

REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA

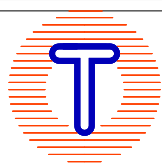


E.G.A.S. – SARDEGNA
ENTE DI GOVERNO DELL'AMBITO DELLA SARDEGNA

ABBANOVA S.p.A.

Gestore Unico del Servizio Idrico Integrato
della Regione Sardegna

SETTORE COMPLESSO GESTIONE ATTIVA PERDITE – U.B. RETI IDRICHE



On Technology S.R.L.

SEDE LEGALE: ROMA - Via Cola di Rienzo SEDE OPERATIVA: PORTO TORRES -
Via Fratelli Vivaldi n°24 Tel. 079516036 - 07951693 Fax. 079517142

SCHEMA N° 1 "VIGNOLA – CASTELDORIA – PERFUGAS"
PRGA REV.2006
DIRAMAZIONI PER SEDINI BULZI E PERFUGAS

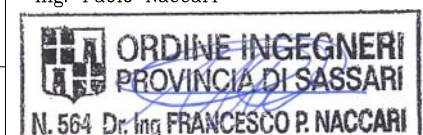
RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Serafino Meloni

PROGETTISTA:

Ing. Paolo Naccari

PROGETTO ESECUTIVO



COLLABORATORI:

Geom. Davide Depalmas
Ing. Lara Minnai

TAVOLA

5

RELAZIONE IDRAULICA

DATA : Settembre 2018 FILE:

REV.: 07

RELAZIONE CALCOLI IDRAULICI

Indice

1. PREMESSA	4
2. SITUAZIONE ATTUALE.....	4
2.1. Risorse e centri serviti	4
Tabella 1: Elenco utenze lungo la condotta per e da Monte Ultana	5
2.2. Infrastrutture esistenti	5
3. INQUADRAMENTO NEL N.P.R.G.A.....	5
Tabella 2: Riepilogo della popolazione centri urbani	6
4. SOLUZIONE PROGETTUALE.....	6
5. Determinazione della portata di progetto	7
5.1 Sedini	8
5.1.2. Case sparse e Lu Littigheddu	8
5.2 Bulzi	8
5.2.1 Case sparse	9
5.3 Laerru.....	9
5.3.1 Case sparse	9
5.4 Perfugas.....	10
Tabella 3: Riepilogo delle portate a carico del tratto di adduttrice in progetto	11
6. Stazione di sollevamento.....	11
7. Verifiche idrauliche.....	12
7.1 Calcolo perdite di carico e velocità.....	12
Tabella 4: Riepilogo perdite di carico e velocità della condotta	13

8.	Criteri di dimensionamento e verifica degli sfiati e degli scarichi lungo linea	14
8.1	Verifica degli scarichi	14
8.2	Verifica degli sfiati	16
8.3	Verifica colpo d'ariete	16
8.4	Dimensionamento organi di protezione.....	16
8.4.1	Dimensionamento della cassa d'aria.....	20
8.4.2	Dimensionamento apparecchiature a corredo	22

1. PREMESSA

A seguito di procedura aperta per la progettazione e l'esecuzione dei lavori inerenti: "Schema n. 1, Vignola, Casteldoria, Perfugas. Diramazioni per Sedini, Bulzi, Perfugas e Laerru" in data 23/04/2012 l'U.O. Appalti della società Abbanoa S.p.A., con nota n. 33590, comunicava l'aggiudicazione dell'appalto all'Impresa Turritana Costruzioni Generali s.r.l., pertanto in base all'art. 6 dello Schema di Contratto l'Impresa deve presentare il progetto esecutivo. Il sottoscritto Ing. Francesco Paolo Naccari, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Sassari al n. 564, è stato designato in fase di gara dall'Impresa aggiudicataria come tecnico incaricato della progettazione esecutiva.

I lavori sono finanziati con fondi derivanti dalla L.R. del 05/03/2008, N° 3 (D.G.R. 41/23 del 29/08/2008), per un importo pari a € 4.000.000,00.

Sono stati già redatti ed approvati i progetti preliminare e definitivo dell'intervento a firma dell'ing. Ugo Corda, ingegnere libero professionista, su incarico della società Abbanoa S.p.A.

Scopo dell'intervento è quello di approvvigionare i Comuni di Sedini, Bulzi e nel futuro, Laerru e Perfugas, dal nuovo impianto di potabilizzazione di "Pedra Majore".

Le ragioni che muovono il presente intervento sono dovute dalla necessità di sostituire condotte obsolete prevalentemente in cemento armato e con capacità di trasporto insufficiente rispetto alle richieste odierne.

2. SITUAZIONE ATTUALE

2.1. Risorse e centri serviti

Attualmente la necessità idrica dei centri abitati dei Comuni di Sedini e Bulzi, interessati dall'intervento progettuale, è soddisfatta dall'acquedotto dell'Anglona. In particolare lo stesso acquedotto approvvigiona, nel verso di percorrenza dell'acqua, i centri abitati e le rispettive frazioni, dei Comuni di Perfugas, Laerru, Bulzi e Sedini. Lungo tale acquedotto è presente il serbatoio di raccolta di Monte Ultana, che come già scritto in precedenza, serve i Comuni di Perfugas e Laerru. Di seguito si elencano i comuni e le rispettive frazioni approvvigionate dalle condotte attualmente esistenti (acquedotto dell'Anglona) nella zona interessata dall'intervento progettuale:

Sedini	Sedini	Perfugas	Perfugas
	Case sparse		Campudulimu
	Lu Littigheddu		Case sparse
			Falzittu
Bulzi	Bulzi		Littu Erede
	Case sparse		Lumbardu
			Modditonalza
Laerru	Laerru		Sa contra
	Case sparse		Sas contreddas
			Sas Tanchittas

Tabella 1: Elenco utenze lungo la condotta per e da Monte Ultana

2.2. Infrastrutture esistenti

L'acquedotto dell'Anglona utilizza sia l'acqua sorgiva (Sedini) sia l'acqua prelevata dai pozzi di Perfugas, necessaria per il fabbisogno idrico del Comune di Bulzi. A causa dell'orografia sfavorevole del centro abitato di Sedini, per garantire la distribuzione idrica in tutte le parti del perimetro urbano, sono presenti due impianti di sollevamento che inviano l'acqua a due serbatoi (Tremuntigi e Lu Padru), realizzati in posizione contrapposta all'interno del centro abitato. Un importante disservizio si verifica nelle giornate di pioggia, a causa della torbidità delle acque di pescaggio, provocando l'interruzione e/o diminuzione dell'approvvigionamento idrico nei paesi su citati e serviti dall'acquedotto dell'Anglona.

3. INQUADRAMENTO NEL N.P.R.G.A.

In seguito alla revisione e l'aggiornamento del Nuovo Piano Regolatore Generale degli Acquedotti della Sardegna, ultimato dall'ESAF nel 2005 ed approvato e pubblicato nel 2006 dalla Regione Autonoma della Sardegna, i Comuni interessati dall'intervento progettuale rientrano nello Schema 1 - "VIGNOLA-CASTELDORIA-PERFUGAS" - Diramazione per Sedini, Bulzi e Perfugas. Nella precedente edizione del N.P.R.G.A., l'intervento era inserito nello Schema idrico N° 4 del su citato piano. Il presente Schema idrico N° 1 è articolato in un unico ramo uscente dal nuovo impianto di potabilizzazione di Pedra Maggiore posto in

località omonima nel territorio comunale di Sedini. Dall'impianto, attraverso la diramazione di cui alla progettazione in esame, s'intende alimentare i Comuni, con le rispettive frazioni e case sparse, di Sedini e Bulzi ed il serbatoio esistente di Monte Ultana. Come già ribadito, in questo progetto non saranno contemplate le opere per l'approvvigionamento per i Comuni di Perfugas e Laerru. E' però importante conoscere il loro fabbisogno idrico, per un corretto dimensionamento dell'opera in progetto, che così in futuro non risulterà sottodimensionata. A tal proposito di seguito vengono indicate le popolazioni (dai dati del censimento ISTAT 2011) e le portate erogate allo stato attuale nei centri oggetto dell'intervento progettuale:

CENTRI SERVITI		POPOLAZIONE (ISTAT 2011)	PORTATA (l/s)
DENOMINAZIONE	SCHEMA		
SEDINI	4	1.381	5,83
BULZI	4	529	2,74
LAERRU	4	888	4,97
PERFUGAS	4	2.371	17,99

Tabella 2: Riepilogo della popolazione centri urbani

Complessivamente la popolazione servita all'anno 2041 è stimata (compresi i Comuni di Laerru e Perfugas), in 8.097 unità, di cui 6.755 residenti e 1.342 fluttuanti stagionali. La portata erogata prevista è pari a circa 33,72 l/s.

4. SOLUZIONE PROGETTUALE

L'obiettivo principale della progettazione in esame è quello di utilizzare l'acqua proveniente dall'impianto di potabilizzazione di Pedra Majore a discapito dell'attuale utilizzo dell'acqua dei pozzi. Dall'impianto di potabilizzazione esistente di "Pedra Majore", con una condotta premente in ghisa sferoidale DN 250 s'intende inviare l'acqua in un serbatoio di nuova realizzazione, situato in località Lu Littigheddu (non nel presente progetto). Da tale punto la condotta servirà a gravità in successione i centri di Sedini (con relativi serbatoi), Bulzi per terminare nel serbatoio di Monte Ultana. Inoltre in sostituzione del pozzetto piezometrico, su indicazione del committente, si realizzerà un serbatoio in località Lu Littigheddu, avente la capacità di 1000 mc (non in questo progetto). Tale scelta di posizionamento del manufatto consentirà di far

funzionare il tratto di condotta a valle, interamente a gravità, eliminando alcuni impianti di sollevamento esistenti nei centri da servire, con risparmi energetici, di manutenzione e logistici per la società. Dal serbatoio, la condotta, sempre in ghisa sferoidale DN 250 prosegue in direzione di Sedini, ricongiungendosi con il tracciato previsto in sede di progetto definitivo, seguendolo senza significativi scostamenti fino al serbatoio di Monte Ultana. Lungo tale percorso saranno previste diverse diramazioni, per alimentare i serbatoi esistenti di Lu Padru e Tremuntigi nel comune di Sedini, e altre due per alimentare il serbatoio di Bulzi e un partitore nello stesso paese, tutte realizzate con tubazione in ghisa sferoidale DN 125 mm. Il diametro della condotta principale, dopo il partitore di diramazione per il serbatoio Tremuntigi, viene ridotto da un DN 250 ad un DN 200, diametro che si utilizzerà fino al serbatoio di Monte Ultana.

Si riporta nella figura qui sotto uno schema dell'acquedotto:

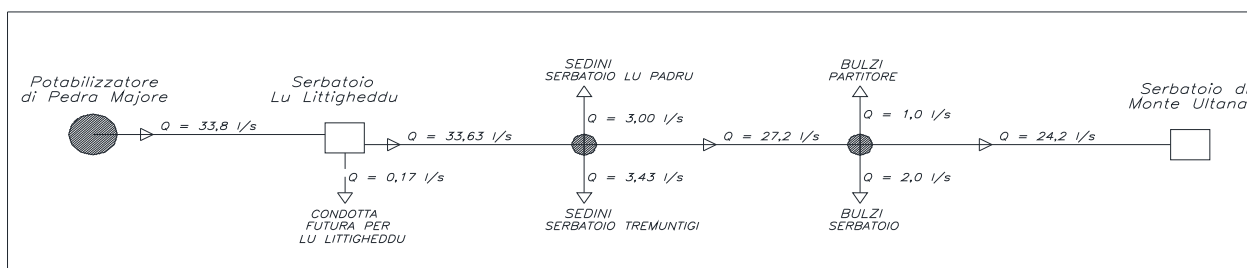


Figura 1: Schema di erogazione per il tratto di adduttrice in progetto

5. Determinazione della portata di progetto

Il calcolo è stato effettuato in base alle prescrizioni del Nuovo Piano Regolatore Generale degli Acquedotti, rev. 2006, orientando i dimensionamenti all'orizzonte temporale del 2041, ultimo anno in cui sono disponibili le stime di crescita della popolazione residente e di quella fluttuante. È da rimarcare che la diramazione è stata progettata in modo tale da convogliare al serbatoio di estremità di "Monte Ultana" la portata necessaria a garantire l'approvvigionamento sia dei centri denominati "Sedini" e "Bulzi" e, in un prossimo futuro, sia dei centri di "Laerru" e "Perfugas".

Per la determinazione del fabbisogno dei vari centri urbani è necessario conoscere l'entità di popolazione residente e fluttuante all'anno di riferimento. Tale valore andrà moltiplicato per la relativa dotazione unitaria (in l/ab*g) riferita al giorno di massimo consumo su base annua.

In particolare per centri con meno di 5.000 abitanti, come sono i centri di prelievo lungo la condotta in progetto, il valore della dotazione unitaria è fissata in 350 l/(ab g), ed è ottenuta come segue:

$$D_g = D_{ma} \times C_m \times C_g = 235 \times 1,30 \times 1,15 = 351,25 \approx 350 \text{ l/(ab g)}$$

dove D_{max} è la dotazione media annua espressa in l/(ab g), C_m e C_g sono i coefficienti di punta mensile e giornaliero fissati nel Piano e variabili in funzione del numero di abitanti.

L'adduttrice, con partenza dall'impianto di potabilizzazione di Pedra Majore, dovrà convogliare al serbatoio di estremità di "Monte Ultana" la portata necessaria a garantire l'approvvigionamento dei centri denominati "Sedini", "Bulzi", ed in un prossimo futuro, di "Laerru" e "Perfugas".

Si riporta di seguito il dimensionamento delle portate di progetto per ciascuna utenza principale.

5.1 Sedini

Fanno parte del centro denominato "Sedini" il paese stesso e le zone di Lu Littigheddu e alcune case sparse.

Si prevede un numero di abitanti residenti pari a 1.439 unità. Ne consegue una portata:

$$Q_1 \text{ [l/s]} = D_{ot} \text{ [l/ab g]} \times \text{popol./86400 [sec]} = 350 \times 1.439/86400 = 5,829 \text{ l/s}$$

Non è prevista nessuna popolazione turistica.

5.1.2. Case sparse e Lu Littigheddu

Si prevede un numero complessivo di abitanti residenti al 2041, pari a 104 unità. Ne consegue una portata:

$$Q_2 \text{ [l/s]} = D_{ot} \text{ [l/ab g]} \times \text{popol./86400 [sec]} = 350 \times 104/86400 = 0,421 \text{ l/s}$$

Non è prevista nessuna popolazione turistica.

In definitiva, la portata da erogare al centro denominato "Sedini" è dunque:

$$Q_T = Q_1 + Q_2 = 5,829 \text{ l/s} + 0,421 \text{ l/s} = 6,25 \text{ l/s}$$

Per tenere conto di eventuali perdite lungo linea la portata è stata incrementata del 5%. I calcoli quindi sono stati sviluppati per 6,60 l/s. Il volume medio del giorno di massimo consumo trasferito al serbatoio è pari a 208.137,70 m³/anno e 570,24 m³/giorno.

5.2 Bulzi

Si prevede un numero di abitanti residenti pari a 676 unità. Ne consegue una portata:

$$Q_1 [l/s] = \text{Dot} [l/ab \text{ g}] \times \text{popol.}/86400 [\text{sec}] = 350 \times 676/86400 = 2,738 \text{ l/s}$$

Non è prevista nessuna popolazione turistica.

5.2.1 Case sparse

Si prevede un numero complessivo di abitanti residenti al 2041, pari a 13 unità. Ne consegue una portata:

$$Q_2 [l/s] = \text{Dot} [l/ab \text{ g}] \times \text{popol.}/86400 [\text{sec}] = 350 \times 13/86400 = 0,053 \text{ l/s}$$

Non è prevista nessuna popolazione turistica.

In definitiva, la portata da erogare al centro denominato "Bulzi" è dunque:

$$Q_T = Q_1 + Q_2 = 2,738 \text{ l/s} + 0,053 \text{ l/s} = 2,791 \text{ l/s}$$

Per tenere conto di eventuali perdite lungo linea la portata è stata incrementata del 5%. I calcoli quindi sono stati sviluppati per 3,00 l/s. Il volume medio del giorno di massimo consumo trasferito al serbatoio è pari a 94.608 m³/anno e 259,20 m³/giorno.

5.3 Laerru

Si prevede un numero di abitanti residenti pari a 1.227 unità. Ne consegue una portata:

$$Q_1 [l/s] = \text{Dot} [l/ab \text{ g}] \times \text{popol.}/86400 [\text{sec}] = 350 \times 1.227/86400 = 4,970 \text{ l/s}$$

Non è prevista nessuna popolazione turistica.

5.3.1 Case sparse

Si prevede un numero complessivo di abitanti residenti al 2041, pari a 19 unità. Ne consegue una portata:

$$Q_2 [l/s] = \text{Dot} [l/ab \text{ g}] \times \text{popol.}/86400 [\text{sec}] = 350 \times 19/86400 = 0,077 \text{ l/s}$$

Non è prevista nessuna popolazione turistica.

In definitiva, la portata da erogare al centro denominato "Laerru" è dunque:

$$Q_T = Q_1 + Q_2 = 4,970 \text{ l/s} + 0,077 \text{ l/s} = 5,047 \text{ l/s}$$

Per tenere conto di eventuali perdite lungo linea la portata è stata incrementata del 5%. I calcoli quindi sono stati sviluppati per 5,30 l/s. Il volume medio del giorno di massimo consumo trasferito al serbatoio è pari a 167.140,80 m³/anno e 457,92 m³/giorno.

5.4 Perfugas

Si prevede un numero di abitanti residenti pari a 2.678 unità. Ne consegue una portata:

$$Q_1 \text{ [l/s]} = \text{Dot [l/ab g]} \times \text{popol./86400 [sec]} = 350 \times 2.678/86400 = 10,848 \text{ l/s}$$

Si prevede una popolazione turistica pari a 1.342 unità. La dotazione per il giorno di massimo consumo per la popolazione turistica è fissata dal N.P.R.G.A. pari a 460 l/(ab g). Ne consegue una portata:

$$Q_2 \text{ [l/s]} = \text{Dot [l/ab g]} \times \text{popol./86400 [sec]} = 460 \times 1.342/86400 = 7,145 \text{ l/s}$$

In definitiva, la portata da erogare al centro denominato "Perfugas" è dunque:

$$Q_T = Q_1 + Q_2 = 10,848 \text{ l/s} + 7,145 \text{ l/s} = 17,993 \text{ l/s}$$

Per tenere conto di eventuali perdite lungo linea la portata è stata incrementata del 5%. I calcoli quindi sono stati sviluppati per 18,90 l/s. Il volume medio del giorno di massimo consumo trasferito al serbatoio è pari a 596.030,40 m³/anno e 1.632,96 m³/giorno.

In definitiva, si ottiene infine una portata totale da convogliare dal potabilizzatore di Pedra Maggiore:

$$Q_{g_tot} = 6,60 \text{ l/s} + 3,00 \text{ l/s} + 5,30 \text{ l/s} + 18,90 \text{ l/s} = 33,80 \text{ l/s}$$

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa di tutti i calcoli appena descritti:

Denominazione	Centri serviti	Portata richiesta in l/s	Con incremento del 5%
Sedini	Sedini	5.83	6.12
	Case sparse	0.21	0.22
	Littigheddu	0.17	0.18
	Tot.	6.22	6.60
Bulzi	Bulzi	2.74	2.88
	Case sparse	0.05	0.05
	Tot.	2.78	2.92

Laerru	Laerru	4.97	5.22
	Case sparse	0.07	0.07
	Tot.	5.04	5.30
Perfugas	Perfugas	17.99	10.85
	Tot.	17.99	18.90

Tabella 3: Riepilogo delle portate a carico del tratto di adduttrice in progetto

6. Stazione di sollevamento

I calcoli sono stati sviluppati ipotizzando per le tubazioni un diametro nominale di 250 mm, in coerenza con le indicazioni del Committente. Verificando il tracciato si è rilevata la necessità di realizzare in prossimità dell' impianto di potabilizzazione di Pedra Majore, una stazione di sollevamento che consenta di avere un carico piezometrico necessario per far arrivare la risorsa sia direttamente al serbatoio di testata di Monte Ultana al termine dell'adduttrice in progetto. L'analisi del tracciato e delle strutture esistenti, ha suggerito di impiegare come sito d'installazione l'area dello stesso impianto di potabilizzazione, in prossimità delle vasche, in modo da utilizzarle come vasche di aspirazione, ed inoltre, alloggiare le nuove elettropompe nei locali della camera di manovra esistente.

In questo progetto, nel quale non è prevista la costruzione del serbatoio di Lu Littigheddu, l'alimentazione dei centri avviene direttamente dal pompaggio previsto nell'impianto di Pedra Majore senza disconnessione.

Il dimensionamento idraulico delle condotte è stato eseguito con i dati di portata precedentemente indicati, esprimendo le equazioni delle perdite di carico con la 2^a formula di Chezy-Bazin che fornisce per la cadente il valore:

$$J = \frac{Q^2}{\chi^2 A^2 R}$$

con:

$$\chi = \frac{87\sqrt{R}}{\gamma + \sqrt{R}}$$

γ 0,16 per le condotte in ghisa;

A rappresenta l'area della sezione idraulica della tubazione ed R il raggio idraulico pari a D/4.

La perdita di carico complessiva è dato dalla perdita di carico di ciascun tratto, data dalla sommatoria dei prodotti:

$$\Delta H = \sum (\Delta H)_i = \sum (J \times L)_i$$

con L lunghezza della tratto considerato.

Analizzando il profilo longitudinale del tracciato affinché non vi siano punti in depressione o con quota piezometrica inferiore a 2,00 m sopra il piano di campagna, considerando le curve caratteristiche di alcune elettropompe presenti in commercio e per tenere conto delle perdite concentrate, si è scelto per la prevalenza totale di progetto il valore di 280 m. Si valuta la potenza necessaria per il funzionamento dell'elettropompa con la formula:

$$W = (9,81 \times Q \times \Delta H) / \eta = 123,79 \text{ KW}$$

Dove tale risultato si è ottenuto con:

$$\text{Portata: } Q = 33,8 \text{ l/s} = 0,0338 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Prevalenza: } \Delta H = 280 \text{ m}$$

$$\text{Rendimento: } \eta = 0,75$$

Si prevede l'impiego di elettropompe centrifughe ad asse orizzontale della potenza di 123,79 KW e prevalenza 280 m, con funzionamento variabile tra 16 e 24 ore giornaliere.

7. Verifiche idrauliche

7.1 Calcolo perdite di carico e velocità

Il calcolo della condotta è stato effettuato, per ciascun tratto del tracciato, con le equazioni del moto di correnti in pressione, adottando per la valutazione delle perdite di carico continue la seconda formula di Chezy-Bazin, da cui ne derivano i seguenti dati:

Tratto		Q(m ³ /s)	D(m)	J(m/m)	L (m)	J*L(m)	V(m/s)
Pedra Majore	Pozzetto Lu Littigheddu	0.0338	0.250	0.002696	5.814,54	15,68	0,689
Pozzetto Lu Littigheddu	Partitore Lu Padru	0.0336	0.250	0.002669	1.639,99	4,38	0,684
Partitore Lu Padru	Serbatoio Lu Padru	0.0030	0.125	0.000917	1.469,62	1,35	0,244
Partitore Lu Padru	Partitore Tremuntigi	0.0306	0.250	0.002214	781.83	1,73	0,623
Partitore Tremuntigi	Serbatoio Tremuntigi	0.0034	0.125	0.001199	231.13	0,28	0,279
Partitore Tremuntigi	Serbatoio Bulzi	0.0272	0.200	0.005830	1.709,76	9,97	0,866
Serbatoio Bulzi	Serbatoio Monte Ultana	0.0242	0.200	0.004615	2.328.44	10,75	0,770

Tabella 4: Riepilogo perdite di carico e velocità della condotta

Dalla tabella qui sopra possiamo osservare anche i valori della velocità dell'acqua che si possono ritenere soddisfacenti, in quanto sono compresi nell'intervallo $0,25 < V < 2,00$ m/s.

Come è evidente dalla tavola n° 26 "Profilo schematico", la piezometrica in condizioni dinamiche, della condotta in progetto si trova lungo tutto il tracciato almeno 5,00 m sopra il terreno: il punto più vicino al terreno si trova alla sezione P.313 in cui il carico piezometrico è pari a 30,87 m (condizioni dinamiche). Non si hanno così tratte in depressione, aspetto molto importante negli acquedotti, che permette di evitare che, a causa delle inevitabili lesioni della tenuta dei giunti, vi sia introduzione di acqua di falda entro le tubazioni.

	Quota terreno [m]	Pressione [m]	Piezometrica [m]
Pedra Majore	125,00	280,00	405,00
Pozzetto Lu Littigheddu	348,52	37,36	389,31
Partitore Lu Padru	352,89	31,63	384,82
Serbatoio Lu Padru	365,00	18,47	383,47
Partitore Tremuntigi	332,00	51,20	383,20
Serbatoio Tremuntigi	362,00	20,92	382,92
Serbatoio Bulzi	254,00	119,20	373,20
Partitore Bulzi	228,00	143,86	371,86
Serbatoio Monte Ultana	232,00	130,50	362,50

8. Criteri di dimensionamento e verifica degli sfiati e degli scarichi lungo linea

8.1 Verifica degli scarichi

Si riportano di seguito i criteri da adottarsi nella definizione della procedura di scarico delle condotte.

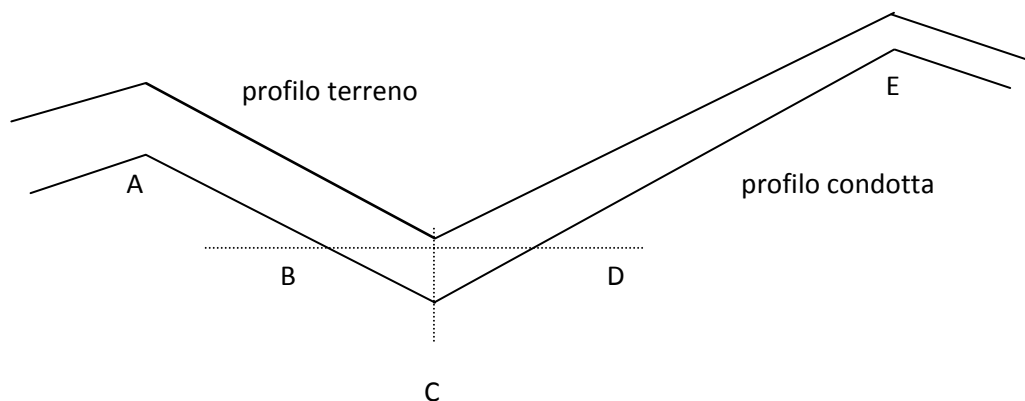
Facendo riferimento allo schema generale in figura, si ha che:

- nel caso che in C sia posto uno scarico libero, alla sua apertura si svuotano a gravità i tratti AC e EC;
- nel caso che in C sia posto uno scarico riportato in superficie, alla sua apertura si svuotano a gravità i tratti AB e ED, mentre i tratti BC e DC vanno svuotati con l'ausilio di una motopompa.

Poiché comunque, come criterio generale, lo svuotamento completo della condotta non viene effettuato aprendo contemporaneamente tutti gli scarichi, ma viene invece effettuato per tratte successive, si riportano i criteri cui dovranno uniformarsi le procedure di svuotamento, definendo quindi la sequenza di apertura dei vari scarichi e perciò le tratte di condotta che si vuole svuotare attraverso ciascuno scarico.

Si dovrà calcolare:

- il tempo necessario allo svuotamento a gravità delle tratte che si vogliono svuotare tramite lo scarico che si considera aperto;
- il tempo di funzionamento necessario a una motopompa inserita nei vari scarichi, che si suppone emunga una portata costante di 5 l/s, per svuotare le tratte di condotte che non si svuotano a gravità;
- la massima portata d'acqua scaricata a gravità dagli scarichi durante lo svuotamento della condotta, valore da cui dipende la verifica degli sfiati predisposti nei punti alti del tracciato.



Il criterio è quello di considerare la tratta di condotta afferente allo scarico come un serbatoio di sezione circolare che si vuoti da una luce di Venturi (cioè con tubo addizionale esterno, che consente alla vena effluente di riattaccarsi alla parete del tubo dopo la sezione contratta cosicché l'efflusso avviene a bocca piena) di superficie A pari all'area della tubazione di scarico e posta nella estremità inferiore del serbatoio. Si ha così che la portata scaricata, la quale diminuisce al diminuire del carico h sul baricentro della sezione di sbocco, può esprimersi

$$(1) \quad Q = \mu * A * \sqrt{2 * 9.81 * h}$$

in cui μ è il coefficiente di efflusso a cui, per la luce di Venturi, la letteratura assegna il valore sperimentale di 0.8.

Si considera poi la nota equazione, relativa a un intervallo infinitesimo del processo di svuotamento,

$$(2) \quad -\Sigma * dh = Q * dt$$

nella quale in questo caso per Σ si intende l'area, relativa a quell'intervallo infinitesimo, della sezione orizzontale del serbatoio fittizio precedentemente introdotto. Poiché deve essere

$$(3) \quad \Sigma * H = \Omega * L$$

in cui

H è la differenza di quota tra l'estremo superiore e l'estremo inferiore della tratta in esame;

Ω è l'area della sezione della condotta;

L è la lunghezza complessiva della tratta che si assimila al suaccennato serbatoio fittizio,

si ha

$$(3)' \quad \Sigma = \frac{\Omega * L}{H}$$

Introducendo nella (2) la (3)' e la (1) ed integrando tra l'istante iniziale $t = 0$ in cui $h = H$ e l'istante $t = T$ in cui $h = 0$ si ottiene la

$$(4) \quad T = \frac{\Omega * L}{D_s^2 * \sqrt{H}} * \frac{1}{\mu * \frac{3.14}{8} * \sqrt{2 * 9.81}}$$

in cui D_s è il diametro della tubazione di scarico.

La (4) consente il calcolo del tempo necessario allo svuotamento a gravità, sino all'annullarsi del carico idrico h .

8.1 Verifica degli sfiati

Il controllo delle operazioni di evacuazione ed immissione di aria in condotta è necessario per avere la sicurezza di un buon funzionamento di una rete di adduzione in pressione. Questo controllo viene ottenuto tramite l'inserzione di sfiati in numero e posizioni opportune.

La fase di riempimento della condotta è notoriamente molto delicata e spesso complessa, per la estrema attenzione che va riservata ad evitare eventuali residui d'aria in condotta, i quali durante la messa in esercizio possono ostacolare il funzionamento nonché portare a pericolosi effetti di moto vario. Gli sfiati scelti sono comunque in grado di evacuare portate d'aria molto grandi, ed in ogni caso durante il riempimento l'insorgenza di qualsiasi complicazione sarà scongiurata aprendo adeguatamente le saracinesche poste sui tronchetti di derivazione accoppiati agli sfiati.

Per quanto concerne lo svuotamento, normalmente si procede fissando il massimo valore accettabile della depressione (rispetto alla pressione atmosferica) che si manifesta in condotta.

8.3 Verifica colpo d'ariete

Per valutare la necessità o meno di utilizzare dispositivi per la protezione dal colpo d'ariete, è opportuno procedere alla verifica della condotta premente.

Il calcolo verrà effettuato utilizzando i seguenti dati:

Velocità della corrente all'istante t_0	$v_0=0,688568$	[m/s]
Lunghezza della condotta	$L_c=12.274,56$	[m]
Accelerazione di gravità	$g=9,807$	[m/s ²]
Diametro della condotta	$D_t=250$	[mm]

Spessore della condotta	$\epsilon_t=5,20$	[mm]
Modulo di comprimibilità isoentropica dell'acqua	$\epsilon_a=2 \times 10^9$	[Pa]
Densità del fluido	$\rho=1.000$	[g/l]
Modulo di elasticità della condotta	$E=1,05 \times 10^{11}$	[Pa]

Preliminarmente viene calcolata la celerità di propagazione dell'onda di pressione nella condotta secondo la formula:

$$c_i = \frac{\sqrt{\frac{\epsilon_a}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{D_t \times \epsilon_a}{e_t \times E}}} \quad [\text{m/s}]$$

Sostituendo i valori si ottiene un valore di:

$$c_i = 1.021,75 \quad [\text{m/s}]$$

Con il valore della celerità, la durata di fase della condotta è pari a:

$$\theta = 2 \times \frac{L_c}{c_i} = 24,03 \quad [\text{s}]$$

In caso di una manovra di chiusura lenta la sovrappressione in condotta avrà un valore pari a:

$$\Delta p = \frac{c_i \times V_0}{g} = 71,73 \quad [\text{m}]$$

Dai calcoli delle sovrappressioni per brusche manovre indicati precedentemente, si arriva quindi ad una sovrappressione massima di 71,73 m che, sommata alla pressione massima di esercizio proprio all'uscita dell'impianti di sollevamento di 280 m, porta ad una pressione massima di 351,73 m ancora inferiore ai 400 m che possono sopportare i tubi in ghisa sferoidale C40.

Ma le disposizioni dettate dal D.M. LL.PP. del 12/12/1985 (G.U. 13/3/1986 n.61) recante le normative tecniche per le tubazioni, forniscono disposizioni circa i valori limite ammissibili dalle sovrappressioni dinamiche di colpo di ariete, indipendentemente dalla tipologia delle tubazioni impiegate, in funzione della pressione idrostatica.

Qualora le sovrappressioni superino i valori dettati dalla tabella, dovranno essere adottati tutti quegli accorgimenti possibili per riportare il valori di sovraccarico entro i limiti prefissati.

	Pressione Kg/cm ²			
Pressione idrostatica sino a	6	6-10	10-20	20-30
Sovrappressione di colpo d'ariete massima ammissibile	3	3-4	4-5	5-6

Nel nostro caso la pressione idrostatica in condotta, nel tratto più sollecitato, è pari a 280 m ossia 28 Kg/cm² e quindi compreso tra i 20 e i 30 Kg/cm².

In questo intervallo la sovrappressione massima di colpo d'ariete ammissibile è compresa tra i 5 e 6 Kg/cm², pertanto inferiore al valore ricavato sopra e pari a 7,17 Kg/cm².

Soffermandoci sulle sovrappressioni di colpo d'ariete e, in particolare, sulla curva inviluppo¹ di dette sovrappressioni (negative e positive), dall'analisi del profilo schematico si osserva che dalla sezione P.168 alla sezione 121, la sovrappressione di ritorno verso il serbatoio incontra e attraversa il terreno portando in depressione la condotta avendo, pertanto, una situazione non accettabile. E', quindi, obbligatorio intervenire a valle dell'impianto di sollevamento di Pedra Maggiore con l'installazione di una o più valvole anticipatrici di colpo d'ariete che riducano il ΔP a non più di 20 m (in colonna d'acqua) e valutare l'inserimento nel serbatoio di Monte Ultana di una idrovalvola che preservi la condotta da svuotamenti o moti a canaletta che potrebbero instaurarsi in una condotta così realizzata.

Pertanto occorre impiegare valvole anti colpo d'ariete che, tarate opportunamente, andranno a ridurre le sovrappressioni dovute al brusco arresto delle pompe di sollevamento riportandole entro i limiti sopportabili dalle condotte.

Le condotte che si andranno a installare saranno del tipo Saint-Gobain PAM NATURAL C40 (PFA 40 bar e PMA 48 bar) realizzate in conformità con la Norma UNI EN 545:2010, con protezione esterna attiva di ultima generazione di zinco-alluminio; la protezione interna standard dei tubi NATURAL consiste in malta di

¹ La parte iniziale della curva inviluppo è stata calcolata con la formula di Michaud.

cemento di altoforno, applicata attraverso un processo di centrifugazione e prodotta con acqua potabile (conforme alla Direttiva Europea GB/33/CEE).

Per quanto riguarda le pressioni di collaudo si farà riferimento al Decreto Min. Lav. Pubblici del 12.12.1985 che fissano i valori di pressione da prendere come riferimento per dare la condotta collaudata.

Per quanto riguarda le diramazioni per "Lu Padru" e "Tremuntigi", in maniera del tutto analoga al procedimento esposto sopra, si è proceduto al calcolo delle sovrappressioni di colpo d'ariete per le due diramazioni. Lo svolgimento dei calcoli ha portato ai seguenti risultati:

- Diramazione Lu Padru: 27,87 m (2,79 kg/cm²)
- Diramazione Tremuntigi: 32,52 m (3,25 kg/cm²)

Tenuto conto delle caratteristiche della tubazione e della tabella riportata nella pagina precedente, non si ha necessità di intervenire con apparecchiature che riportino le sovrappressioni entro i limiti indicati.

8.4 Dimensionamento organi di protezione

Nel paragrafo precedente si è verificato che la condotta è soggetta a fenomeni di colpo d'ariete e che queste sovrappressioni risultano essere superiori a quelle assorbibili dalla condotta, così come riportato nel Decreto Min. Lav. Pubblici del 12.12.1985. E' quindi obbligatorio procedere con il dimensionamento e l'installazione di tutta una serie di dispositivi, a funzionamento autonomo e automatico, che anticipino e assorbano le sovrappressioni che si propagheranno all'interno della condotta a seguito di uno stop improvviso delle pompe di sollevamento installate nel potabilizzatore di Pedra Majore.

Le apparecchiature proposte sono di due tipi:

- Una cassa d'aria;
- Un sistema composito di valvole e sfiati per anticipare e assorbire la sovrappressione di colpo d'ariete.

La cassa d'aria, realizzata in acciaio, interverrà nei primi istanti di blocco del sistema di sollevamento, fornendo alla condotta quel deficit di fluido conseguente allo stop; il sistema composito di valvole e sfiati interverrà successivamente (con tempi di intervento nell'ordine dei secondi) e avrà lo scopo di agire sia sui volumi d'acqua in eccesso (valvola anticipatrice) propri di una sovrappressione positiva, che sul deficit/richiesta d'aria della condotta (sfiato a triplice funzione).

Allo stesso tempo, per proteggere sia tutta la condotta che il corretto trasporto dell'acqua (evitando soprattutto depressioni negative in condotta), si prevedrà di installare uno sfiato a metà condotta e una valvola di sostegno della pressione allo sbocco nel serbatoio di Monte Ultana che, evitando il deflusso incontrollato dell'acqua, mantenga la pressione all'interno della condotta su valori positivi.

8.4.1 Dimensionamento della cassa d'aria

La cassa d'aria viene posizionata a valle delle pompe nel senso del flusso ascendente in derivazione sulla condotta di mandata e permette di far avvenire il processo di moto vario solo nel tratto camera-condotta. La cassa d'aria è un contenitore di forma cilindrica contenente, nella parte superiore, aria in pressione. L'aria presente nella cassa consente di trasformare l'energia cinetica della colonna liquida in energia elastica.

Trascurando la deformabilità delle pareti della condotta e la comprimibilità del liquido, si considera esclusivamente il fenomeno di oscillazioni di massa.

Il dimensionamento verrà effettuato facendo ricorso alla trattazione di Evangelisti.

Dati di dimensionamento:

- D Diametro condotta:	250	[mm]
- ω Area condotta:	0,0491	[m ²]
- L Lunghezza condotta:	12.274,56	[m]
- v_0 Velocità:	0,689	[m/s]
- Q Portata:	0,0338	[m ³ /s]
- H_g Prevalenza geodetica:	280,00	[m]
- Y_s Carico statico assoluto:	290,33	[m]
- c Celerità:	1.021,75	[m/s]
- Z_{max} :	35,881	[m]

Con i dati qui sopra si procede con il dimensionamento della cassa d'aria. Ricordando l'abaco di Evangelisti, si calcolano le perdite di carico distribuite lungo tutta la condotta:

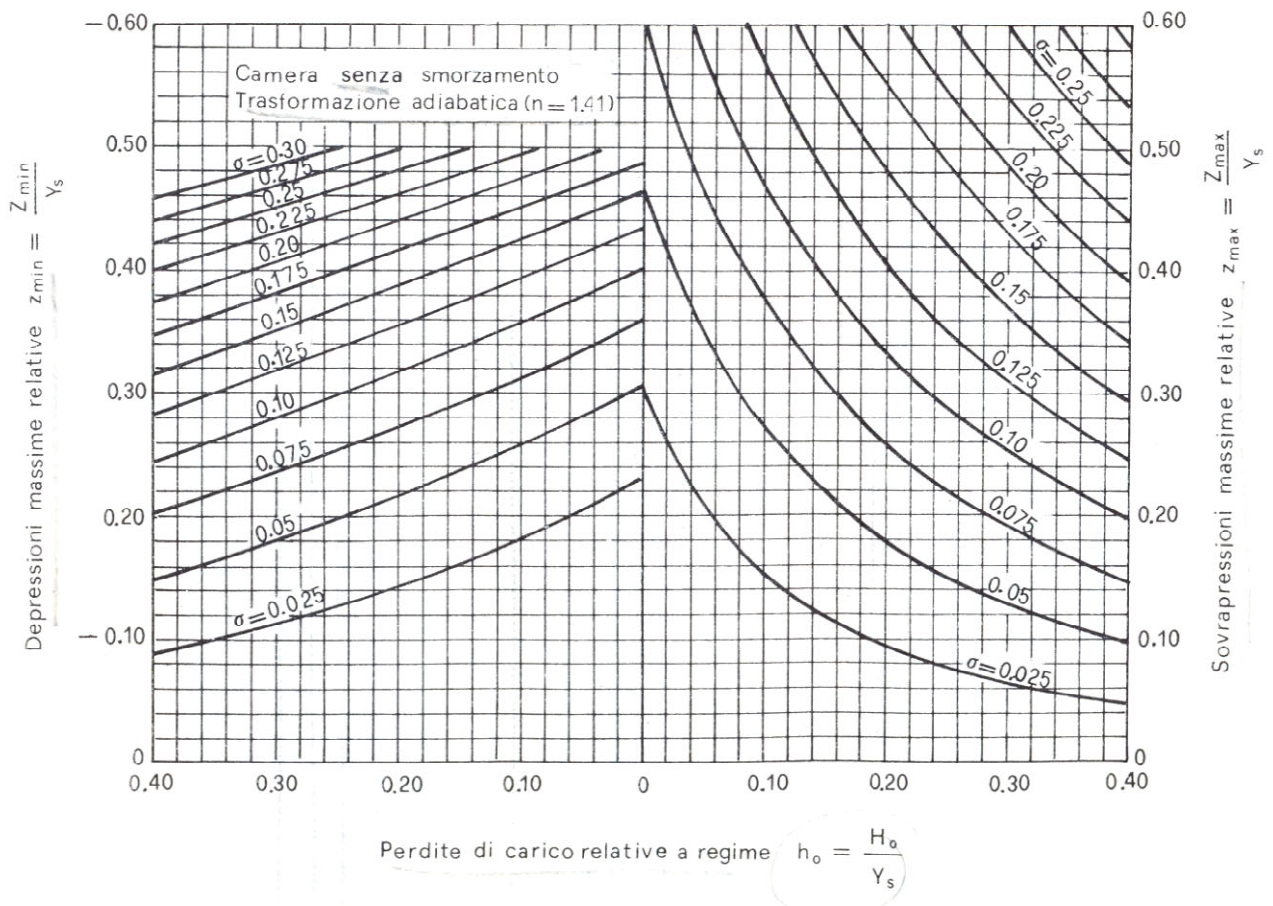
$$H_{0(n)} = J_n \times L = 42,50 \quad [m]$$

Quindi:

$$- z_{\max} = \frac{Z_{\max}}{Y_s} = \frac{35,881}{290,33} = 0,124$$

$$- h_0 = \frac{H_{0(n)}}{Y_s} = \frac{42,50}{290,33} = 0,146$$

Dall'abaco di Evangelisti relativo a camera d'aria senza smorzamento e trasformazione adiabatica ($n=1,41$)



Si ricava:

$$- \sigma = 0,025 \text{ (caratteristica dell'impianto)}$$

Dallo stesso abaco ricaviamo:

$$- z_{\min} = -0,164$$

$$- Z_{\min} = -47,61$$

Ricordando la relazione caratteristica dell'impianto:

$$\sigma = \frac{L\omega v_0^2}{2gU_s Y_s}$$

Ed esplicitando per U (volume della cassa d'aria), si ricava il volume in condizione statica:

- $U_s = 2,006035 \text{ m}^3$

Il volume operativo che verrà assegnato alla cassa d'aria, nasce dalla relazione:

- $U_{\text{utile}} = 1,3 \times U_{\text{max}}$

Con:

- $U_{\text{max}} = U_s \cdot \left(\frac{Y_s}{Y_s - |Z_{\text{min}}|} \right)^{\frac{1}{n}} = 2,278 \text{ [m}^3\text{]}$

Sostituendo:

- $U_{\text{utile}} = 1,3 \times U_{\text{max}} = 3,00 \text{ [m}^3\text{]}$

In conclusione per quanto riguarda il dimensionamento della cassa d'aria, in assenza di "strozzatura ottima", si prevede l'installazione di una cassa d'aria con un volume di $3,00 \text{ m}^3$ che garantisce il corretto funzionamento del sistema di sollevamento dalle possibili sovrappressioni che si possono verificare a causa di un brusco arresto delle pompe di sollevamento

8.4.2 Dimensionamento apparecchiature a corredo

A completamento del sistema "cassa d'aria", per proteggere ulteriormente tutto il sistema dalle sovrappressioni di colpo d'ariete, si è provveduto a inserire nel progetto tutta una serie di dispositivi che permettono di ridurre ulteriormente tali sovrappressioni limitando i danni che queste ultime potrebbero provocare al sistema pompe di sollevamento-condotte.

Da un'analisi di quello che oggi il mercato propone, si è arrivati a inserire in progetto le seguenti apparecchiature.

All'interno della camera di manovra del potabilizzatore di Pedra Maggiore si prevede di installare n. 2 valvole anticipatrici di colpo d'ariete, che sfiorando una portata imposta, riducono il ΔP .

La valvola proposta ha due piloti idraulici in grado di comandare la valvola in apertura sia nella fase di depressione (che avviene prima del colpo d'ariete) che in fase di sovrappressione.

In funzione della conformazione del profilo, in corrispondenza del picchetto 123, si prevede di posizionare:

- Una valvola idraulica a membrana del tipo simmetrico con funzione di non ritorno
- Una valvola di sicurezza a intervento rapido in grado di aprirsi istantaneamente al superamento del valore di taratura e di chiudersi lentamente al fine di non generare ulteriori innalzamenti di pressione: questa valvola sarà installata a monte della valvola di non ritorno. In caso di inversione di flusso e in caso di pressione superiore al valore impostato la valvola si aprirà istantaneamente.
- Uno sfiato a triplice funzione (riempimento, svuotamento e degasaggio) a doppio galleggiante a grande portata. In caso di pressioni negative (inferiori a -6 bar) la valvola dovrà garantire un rientro d'aria non inferiore ai 3.000 m³/h. L'installazione sarà a valle della valvola di non ritorno.

A completamento di quanto sopra, nei cinque serbatoi in cui la condotta andrà a scaricare, si prevede l'installazione di una valvola idraulica di controllo di livello con funzione di sostegno della pressione a monte. L'apertura della valvola sarà totale solo se la pressione a monte sarà superiore ad un valore impostato nel pilota. Nel caso contrario (tipico durante i fenomeni di moto vario) la valvola effettuerà aperture parzializzate contenendo la portata scaricata e mantenendo una pressione positiva in condotta.