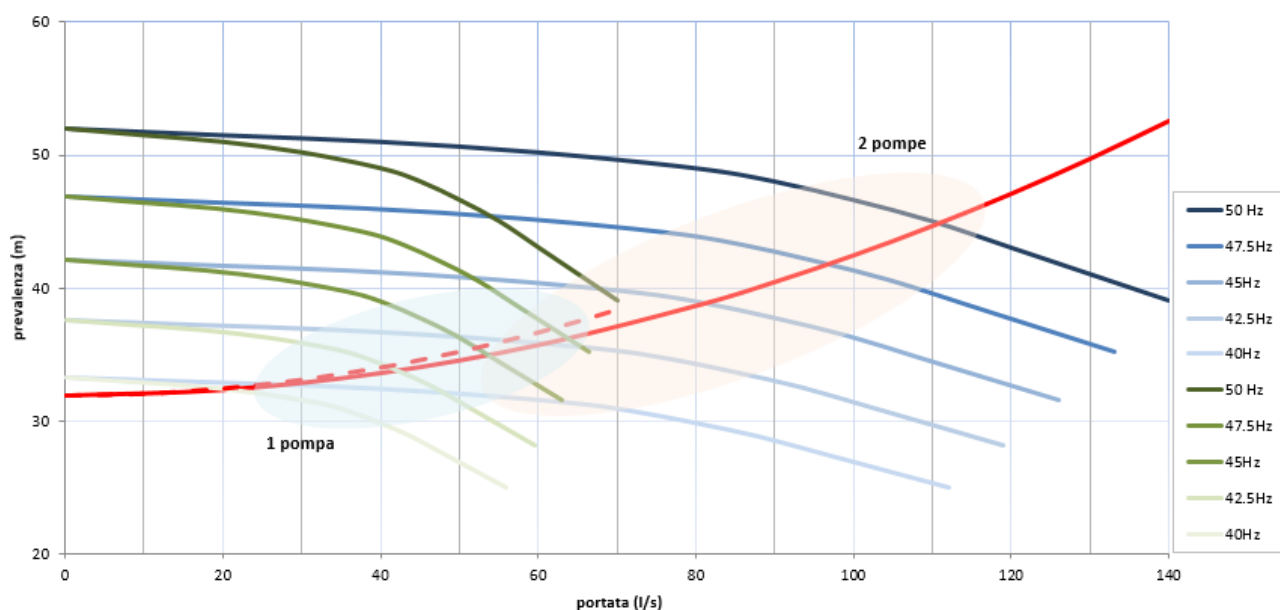


Figura 8 punto di funzionamento del sollevamento

## 4.5 Specifiche tecniche valvole di controllo aria

La valvola utilizzata nel presente progetto viene definita del tipo "dinamico". E' caratterizzata dalla presenza di un otturatore a diaframma che opera grazie al principio di pressioni uguali che agendo su superfici diverse producono forze diverse, che posizionano il diaframma in apertura o chiusura. In particolare si tratta di una valvola Normalmente Chiusa in condizioni di condotta sotto pressione, aprendosi solo nelle fasi di riempimento o svuotamento della condotta. L'assenza di classici galleggianti ne incrementa notevolmente l'affidabilità di funzionamento nel tempo, soprattutto in considerazione delle caratteristiche del fluido trasportato.

È una valvola a triplice funzione che permette:

- l'uscita di grandi volumi d'aria in fase di riempimento della condotta
- l'ingresso rapido di grandi volumi d'aria in fase di svuotamento delle condotte o per protezione dalle sottopressioni
- degasaggio della condotta durante la fase di normale funzionamento

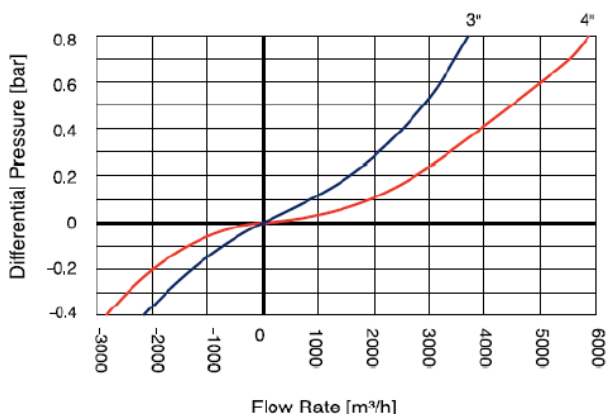
Dalle verifiche per il dimensionamento delle valvole di sfiato, è emersa la necessità di installare lungo i tratti di condotte oggetto del presente progetto apparecchiature avente diametro nominale DN 80. Considerato i volumi di fluido trasportato l'opportunità di utilizzare apparecchiature di piccolo diametro è legata alle caratteristiche prestazionali delle valvole scelte, con particolare riferimento al fatto che il diametro nominale dell'apparecchiatura coincide con quello delle luci di passaggio dell'aria e non della sola flangiatura.

L'intervallo di pressioni nel quale possono operare tali valvole è 0,2 – 16 bar e, a tal proposito, dai diagrammi di funzionamento delle suddette valvole è possibile dedurre che già in corrispondenza di un differenziale di pressione pari a 0,25 bar si ha che la DN 80 garantisce un minimo valore di portata d'aria (in ingresso o in uscita) pari a 1800 m<sup>3</sup>/h;

Le prestazioni indicate sono riferite alle due funzioni di ingresso e fuoriuscita di grosse quantità di aria durante le fasi di svuotamento e riempimento della condotta. Per quanto concerne la funzione di degasaggio, le valvole dovranno garantire le seguenti prestazioni:

- Area dell'orifizio  $\geq 12 \text{ mm}^2$
- Minimo valore di portata d'aria smaltita a 4 bar pari a 5,6 m<sup>3</sup>/h

**AIR & VACUUM FLOW RATE**



**AUTOMATIC AIR RELEASE FLOW RATE**

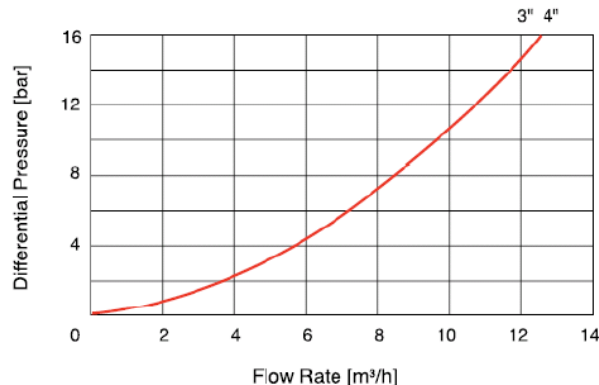


Figura 9- Diagrammi delle portate d'aria assicurate dalle valvole DN 80 (3" colore blu) e DN 100 (4" colore rosso) in condizioni di riempimento e svuotamento condotta (grafico di sinistra) e durante la fase di degasaggio (grafico di destra)

L'analisi dei fenomeni fisici che si generano nelle tre condizioni di esercizio di un impianto in pressione e la valutazione delle caratteristiche prestazionali delle valvole dimensionate, porta alle seguenti conclusioni:

- 1) In fase di riempimento della tubazione l'aria presente nella stessa scorre lungo la condotta ed entra nella valvola; la pressione della sacca d'aria agisce sulla superficie inferiore dell'otturatore portandolo in posizione di apertura dell'orifizio di grande sezione, permettendo così la fuoriuscita delle grandi portate d'aria viste in precedenza. Non a caso sono stati presi a riferimento i valori di portata in corrispondenza di bassi valori di  $\Delta P$ . Quando l'acqua raggiunge ed entra nella valvola di sfiato un piccolo volume di acqua fuoriesce insieme all'ultima frazione di aria espulsa dalla condotta, sfruttando così il principio di conservazione della quantità di moto, evitando ciò che accade nelle classiche valvole a galleggiante ovvero che l'arrivo dell'acqua causando la chiusura della valvola ne determina una variazione  $\Delta V$  della colonna d'acqua molto rapida che, per l'equazione di Allievi, dà origine alla sovrappressione e quindi a fenomeni di moto vario nella condotta. Parte dell'acqua che entra nella valvola passa al di sopra del diaframma della stessa e, per il principio della stessa pressione agente su superfici diverse, si verifica una risultante delle forze agenti sull'otturatore tali da determinarne una lenta chiusura. In questo caso essendo la  $\Delta V$  molto lenta non si verifica la sovrappressione.
- 2) In fase di svuotamento della condotta la pressione nella valvola si abbassa al di sotto del valore di pressione atmosferica. La pressione negativa, agendo sulle superficie dell'otturatore, permette allo stesso di portarsi in posizione di apertura garantendo l'ingresso di volumi d'aria sufficienti ad evitare all'interno della condotta l'instaurarsi di pericolose depressioni.

#### 4.6 Localizzazione e dimensionamento degli sfiati

Ai fini di una adeguata gestione dell'impianto, si sono utilizzati i seguenti criteri di posizionamento degli sfiati:

- una distanza mediamente pari a 0.9km (solo in un caso pari a 1.2 km, considerata la configurazione vincolata del profilo);
- la verifica in corrispondenza delle manovre di apertura degli scarichi;

Riassumendo quanto esposto finora, il corretto posizionamento, dimensionamento e scelta della tipologia delle valvole, garantisce:

- una maggiore efficienza della condotta dovuta alla limitazione dell'aria presente in condotta
- l'allungamento della vita utile della condotta per riduzione degli effetti dovuti alla corrosione della condotta per presenza di bolle d'aria
- l'allungamento della vita utile della condotta per riduzione degli effetti del colpo d'ariete
- il minore rischio di collasso della condotta dovuto a fenomeni di depressione in fase di svuotamento della condotta o al verificarsi della separazione della colonna d'acqua.

#### 4.7 Valvole di sezionamento ed organi di scarico

Il posizionamento delle valvole di sezionamento risponde ai criteri riportati nel seguito:

- distanza mediamente pari a 0.9km, eccezionalmente pari ad 1.2km
- facilità di accesso a partire dalla viabilità

Gli organi di sezionamento definiscono le lunghezze dei tronchi sui quali il gestore si troverà ad operare le manutenzioni (disinfezione, manovre di svuotamento/riempimento per riparazione di guasti). In tal senso, ad una maggior lunghezza dei tronchi corrisponde un maggior tempo necessario per l'esecuzione delle manutenzioni, almeno per quella parte legata alla gestione dell'acqua in fase di svuotamento e

riempimento. In considerazione di tali fattori, mediati dalle caratteristiche altimetriche del tracciato che contribuiscono in modo importante nella scelta del posizionamento di sfiati e scarichi, si è scelto in fase di progetto di limitare il numero dei sezionamenti di linea allo stretto necessario, introducendo talvolta alcuni scarichi di alleggerimento.

## 5 VERIFICHE IDRAULICHE SUGLI ORGANI PRESENTI PRESSO IL POTABILIZZATORE

### 5.1 Gruppi di rilancio in rete

Il nuovo impianto di potabilizzazione con annessi serbatoi alimenterà gruppi di pompe azionate da inverter comandato da sensore di pressione posizionato sulla mandata o, in un eventuale futuro, direttamente in rete

Ogni gruppo di pressurizzazione sarà costituito da n. 2 pompe con motore a secco verticali dimensionate per garantire:

- Impianto di pompaggio P1: portata  $Q=45$  l/s; prevalenza  $H = 4/4.5$  bar
- Impianto di pompaggio P2: portata  $Q = 60$  l/s; prevalenza  $H 8/8.5$  bar

Le valutazioni condotte hanno portato ad individuare le caratteristiche di progetto dei due gruppi di sollevamento.

### 5.2 Organi di scarico di emergenza

Ciascuna vasca è equipaggiata di uno sfioratore di emergenza a calice dimensionato per evacuare l'acqua in arrivo al serbatoio nel caso in cui, in condizioni di emergenza, il sistema d'interruzione delle alimentazioni non intervenga correttamente. Tale sistema, infatti, è normalmente concepito in modo tale da evitare spreco di risorsa al raggiungimento del massimo livello idrico in vasca. Un sistema di telecontrollo invia un segnale di livello alla centrale di controllo dell'impianto di sollevamento che riempie il serbatoio. Il raggiungimento di un livello di riempimento massimo comanda lo spegnimento delle pompe. Più in generale, il segnale di livello può essere utilizzato per impostare una strategia di accensione delle pompe collocate nel rilancio da lago e conseguentemente ottenerne un riempimento del serbatoio in modo da massimizzare la disponibilità della risorsa al serbatoio ed ottimizzare l'emungimento.

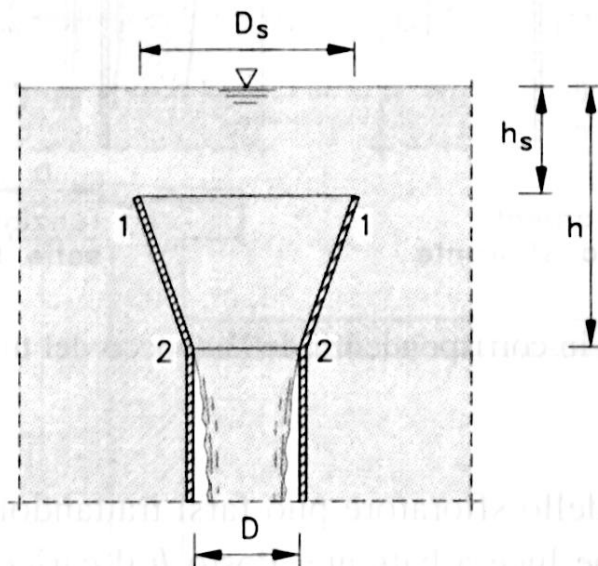
Non si può tuttavia escludere che possano presentarsi situazioni anomale, quali un difetto di trasmissione del segnale di telecontrollo o l'impossibilità di operare in condizioni di automazione, tali da comportare un eccessivo riempimento della vasca. Tali situazioni, aventi carattere eccezionale ed imprevisto, richiedono l'installazione di uno scarico di emergenza con funzionamento semplice e sicuro.

La situazione più sfavorevole è rappresentata dal caso in cui una sola vasca sia in servizio, non vi sia una significativa portata in uscita, i dispositivi di arresto dell'alimentazione non intervengano e tutta la portata defluisca così attraverso lo scarico di emergenza.

La portata massima in ingresso assunta è pari alla portata massima che può essere pompata dal sollevamento da lago, vale a dire  $Q_d \sim 0.110$  m<sup>3</sup>/s

È stato scelto di utilizzare uno sfioratore di superficie a calice per ciascuna delle semivasche: questa tipologia è di facile installazione e di manutenzione agevole, oltre ad avere un ottimo rendimento idraulico. Le grandezze di calcolo per sfioratore semplice a tubo ed a calice sono riportate nella figura seguente.





Il calcolo della portata evacuata si può effettuare trattando lo sfiatore a calice come una luce sotto battente.

Considerando:

- $D_s = 0.60\text{m}$       diametro del calice allo sfioro
- $D = 0.30\text{m}$       diametro della tubazione alla base del cono (inclinazione  $45^\circ$ )
- $h_s = 0.10\text{m}$       altezza d'acqua al di sopra della lama sfiorante

La portata defluente attraverso lo scarico viene espressa come:

$$Q = C_{qD} \cdot A \cdot \sqrt{2gh}$$

con:

- $h = 0.25\text{ m.}$  carico agente sulla base del cono
- $C_{qD} = 0,89.$  coefficiente di efflusso funzione di  $h, h_s, D, D_s$
- $A$       area della sezione utile del condotto di diametro  $D$

Si ottiene una portata massima defluente pari a  $Q = 0.139\text{ m}^3/\text{s} = Q_d$ , corrispondente ad un battente di 10 cm sul profilo di sfioro, con bocca di scarico funzionante a luce piena.

### 5.3 Sommersione della bocca di presa

La bocca di presa deve sempre risultare sommersa in modo tale da evitare l'ingresso di aria in tubazione. È necessario che in qualsiasi situazione non possa entrare aria in condotta. Soprattutto nel caso in oggetto, essendoci a valle della presa un gruppo di sollevamento, per evitare fenomeni di cavitazione delle giranti delle pompe, è necessario prevenire ingressi d'aria dalla bocca di presa.

La presa viene collocata in un pozzetto di dimensioni ridotte, di profondità sufficiente a garantire il rispetto della sommersione. La quota di minimo riempimento tende a coincidere con l'orlo superiore del pozzetto di presa; in questo modo si evita la presenza di volumi di accumulo considerevoli in vasca e non utilizzabili poiché collocati a livello inferiore al minimo.

L'altezza di sommersione è determinata a partire dal punto più alto della tubazione di presa in condizione di massima portata aspirata ed una sola vasca in funzione. L'espressione che individua l'altezza è:

$$S_{min} = 0.7 \times Q / d_{asp}^{1.5}$$

Considerata una massima portata in aspirazione derivante dalla somma delle capacità di sollevamento dei gruppi di pompaggio pari a  $Q = 0.110 \text{ mc/s}$  e dato un diametro della condotta di aspirazione pari a  $d_{asp} = 0.3 \text{ m}$ , ipotizzando entrambe le due vasche in esercizio, si ottiene un valore di sommersione richiesto pari a:

$S_{min} = 0.30 \text{ m}$ .

Il pozzetto di presa garantisce una sommersione minima pari a  $S = 0.49 \text{ m} > S_{min} = 0.30 \text{ m}$