



Il Commissario Straordinario

per la progettazione, l'affidamento e la realizzazione degli interventi necessari all'adeguamento dei sistemi di collettamento, fognatura e depurazione oggetto di provvedimento di condanna della Corte di Giustizia dell'Unione Europea in ordine all'applicazione della Direttiva 91/271/CEE sul trattamento delle acque reflue urbane

(art. 7, comma 7 del D.L. 133/2014, convertito con modificazioni dalla L. 11 novembre 2014 n. 164)

D.P.C.M. 1 Aprile 2016 - DELIBERA CIPE 60/2012 - ID 33497

COMUNE DI CASTELVETRANO SISTEMA FOGNARIO PER ACQUE NERE A SERVIZIO DELLA FRAZIONE DI TRISCINA E COLLEGAMENTO AL DEPURATORE COMUNALE IN VIA ERRANTE VECCHIA

PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTAZIONE A.T.I.
CAPOGRUPPO



CONCISE CONSORZIO STABILE
società consortile per azioni

Via Del Maglio 4C
33107 - Pordenone (PN)
Tel. 0434.241.775
Web : www.consorziocconcise.com

MANDANTI



Dott. Geol. F. Miragliotta
Dott. Geol. M. Rizzo

SOCIETA' INDICATE

PROGETTISTA :

Dott. Ing. Corrado Petris



Via G.B. Dall'Armi 27/3
30027 - San Donà di Piave (VE)
Tel. 0421.307.700
Web : www.ingegneria2p.it



Piazzale della Stazione, 7
35131 - Padova (PD)
Tel. 0498.763.888
Web: www.hmr.it

ENG TEAM & PARTNERS S.P.A. Via Del Maglio 4B
33170 - Pordenone (PN)
Tel. 0434.247.736
Web: www.engteam.it



(STRUTTURA OPERATIVA)



SOGESID

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

TITOLO ELABORATO:

RELAZIONI SPECIALISTICHE RELAZIONE TECNICA E IDRAULICA



SCALA:

N. DOCUMENTO:

ANNO

N°COMMESSA

TIPOLOGIA

N. ELABORATO

FASE

REVISIONE

1 4

0 2 3

R E

0 2

E

2

REV.	DATA	OGGETTO REVISIONE	REDAZIONE	VERIFICA	CONTROLLO
1	OTT 2015	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI VALIDATORE	N.B.	C.P.	
2	NOV 2016	AGGIORNAMENTO NORMATIVO	N.B.	C.P.	

**SISTEMA FOGNARIO PER ACQUE NERE A SERVIZIO DELLA FRAZIONE DI TRISCINA E
COLLEGAMENTO AL DEPURATORE COMUNALE IN VIA ERRANTE VECCHIA**

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE TECNICA E IDRAULICA

Indice

1. PREMESSA	4
2. IL P.A.R.F.	5
2.1. Generalità	5
2.2. Fabbisogno e dotazioni idriche.....	6
2.3. Popolazione complessiva attuale e futura.....	6
2.4. Lo stato attuale della rete fognaria	6
2.5. La rete fognaria programmata	7
2.6. Il corpo idrico ricettore.....	7
3. IL PIANO D'AMBITO DI TRAPANI.....	8
3.1. Approvazione.....	8
3.2. Dotazioni unitarie e fabbisogni potabili adottati nel piano	8
4. PIANO REGOLATORE GENERALE DEGLI ACQUEDOTTI	9
4.1. Le componenti della popolazione fluttuante	9
4.2. Fabbisogni della popolazione fluttuante	10
4.3. Variabilità stagionale dei fabbisogni	10
5. ASSUNZIONI PER IL DIMENSIONAMENTO DELLA RETE.....	11
6. LO STATO ATTUALE DELLA RETE ACQUEDOTTISTICA.....	13
7. LO STATO ATTUALE DELLA RETE FOGNARIA.....	13
8. IL DEPURATORE DI CASTELVETRANO.....	14
8.1. Lo stato attuale.....	14
8.2. Gli interventi programmati.....	14
9. I BACINI FOGNARI.....	15
10. LA DOMANDA DA SODDISFARE	17
11. LO SCHEMA IDRAULICO DELLE INFRASTRUTTURE DI PROGETTO.....	22
12. IL DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLA RETE ACQUE NERE.....	26
12.1. Dimensionamento dei collettori a gravità	26
12.2. Verifica tensione tangenziale in presenza della portata media.....	26
12.3. I collettori principali.....	28
13. I MATERIALI PREVISTI PER LA REALIZZAZIONE DEI COLLETTORI PRINCIPALI E SECONDARI	36
13.1. Tubazioni e raccordi	36
13.2. Pozzetti	36
13.3. Criteri per la realizzazione della linea lungo la spiaggia	36
13.4. Modalità di posa delle tubazioni lungo la spiaggia	37

14. GLI IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO	38
14.1. Generalità	38
14.2. Impianto di sollevamento S1.....	40
14.3. La premente dell'impianto di sollevamento S1	43
14.4. Impianto di sollevamento S2.....	44
14.5. Impianto di sollevamento S3.....	46
14.6. Impianto di sollevamento S4.....	49
14.7. Impianto di sollevamento S5.....	51
14.8. Impianto di sollevamento S6.....	54
14.9. Impianto di sollevamento S7.....	56
14.10. Impianto di sollevamento S8.....	59
14.11. Impianto di sollevamento S9.....	62
14.12. Gli impianti di sollevamento S10, S11, S12, S13, S14 e S15	65
14.13. Impianto di sollevamento S16	66
15. I MATERIALI PREVISTI PER LA REALIZZAZIONE DEGLI IMPIANTI E DELLE PREMENTI.....	69
15.1. Tubazioni e pezzi speciali	69
15.1.1. La premente dell'impianto S1	69
15.1.2. Le prementi dell'impianto S2 – S3 – S4 – S5 – S6 – S7 – S8 – S9 – S10 – S11 – S12 – S13 – S14 – S15 e S16	69
15.1.3. Le tubazioni e valvole a servizio degli impianti di sollevamento	69
15.2. Blocchi di ancoraggio.....	70
16. LA RETE FOGNARIA IN DEPRESSIONE	70
16.1. Generalità	70
16.2. Dimensionamento dei collettori in depressione	71
16.3. Dimensionamento dei pozzetti di interfaccia.....	72
17. PROTEZIONE DELLE CONDOTTE CONTRO IL COLPO D'ARIE.....	75
18. I GRUPPI ELETTROGENI.....	76
19. FILTRO ARIA A CARBONI ATTIVI	78
20. LINEE VITA E DISPOSITIVI ANTICADUTA PER LA MANUTENZIONE DEGLI IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO.....	78
21. LE OPERE DI DIFESA A MARE	79
21.1. Il livello medio mare.....	79
21.2. Regime delle onde al largo.....	80
21.3. L'onda di progetto al largo	83
21.4. Trasformazione dell'onda di progetto sottocosta	85
21.5. Il dimensionamento della scogliera	87
22. IL FUNZIONAMENTO DEL SISTEMA DURANTE IL PERIODO INVERNALE	87
23. VERIFICHE MECCANICHE E STATICHE DELLE TUBAZIONI IN PEAD	89
23.1. Generalità	89
23.2. Determinazione della pressione di esercizio.....	89
23.3. Sovrapressione per colpo d'ariete.....	89
23.4. Determinazione della pressione equivalente	90
23.5. Azione del terreno.....	91
23.6. Azione dei sovraccarichi	92
23.7. Azione del peso del fluido	93
23.8. Azione delle falde acquifere	93
23.9. Reazione laterale del terreno.....	93
23.10. Verifica dell'instabilità elastica (buckling)	94

23.11.	Verifica della massima deformazione di schiacciamento	94
23.12.	Verifica delle tubazioni in PEAD di progetto	95
23.12.1.	Impianto S2 – Pead De 250 mm – PE 100 – PN 10 – SDR 17	95
23.12.2.	Impianto S3 – Pead De 160 mm – PE 100 – PN 10 – SDR 17	97
23.12.3.	Impianto S4 – Pead De 315 mm – PE 100 – PN 10 – SDR 17	98
23.12.4.	Impianto S5 – Pead De 140 mm – PE 100 – PN 10 – SDR 17	100
23.12.5.	Impianto S6 – Pead De 125 mm – PE 100 – PN 10 – SDR 17	102
23.12.6.	Impianto S7 – Pead De 125 mm – PE 100 – PN 10 – SDR 17	103
23.12.7.	Impianto S8 – Pead De 180 mm – PE 100 – PN 10 – SDR 17	105
23.12.8.	Impianto S9 – Pead De 200 mm – PE 100 – PN 10 – SDR 17	107
23.12.9.	Impianto S10 – S11 – S12 – S13 – S14 – S15 – S16 – Pead De 90 mm – PE 100 – PN 10 – SDR 17 109	
23.12.10.	Condotta a Gravità di via Mediterraneo – Pead De 280 mm – PE 100 – PN 10 – SDR 17	110
23.12.11.	Condotta a Gravità prevista lungo il litorale – Pead De 280 mm – PE 100 – PN 10 – SDR 17	112
23.13.	Ancoraggi	114
23.14.	Calcolo della zavorra per l'affondamento delle tubazioni lungo il litorale	114
24.	VERIFICHE MECCANICHE E STATICHE DELLE TUBAZIONI IN PVC	116
24.1.	Verifica delle tubazioni in PVC di progetto	118

1. PREMESSA

La presente Relazione Tecnica ed Idraulica tratta, da una parte il dimensionamento idraulico del nuovo Sistema fognario per acque nere a servizio della frazione di Triscina e dall'altra gli aspetti tecnici legati alla scelta dei materiali, alle verifiche meccaniche delle tubazioni, e la scelta delle tecnologie e apparecchiature per la realizzazione dell'opera.

Nel dettaglio nei paragrafi seguenti si riporta :

- L'esame del contenuto del "Programma di Attuazione della Rete Fognaria" (P.A.R.F.);
- L'esame del Piano d'Ambito di Trapani;
- L'esame del Piano Regolatore Generale degli Acquedotti;
- La domanda da soddisfare;
- La suddivisione della frazione di Triscina e lo schema del nuovo sistema fognario;
- I dimensionamenti idraulici dei collettori a gravità;
- I dimensionamenti idraulici degli impianti di sollevamento e delle tubazioni prementi;
- I dimensionamenti meccanici delle tubazioni prescelte;
- I materiali e le scelte delle apparecchiature a servizio del nuovo sistema fognario.

2. IL P.A.R.F.

2.1. Generalità

Il Comune di Castelvetro, con Delibera della G.M. n. 268 dell'1 Aprile 1996, resa esecutiva dal CO.RE.CO. di Trapani, ha provveduto ad aggiornare il "Programma di Attuazione della Rete Fognaria" (P.A.R.F.) al fine di adeguare lo stesso alle nuove attuali esigenze, alle modifiche intervenute nella pianificazione urbanistica del territorio comunale, alle più recenti normative nazionali e regionali ed agli indirizzi della Comunità Europea.

L'aggiornamento è stato finalizzato alla centralizzazione della depurazione dei reflui prodotti nel centro urbano e nelle due frazioni costiere (Marinella e Triscina) in un unico impianto, distante dalla linea di costa.

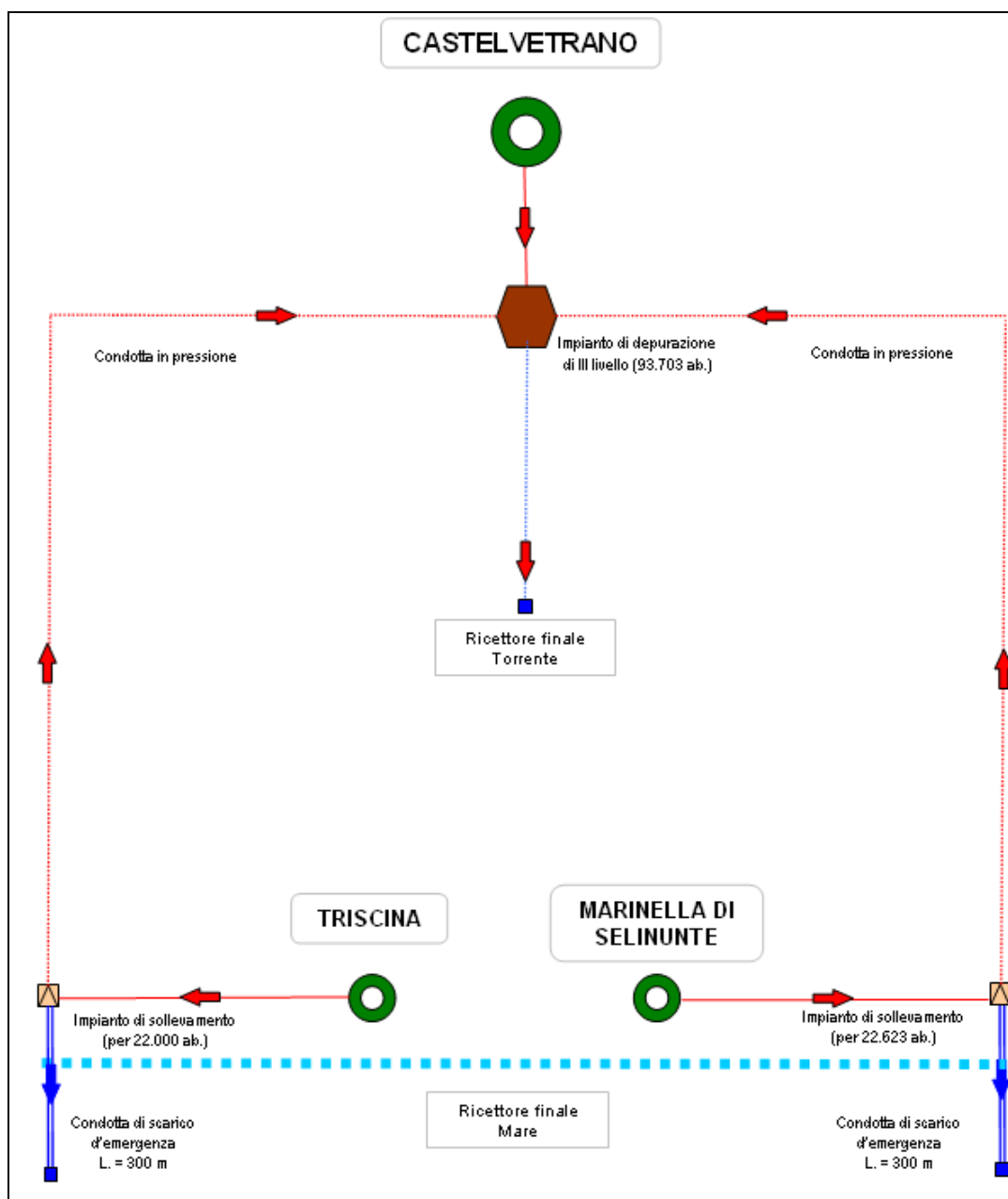


Figura 1 - Schema del sistema depurativo.

2.2. Fabbisogno e dotazioni idriche

La dotazione idrica futura prevista dal P.S. n. 30 è di 340 l/abxg.

Tuttavia tali dotazioni sono da ritenersi esuberanti per il soddisfacimento dei fabbisogni idropotabili; quindi nei calcoli relativi al dimensionamento degli impianti di depurazione e delle condotte di scarico a mare il P.A.R.F. tiene conto di una dotazione di 250 l / ab x g, e di un coefficiente di afflusso in fognatura pari a 0,8.

In funzione di questa dotazione idrica il fabbisogno idrico previsto per il centro urbano e le due frazioni a mare risultano:

Località	Popolazione futura (ab.)	Fabbisogno idrico (l/s)
Castelvetro	49.080	142
Marinella di Selinunte	22.623	65
Triscina	22.000	64
Sommano	93.703	271

Figura 2 – Popolazione futura e fabbisogno idrico.

E' chiaro che queste portate, in considerazione che le frazioni di Marinella di Selinunte e Triscina sono abitate intensamente solo nel periodo estivo, corrispondono al valore massimo richiesto in tale stagione; per la rimanente parte dell'anno, il fabbisogno idrico complessivo si riduce a circa 150 l/s.

2.3. Popolazione complessiva attuale e futura

Il numero degli abitanti attuali e futuri, per la verifica e il dimensionamento delle opere inserite nel P.A.R.F. è così rappresentato:

Località	1991			2013		
	pop. res	pop. flut.	totale	pop. res	pop. flut.	totale
CASTELVETRANO	27.843	-		49.080	-	
MARINELLA	671	12.000		-	22.623	
TRISCINA	720	20.000		-	22.000	
CASE SPARSE	1.024	-		-	-	
Totale	30.258	32.000	62.272	49.080	44.623	93.703

Figura 3 – Previsioni demografiche.

2.4. Lo stato attuale della rete fognaria

Questa località balneare è costituita da abitazioni occupate quasi esclusivamente nella stagione estiva e distribuite lungo la costa da est a ovest. Allo stato attuale, in tale località non è stata realizzata nessuna opera inerente al sistema fognario e depurativo.

La soluzione prevista per raccogliere le acque reflue di tale centro è un sistema fognante di tipo separato, con collettori e fogne per acque nere e bianche che corrono paralleli lungo le vie del paese.

Le acque vengono convogliate verso i collettori principali disposti lungo la linea di costa: le acque bianche vengono smaltite a mezzo di condotte di allontanamento che partono da pozzetti di confluenza, mentre le nere vengono sollevate fino a un impianto principale di sollevamento, da cui esse sono avviate all'impianto di depurazione a servizio del centro urbano.

2.5. La rete fognaria programmata

Per Triscina si prevedeva di adottare un sistema fognario di tipo separato viste le caratteristiche demografiche e fluttuazioni stagionali e la tipologia urbana del centro abitato e configurazione topografica.

La frazione di Triscina è fortemente popolata nel periodo estivo; in tale periodo quindi il sistema fognario dovrà veicolare le maggiori portate di acque reflue; la scelta del sistema fognario separato consente di avviare tutte le portate di tempo secco a depurazione.

Le acque di origine pluviale saranno invece scaricate direttamente in mare attraverso condotte di allontanamento, senza che per esse sia necessario alcun tipo di trattamento. In questo modo, disponendo di una rete separata, non si sovraccaricherà inutilmente l'impianto di depurazione, che potrà così essere dimensionato e fatto funzionare più in aderenza alle necessità della comunità, evitando inutili sprechi.

Per quanto riguarda invece la configurazione urbanistica di Triscina, quest'ultima presenta uno sviluppo lungo la costa, in direzione est-ovest, ed è caratterizzata da una viabilità a pettine, con un sistema di strade che hanno origine dalla via principale, che attraversa longitudinalmente l'abitato nella parte alta di esso, e da questa si diramano verso il mare.

Pertanto, sia le acque nere che le acque bianche, che si raccolgono nelle stradine parallele e perpendicolari al litorale, a gravità vengono convogliate verso la battigia e quindi raccolte in quattro punti.

Le acque bianche vengono immesse, come già detto, nel corpo ricettore marino, attraverso delle condotte di allontanamento aventi lunghezza di 250 m, una per ciascun punto di raccolta.

Le acque nere vengono dapprima convogliate in quattro vasche di raccolta, distribuite secondo lo stesso schema delle acque bianche; quindi i reflui vengono sollevati con condotte indipendenti fino al successivo impianto di sollevamento, per il collegamento con l'impianto di depurazione a servizio del centro urbano.

2.6. Il corpo idrico ricettore

Il corpo ricettore dei reflui depurati è rappresentato dal torrente Rakamino affluente in destra idraulica del f. Modione, in cui vengono riversati gli scarichi depurati prodotti dal centro urbano, oltre che gli scarichi di piena in tempo di pioggia, sversati attraverso i due scaricatori di piena realizzati nella rete fognaria.

3. IL PIANO D'AMBITO DI TRAPANI

3.1. Approvazione

Il Piano d'Ambito (revisione 1) dell'ATO di Trapani, è stato approvato dall'Assemblea dei Sindaci e del Presidente della Provincia il 12/12/2002 ed elaborata da Sogesid S.p.A., sulla base del Programma delle attività approvato dal Commissario Delegato per l'emergenza idrica, Presidente della Regione Siciliana, con sua nota n° 3041 del 05.08.2002. Lo stesso programma delle attività con la definizione dei contenuti, del quadro organizzativo e dei tempi è stato sottoposto all'ATO in data 8.08.2002.

L'Ambito Territoriale di Trapani, determinato e costituito ai sensi della L. 36/1994 e del D.P.Reg. del 16 maggio 2000, n. 114/gr. IV S.G. così come modificato con Decreto presidenziale n° 16/serv 2° S.G. del 29.01.2002 e del successivo D.P.Reg. del 7 agosto 2001, è organizzato in forma di convenzione di cooperazione fra i Comuni e la Provincia regionale. La Sogesid ha avviato le attività previste nel programma approvato, consegnando all'ATO il documento contenente gli obiettivi e i criteri del piano il 06.09.2002 e, successivamente, il rapporto intermedio della proposta di piano d'ambito il 30.10.2002. Nella stessa data il documento suddetto è stato presentato all'Assemblea dei Sindaci e del Presidente della Provincia.

Tenendo anche conto delle osservazioni degli Enti Locali (pervenute per iscritto entro il 15.11.2002) è stata elaborata la Proposta di Piano inviata all'ATO (segreteria tecnica) il 09.12.2002.

La Proposta di Piano d'Ambito in revisione 0 è stata presentata alla Conferenza dei Sindaci e del Presidente della Provincia di Trapani tenutasi il 12.12.2002 ed è stata approvata dall'Assemblea durante la stessa riunione. Copia del verbale di approvazione è riportata nell'Allegato 2a.

Il Commissario Delegato per l'emergenza idrica ha preso atto ed ha approvato il Piano d'Ambito con suo decreto del 31.12.2002.

Contestualmente all'approvazione, la Conferenza dei Sindaci e del Presidente della Provincia, ha effettuato la scelta di prendere in considerazione esclusivamente la soluzione di piano che tiene conto della popolazione fluttuante negli insediamenti stagionali, indicata nella Proposta di Piano rev. 0 come "caso B".

Pertanto il presente documento costituisce il Piano d'Ambito di Trapani; esso consiste nella Proposta di piano d'Ambito, già approvata, epurata della parte in cui non si teneva conto degli insediamenti stagionali con popolazione fluttuante ("caso A" dell' rev. 0) e aggiornata con gli emendamenti approvati dall'Assemblea.

Le attività svolte per lo studio, l'analisi e la definizione della Proposta di Piano d'Ambito hanno seguito fedelmente, nel metodo e nei contenuti, quanto è stato previsto nel già citato Programma delle Attività, approvato dal Commissario Delegato per l'emergenza idrica.

3.2. Dotazioni unitarie e fabbisogni potabili adottati nel piano

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	Incremento di dotazione	Fabbisogno giornaliero
[Abitanti residenti]	[l/ab.*giorno]	[l/ab.*giorno]
<5.000	60	260
5.000 – 10.000	80	280
10.000 – 50.000	100	300
50.000 – 100.000	120	320
>100.000	140	340

Figura 4 – Estratto dal Piano D'Ambito di Trapani.

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

Si è considerato che tale popolazione comporti un fabbisogno aggiuntivo limitatamente al periodo di effettiva permanenza considerato pari al numero medio di giorni anno indicati dagli stessi comuni; per quei comuni che non hanno dato informazioni sull'entità e il periodo di presenza dei fluttuanti, è inoltre apparsa realistica l'ipotesi di considerare, nel calcolo del fabbisogno annuo totale, un'incidenza di tale popolazione durante tre mesi l'anno.

4. PIANO REGOLATORE GENERALE DEGLI ACQUEDOTTI

Il PRGA della Regione Siciliana è stato approvato con Decreto del Presidente n. 167 del 20.04.2012.

Lo studio è stato effettuato sulla base dei dati relativi alla popolazione e alle abitazioni riportate nell'ultimo censimento Istat, facendo quindi riferimento ad una condizione di soddisfacimento ottimale dei fabbisogni attuali.

Si riporta qui di seguito alcuni estratti del Piano rimandando alla Relazione Generale dello stesso per maggiori approfondimenti.

4.1. Le componenti della popolazione fluttuante

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 30%, 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 nonresidenza durante i mesi estivi.

Per i grossi centri costieri (popolazione superiore ai 20.000 abitanti) 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:

$$\text{Popolazione fluttuante} = 0,50 \times \text{ABN} \times \text{DEN}$$

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).

4.2. 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 preliminarmente effettuata un'analisi dei consumi attuali basandosi sulle variazioni dei volumi immessi in rete tra la stagione invernale e quella estiva registrati in corrispondenza di 4 comuni pilota di cui si dispone dei dati di dettaglio forniti dall'Agenzia Regionale per i Rifiuti e le Acque: Realmonte in provincia di Agrigento, Isola delle Femmine, Cinisi e Terrasini in provincia di Palermo.

I quattro comuni hanno una popolazione residente complessiva di 31.582 abitanti a cui corrisponde una dotazione attuale complessiva nella stagione invernale di 80 l/s (dotazione unitaria pari a 220 l/ab/g) Nella stagione estiva la popolazione fluttuante (stimata in 12.633 unità tra stagionali e turisti) determina un incremento complessivo nelle portate di 39 l/s per una dotazione unitaria media di 267 l/ab/g.

E' necessario precisare che tale dato è affetto dall'elevato livello di perdite registrato nelle reti di distribuzione. Considerando una percentuale attuale media di perdita pari al 35%, si avrebbe una dotazione netta unitaria attuale pari a circa 160 l/ab/g.

Fissando all'orizzonte di piano una dotazione netta unitaria di 200 l/ab/g **la dotazione lorda da attribuire alla popolazione fluttuante stagionale rimane fissata pari a 250 l/ab/g.**

4.3. Variabilità stagionale dei fabbisogni

Per la popolazione residente e presente sono stati considerati, al fine della valutazione dei fabbisogni nei periodi di massimo consumo, i seguenti coefficienti di punta mensile (C_m) e giornaliero (C_g) ricavati dalla letteratura e riferiti ai centri di domanda.

Tabella 12.4.1 – Coefficienti di punta mensili e giornalieri

Centri di domanda	C_m	C_g	$C_m \times C_g$
Centri di domanda con popolazione inferiore a 5000 abitanti	1,30	1,15	1,50
Centri di domanda con popolazione compresa tra 5.000 e 10.000 ab.	1,25	1,15	1,44
Centri di domanda con popolazione compresa tra 10.000 e 30.000 ab.	1,20	1,15	1,38
Centri di domanda con popolazione compresa tra 30.000 e 100.000 ab.	1,15	1,15	1,32
Centri di domanda con popolazione superiore a 100.000 abitanti	1,10	1,15	1,27

I fabbisogni medi mensili della popolazione stagionale sono stati considerati costanti per i tre mesi della stagione estiva. Per il coefficiente di punta giornaliero si è utilizzato lo stesso valore attribuito alla popolazione residente e presente, pari a 1,15.

5. ASSUNZIONI PER IL DIMENSIONAMENTO DELLA RETE

Le portate di dimensionamento della rete (portate di punta) sono state ricavate sulla base della popolazione fluttuante insistente sul territorio in esame e sulla base di alcuni parametri ricavati dalla pianificazione di settore e dalla buona pratica ingegneristica.

In particolare per la determinazione della portata di punta di dimensionamento della rete e delle stazioni di sollevamento si è fatto riferimento a quanto previsto dal PRGA della Regione Siciliana approvato con Decreto del Presidente n. 167 del 20.04.2012.

La portata complessiva di progetto è stata individuata assumendo il carico idraulico-inquinante corrispondente a quello prodotto da 22.000 abitanti nel massimo della stagione estiva. Il numero di abitanti fluttuanti è stato dedotto dal PARF che propone tale valore come valore limite di presenze nell'area in esame, in quanto ad esso corrisponde la massima edificabilità dell'area.

Il calcolo della portata deriva dall'applicazione della seguente formula:

$$Q = \phi \cdot N_{ab} \cdot q \cdot c_m \cdot c_g \cdot c_p$$

Dove:

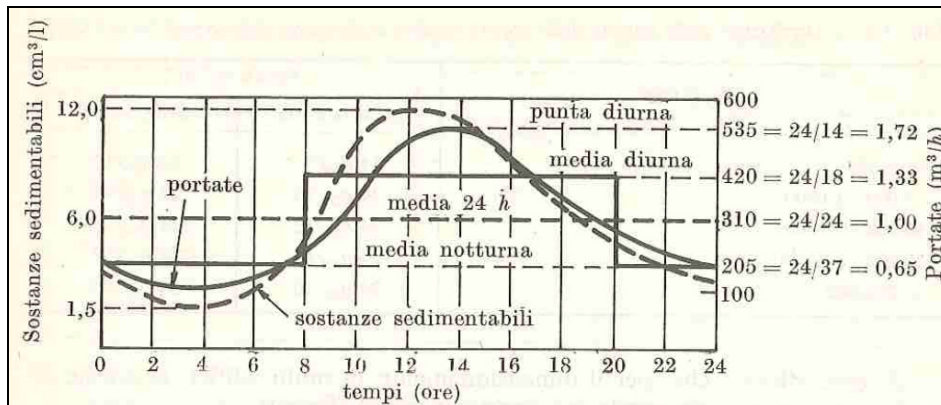
- q è la dotazione media indicata dal PRGA (par. 12.3.2 della Relazione Generale) in **250 l/g/ab**;
- N_{ab} è il numero di abitanti;
- ϕ è il coefficiente di afflusso in fognature (per tenere conto delle perdite vedere sempre punto 12.3.2 del PRGA)= 0.8 ,
- c_m è il coefficiente di punta mensile;
- c_g è il coefficiente di punta giornaliero;
- c_p è il coefficiente di punta dell'ora di massimo consumo;

Il primo coefficiente c_m viene posto dal PRGA pari all'unità come riportato nel capitolo precedente che richiama il paragrafo 12.4 della relazione di Piano.

Il secondo coefficiente c_g viene posto dal PRGA pari a 1.15 come riportato nel capitolo precedente che richiama il paragrafo 12.4 della relazione di Piano.

Per la determinazione del coefficiente di punta orario, non essendoci indicazioni di Piano si è ricorsi ai parametri utilizzati nella pratica ingegneristica.

Si è perciò fatto riferimento alle elaborazioni fatte da Imhoff che ha calcolato le oscillazioni di portata in una cittadina di tipo medio proponendo la seguente curva:



Dal diagramma si deduce che il coefficiente di punta c_p può essere assunto pari a 24/14.

La portata da collettare complessivamente in condizioni di punta risulta:

$$Q = \frac{22.000 \cdot 250 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1,15 \cdot \frac{24}{14}}{86400} = 100,4 \ell / s$$

Per la quantificazione della portata in ogni collettore si è quindi proceduto al conteggio delle abitazioni attualmente afferenti all'area in esame conteggiando come abitazione anche i lotti non ancora edificati. Si è determinato il numero medio di abitante per abitazione come rapporto tra popolazione totale e numero di abitazioni totale (comprese le potenziali) che è risultato circa 4. Per ciascun collettore si è assunto un valore di portata ricavato dalla espressione sopra riportata dove il numero medio di abitanti è assunto pari a 4 per ciascuna abitazione.

6. LO STATO ATTUALE DELLA RETE ACQUEDOTTISTICA

Dal punto di vista della rete idrica la frazione di Triscina è attualmente dotata di una linea principale che corre lungo via Mediterraneo. Il servizio idrico è esteso lungo alcune strade secondarie, ma allo stato attuale non tutte le utenze risultano dotate del servizio acquedottistico.

Laddove non viene garantito il servizio idrico le abitazioni ricorrono all'utilizzo di cisterne collocate in copertura che vengono alimentate da autobotti.



Foto 1 – Esempio di cisterne in copertura per alimentazione idrica dei fabbricati.



Foto 2 – Esempio di cisterna in copertura per alimentazione idrica dei fabbricati.

7. LO STATO ATTUALE DELLA RETE FOGNARIA

Come riportato nei paragrafi precedenti allo stato attuale la frazione di Triscina non è dotata di alcuna infrastruttura fognaria.

8. IL DEPURATORE DI CASTELVETRANO

8.1. Lo stato attuale

Il comune di Castelvetro è dotato di due impianti di depurazione; il primo, a servizio del centro urbano, il secondo della frazione di Marinella di Selinunte; nessuna forma di depurazione è attuata per la frazione di Triscina.

L'impianto di depurazione a servizio del centro urbano, realizzato a sud di questo, in contrada Errante, ha le seguenti caratteristiche:

- quota impianto 110 m s.l.m. circa;
- schema dell'impianto:
 - linea acque: grigliatura, dissabbiatura, sedimentazione primaria con vasca Imhoff, trattamento biologico con letto percolatore, sedimentazione finale con bacino tipo Dortmund;
 - linea fanghi: disidratazione con letti di essiccamento (è in fase di attivazione una nastropressa).

L'impianto fu originariamente previsto su tre linee uguali in parallelo, di cui a tutt'oggi sono state realizzate le prime due (entrate in funzione nel 1972, la prima, e nel 1983, la seconda); la potenzialità di depurazione complessiva dell'impianto è di circa 30.000 abitanti.

Allo stato attuale, l'impianto risulta essere in fase di ristrutturazione; esso presenta notevoli segni di degrado, tanto nelle opere murarie, quanto nelle apparecchiature.

8.2. Gli interventi programmati

Il Comune di Castelvetro ricade nell'Area III (Belice), ambito n.5 del Piano Regionale di Risanamento delle Acque (P.R.R.A.); il Piano non specifica nulla sullo schema depurativo del Comune, rinviando alla redazione dei P.A.R.F. per l'individuazione dei sistemi fognari e depurativi dei Comuni di Castelvetro e Campobello di Mazara.

Al fine di individuare le soluzioni ottimali, relative alla depurazione e allo smaltimento dei reflui prodotti nel Comune, occorre analizzare preliminarmente il grado di idoneità degli impianti esistenti a garantire il rispetto dei limiti prescritti per i reflui depurati, tanto per la popolazione attuale, quanto per quella futura.

9. I BACINI FOGNARI

Il futuro schema fognario della frazione di Triscina si suddivide in due macro bacini:

- 1) il primo a nord di via Mediaterraneo;
- 2) il secondo a sud di via Mediaerraneo, e relativo alla fascia costiera.

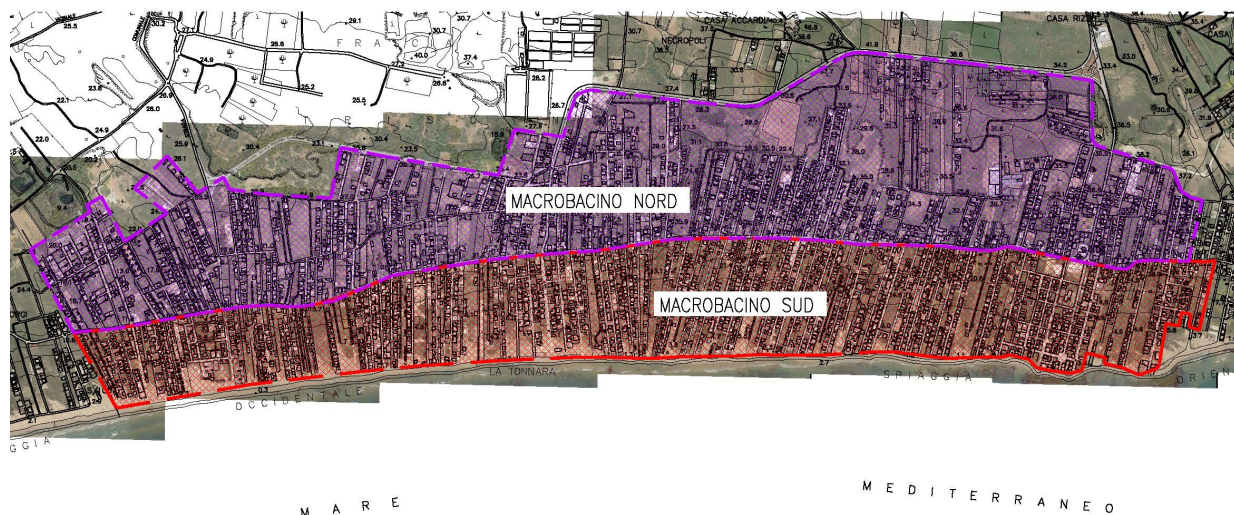


Figura 5 : Suddivisione del territorio in macrobacini.

Tali macrobacini in funzione della morfologia e dell'andamento altimetrico della viabilità sono stati ulteriormente suddivisi in n.ro 9 bacini fognari, come riportato nella figura seguente.

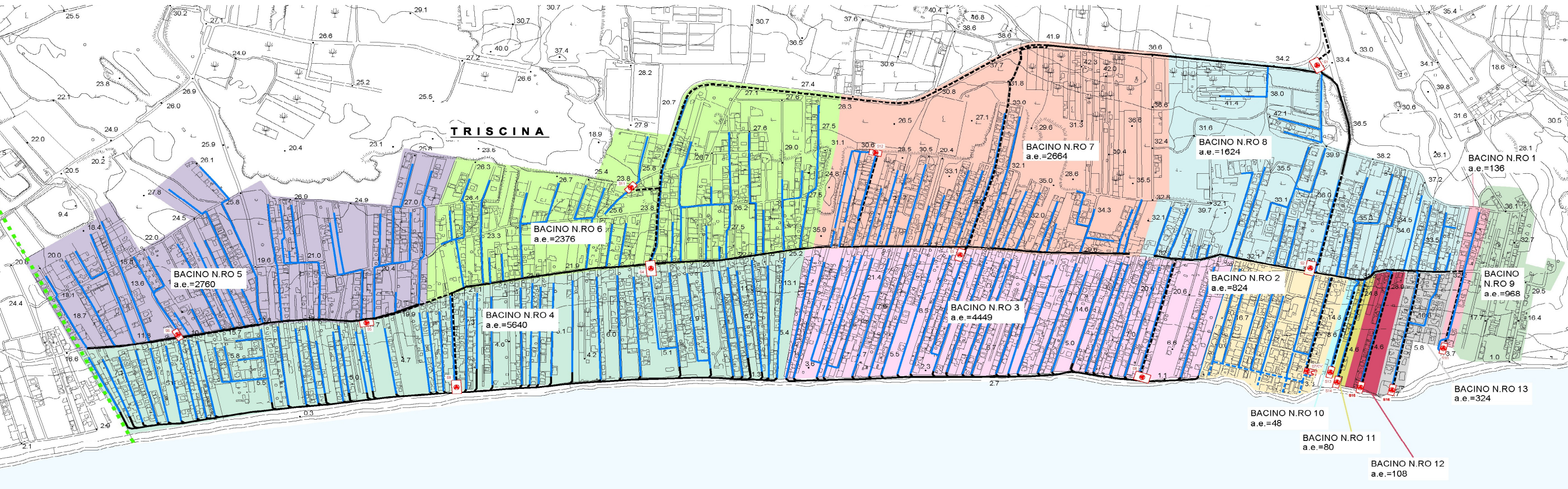


Figura 6 - Suddivisione del territorio in bacini.

10. LA DOMANDA DA SODDISFARE

Con riferimento ai bacini fognari indicati e riportati nel capitolo precedente nelle tabelle seguenti si riporta il censimento del numero utenze, suddiviso per via, il calcolo del numero di abitanti equivalenti (1 utenza = 4 a.e.) e le portate di progetto.

BACINO FOGNARIO	VIA	n.ro Lotti/Utenze	A.E.	Qm	Qm,g	Qm,o	A.E.	n.ro Lotti/Utenze
		n.ro	n.ro	l/s	l/s	l/s	n.ro prog	n.ro
n.ro 1	7	10	40	0.093	0.106	0.183		
	2	24	96	0.222	0.256	0.438		
TOTALE		34	136	0.315	0.362	0.621	136	34
n.ro 2	21	40	160	0.370	0.426	0.730		
	23	48	192	0.444	0.511	0.876		
	25	35	140	0.324	0.373	0.639		
	27	27	108	0.250	0.288	0.493		
	29	26	104	0.241	0.277	0.475		
	31	20	80	0.185	0.213	0.365		
	33	10	40	0.093	0.106	0.183		
TOTALE		206	824	1.907	2.194	3.760	960	240
n.ro 3	43	78	312	0.722	0.831	1.424		
	45	53	212	0.491	0.564	0.967		
	47	43	171	0.397	0.456	0.782		
	49	57	228	0.529	0.608	1.043		
	53	56	224	0.518	0.596	1.021		
	55	26	105	0.242	0.279	0.478		
	57	29	114	0.264	0.304	0.521		
	59	35	138	0.320	0.367	0.630		
	59a	41	164	0.380	0.437	0.748		
	61	36	143	0.331	0.380	0.652		
	61a	18	71	0.165	0.190	0.326		
	63	43	171	0.397	0.456	0.782		
	65	48	192	0.444	0.511	0.876		
	67	39	157	0.364	0.418	0.717		
	69	45	181	0.419	0.482	0.825		
	71	38	152	0.353	0.405	0.695		
	71a	18	71	0.165	0.190	0.326		
	73	48	192	0.444	0.511	0.876		
	75	23	90	0.209	0.241	0.413		
	77	43	171	0.397	0.456	0.782		
	79	54	216	0.500	0.575	0.986		
	81	5	19	0.044	0.051	0.087		
	81b	36	143	0.331	0.380	0.652		
	83	38	152	0.353	0.405	0.695		
	85	33	133	0.309	0.355	0.608		
	89	31	124	0.286	0.329	0.565		
	91	47	188	0.435	0.500	0.858		
	93	53	212	0.491	0.564	0.967		

BACINO FOGNARIO	VIA	n.ro Lotti/Utenze	A.E.	Qm	Qm,g	Qm,o	A.E.	n.ro Lotti/Utenze
		n.ro	n.ro	l/s	l/s	l/s	n.ro prog	n.ro
TOTALE		1112	4449	10.298	11.843	20.302	5409	1352
n.ro 4	95	28	112	0.259	0.298	0.511		
	97	33	133	0.309	0.355	0.608		
	99	49	196	0.454	0.522	0.894		
	99bis	47	188	0.435	0.500	0.858		
	101	32	129	0.298	0.342	0.587		
	105	19	76	0.176	0.203	0.348		
	107	14	57	0.132	0.152	0.261		
	109	41	164	0.380	0.437	0.748		
	111	46	186	0.430	0.494	0.847		
	113	37	148	0.342	0.393	0.673		
	119	44	176	0.407	0.469	0.803		
	123	32	129	0.298	0.342	0.587		
	125	38	152	0.353	0.405	0.695		
	127	21	86	0.198	0.228	0.391		
	127bis	30	119	0.275	0.317	0.543		
	129	41	164	0.380	0.437	0.748		
	131	14	57	0.132	0.152	0.261		
	133	36	143	0.331	0.380	0.652		
	135	23	90	0.209	0.241	0.413		
	137	27	109	0.253	0.291	0.500		
	139	45	180	0.417	0.479	0.821		
	141	55	220	0.509	0.586	1.004		
	143	45	180	0.417	0.479	0.821		
	vicolo fratelli tilotta	31	124	0.286	0.329	0.565		
	145a	17	67	0.154	0.177	0.304		
	145	11	43	0.099	0.114	0.196		
	147	24	95	0.220	0.253	0.434		
	149	30	119	0.275	0.317	0.543		
	149a	26	105	0.242	0.279	0.478		
	151	39	157	0.364	0.418	0.717		
	153	29	114	0.264	0.304	0.521		
	155	14	57	0.132	0.152	0.261		
	155bis	29	114	0.264	0.304	0.521		
	155d	30	119	0.275	0.317	0.543		
	155d1	17	67	0.154	0.177	0.304		
	155d2	21	86	0.198	0.228	0.391		
	155a	27	109	0.253	0.291	0.500		
	155b	37	148	0.342	0.393	0.673		
	155c	33	133	0.309	0.355	0.608		
	157	23	90	0.209	0.241	0.413		
	157a	29	114	0.264	0.304	0.521		
	159	39	157	0.364	0.418	0.717		
	161	49	195	0.452	0.520	0.891		
	163	32	129	0.298	0.342	0.587		
	166 Est	26	105	0.242	0.279	0.478		
TOTALE		1410	5640	13.056	15.015	25.739	11049	2762

BACINO FOGNARIO	VIA	n.ro Lotti/Utenze	A.E.	Qm	Qm,g	Qm,o	A.E.	n.ro Lotti/Utenze
		n.ro	n.ro	l/s	l/s	l/s	n.ro prog	n.ro
n.ro 5	88b	23	92	0.213	0.245	0.420		
	88c	27	108	0.250	0.288	0.493		
	90	15	60	0.139	0.160	0.274		
	92	39	156	0.361	0.415	0.712		
	94	22	88	0.204	0.234	0.402		
	96	16	64	0.148	0.170	0.292		
	98	20	80	0.185	0.213	0.365		
	100	17	68	0.157	0.181	0.310		
	102	25	100	0.231	0.266	0.456		
	106	30	120	0.278	0.319	0.548		
	108	39	156	0.361	0.415	0.712		
	110	20	80	0.185	0.213	0.365		
	112	28	112	0.259	0.298	0.511		
	118	12	48	0.111	0.128	0.219		
	118a	30	120	0.278	0.319	0.548		
	118b	44	176	0.407	0.469	0.803		
	118c	10	40	0.093	0.106	0.183		
	120	34	136	0.315	0.362	0.621		
	120a	12	48	0.111	0.128	0.219		
	122a	9	36	0.083	0.096	0.164		
	124	23	92	0.213	0.245	0.420		
	124a	12	48	0.111	0.128	0.219		
	128	40	160	0.370	0.426	0.730		
	130	50	200	0.463	0.532	0.913		
	132 via Serena	55	220	0.509	0.586	1.004		
	134	38	152	0.352	0.405	0.694		
TOTALE		690	2760	6.389	7.347	12.595	13809	3452
n.ro 6	62	24	96	0.222	0.256	0.438		
	64	25	100	0.231	0.266	0.456		
	66	16	64	0.148	0.170	0.292		
	68	22	88	0.204	0.234	0.402		
	70	28	112	0.259	0.298	0.511		
	72	19	76	0.176	0.202	0.347		
	72b	35	140	0.324	0.373	0.639		
	72a	45	180	0.417	0.479	0.821		
	74	59	236	0.546	0.628	1.077		
	74a	28	112	0.259	0.298	0.511		
	78	20	80	0.185	0.213	0.365		
	82	17	68	0.157	0.181	0.310		
	84	134	536	1.241	1.427	2.446		
	84c	41	164	0.380	0.437	0.748		
	88	36	144	0.333	0.383	0.657		
	88a	45	180	0.417	0.479	0.821		
TOTALE		594	2376	5.500	6.325	10.843	16185	4046
n.ro 7	22	42	168	0.389	0.447	0.767		
	28	53	212	0.491	0.564	0.967		
	30	34	136	0.315	0.362	0.621		

BACINO FOGNARIO	VIA	n.ro Lotti/Utenze	A.E.	Qm	Qm,g	Qm,o	A.E.	n.ro Lotti/Utenze
		n.ro	n.ro	l/s	l/s	l/s	n.ro prog	n.ro
	32	39	156	0.361	0.415	0.712		
	32a	26	104	0.241	0.277	0.475		
	34	38	152	0.352	0.405	0.694		
	36	20	80	0.185	0.213	0.365		
	40	59	236	0.546	0.628	1.077		
	42	32	128	0.296	0.341	0.584		
	44	44	176	0.407	0.469	0.803		
	46	42	168	0.389	0.447	0.767		
	48	44	176	0.407	0.469	0.803		
	48a	20	80	0.185	0.213	0.365		
	48b	10	40	0.093	0.106	0.183		
	50	32	128	0.296	0.341	0.584		
	50b	20	80	0.185	0.213	0.365		
	52	16	64	0.148	0.170	0.292		
	52a	26	104	0.241	0.277	0.475		
	52b	24	96	0.222	0.256	0.438		
	54	22	88	0.204	0.234	0.402		
	56	23	92	0.213	0.245	0.420		
TOTALE		666	2664	6.167	7.092	12.157	18849	4712
n.ro 8	64	30	120	0.278	0.319	0.548		
	1/72	44	176	0.407	0.469	0.803		
	4	55	220	0.509	0.586	1.004		
	1	42	168	0.389	0.447	0.767		
	6	40	160	0.370	0.426	0.730		
	8	36	144	0.333	0.383	0.657		
	10	49	196	0.454	0.522	0.894		
	16	49	196	0.454	0.522	0.894		
	142	15	60	0.139	0.160	0.274		
	146	10	40	0.093	0.106	0.183		
	148	16	64	0.148	0.170	0.292		
	24	20	80	0.185	0.213	0.365		
TOTALE		406	1624	3.759	4.323	7.411	20473	5118
n.ro 9	3	49	196	0.454	0.522	0.894		
	5	59	236	0.546	0.628	1.077		
	24	95	380	0.880	1.012	1.734		
	38	14	56	0.130	0.149	0.256		
	52	25	100	0.231	0.266	0.456		
TOTALE		242	968	2.241	2.577	4.417	21441	5360
n.ro 10	19b	12	48	0.111	0.128	0.219	21489	5372
TOTALE		12	48	0.111	0.128	0.219		
n.ro 11	19	20	80	0.185	0.213	0.365	21569	5392
TOTALE		20	80	0.185	0.213	0.365		
n.ro 12	17a	27	108	0.250	0.288	0.493	21677	5419
TOTALE		27	108	0.250	0.288	0.493		
n.ro 13	9	34	136	0.315	0.362	0.621	22000	5500
	17	47	188	0.435	0.500	0.858		
TOTALE		81	324	0.750	0.863	1.479		

BACINO FOGNARIO	VIA	n.ro Lotti/Utenze	A.E.	Qm	Qm,g	Qm,o	A.E.	n.ro Lotti/Utenze
		n.ro	n.ro	l/s	l/s	l/s	n.ro prog	n.ro

				Qm	Qm,g	Qm,o	A.E.	Utenze
				l/s	l/s	l/s	n.ro	n.ro
TOTALE				50.93	58.57	100.40	22000	5500

Figura 7 - Suddivisione per bacino fognario del numero di utenze e portate da collettare al depuratore comunale.

Complessivamente la portata media generata dall'abitato di Triscina risulta pari a 50,93 l/s. La portata di punta oraria risulta pari a 100,40 l/s.

11. LO SCHEMA IDRAULICO DELLE INFRASTRUTTURE DI PROGETTO

Lo schema fognario adottato per l'abitato di Triscina parte dal presupposto di minimizzare le portate reflue trasportate lungo la spiaggia.

Al fine di definire l'assetto geometrico del nuovo sistema fognario,

- da un'analisi preventiva derivante dalla cartografia tecnica regionale;
- da sopralluoghi effettuati sul posto;
- dai rilievi topografici eseguiti lungo le strade principali, secondarie e lungo la spiaggia;
- da una verifica delle aree disponibili per l'ubicazione degli impianti di sollevamento e dei gruppi elettrogeni;

si è strutturata la rete di infrastrutture idrauliche destinate alla raccolta delle acque reflue descritta di seguito e rappresentata nella figura seguente:

Con riferimenti ai bacini fognari visti in precedenza la nuova rete acque nere di Triscina prevede:

1. Lungo via Mediteranno la realizzazione di n.ro 5 impianti di sollevamento di cui:
 - a. L'impianto S6 e l'impianto S5 ricadono all'interno del bacino fognario n.ro 5;
 - b. **L'impianto S4** ricade all'interno del bacino fognario n.ro 6 e riceve i reflui dell'impianto S5 (bacino fognario n.ro 5) e dell'impianto S9 (bacino fognario n.ro 4) : Tale l'impianto **risulta pertanto sezione di recapito e punto di raccolta dalla porzione ovest dell'abitato di Triscina;**
 - c. L'impianto S3 rappresenta la sezione finale di raccolta dei reflui ricadenti all'interno del bacino fognario n.ro 7;
 - d. **L'impianto S2** posto all'estremità est dell'abitato di Triscina, oltre a raccogliere i reflui del bacino fognario n.ro 8 rappresenta punto di raccolta anche degli impianti S8 (bacino fognario n.ro 3), S7 (bacino fognario n.ro 2), S10 (bacino fognario n.ro 1), S13 (bacino fognario n.ro 10), S14 (bacino fognario n.ro 11), S15 (bacino fognario n.ro 12), S16 (bacino fognario n.ro 13). Tale l'impianto **risulta pertanto sezione di recapito e punto di raccolta dalla porzione est dell'abitato di Triscina;**
2. Lungo il litorale la realizzazione di n.ro 2 Impianti di sollevamento:
 - a. L'impianto S9 per la raccolta dei reflui relativi al bacino fognario n.ro 4;
 - b. L'impianto S8 per la raccolta dei reflui relativi al bacino fognario n.ro 3.

Con riferimento al bacino fognario n.ro 2, vista la morfologia della costa e l'impossibilità di posare delle tubazioni lungo la spiaggia si prevede una rete fognaria in parte gravità ed in parte in depressione. La rete converge ad un impianto e centrale del vuoto denominato S7 che rilancia i reflui all'impianto S2.

All'estremità est dell'abitato, vista l'altimetria del sito si prevede la realizzazione di n.ro 5 piccoli impianti di sollevamento a sud della strada a mare.

Gli impianti S2 ed S4 rappresentano pertanto gli impianti fondamentali di raccolta dei reflui di Triscina prima dell'invio all'impianto finale denominato S1 e ubicato in corrispondenza della rotatoria di incrocio tra la SP 81 e la via 74.

A partire dall'impianto S1 i reflui vengono inviati al depuratore comunale di Castelvetro attraverso una premente Dn 400 mm in ghisa rivestita in polietilene di estesa pari a circa 8750,0 ml.

La schematizzazione sopra descritta è riportata nelle figure seguenti mediante uno schema a blocchi con le caratteristiche degli impianti di sollevamento previsti e mediante un inquadramento su carta tecnica regionale.

CARATTERISTICHE DEGLI IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO:

IMPIANTO S1
Portata complessiva da sollevare = 103 l/s
Numero di pompe previste = n.ro 3
Lunghezza della premente = 8.750,0 ml
Dislivello Geodetico = 82,0 m
Prevalenza Totale = 103,5 m

IMPIANTO S2
Portata complessiva da sollevare = 40 l/s
Numero di pompe previste = n.ro 3 (2+1 di riserva)
Lunghezza della premente = 350,0 ml
Dislivello Geodetico = 10,0 m
Prevalenza Totale = 13,0 m

IMPIANTO S3
Portata complessiva da sollevare = 13 l/s
Numero di pompe previste = n.ro 2 (1+1 di riserva)
Lunghezza della premente = 800,0 ml
Dislivello Geodetico = 20,0 m
Prevalenza Totale = 26,5 m

IMPIANTO S10
Portata complessiva da sollevare = 0,5 l/s
Numero di pompe previste = n.ro 2 (1+1 di riserva)
Lunghezza della premente = 340,0 ml
Dislivello Geodetico = 27,2 m
Prevalenza Totale = 27,4 m

IMPIANTO S15
Portata complessiva da sollevare = 1,5 l/s
Numero di pompe previste = n.ro 2 (1+1 di riserva)
Lunghezza della premente = 420,0 ml
Dislivello Geodetico = 30,25 m
Prevalenza Totale = 31,7 m

IMPIANTO S4
Portata complessiva da sollevare = 50,5 l/s
Numero di pompe previste = n.ro 3 (2+1 di riserva)
Lunghezza della premente = 1.745,0 ml
Dislivello Geodetico = 31,0 m
Prevalenza Totale = 37,0 m

IMPIANTO S5
Portata complessiva da sollevare = 13 l/s
Numero di pompe previste = n.ro 2 (1+1 di riserva)
Lunghezza della premente = 280,0 ml
Dislivello Geodetico = 8,0 m
Prevalenza Totale = 13,7 m

IMPIANTO S6
Portata complessiva da sollevare = 6 l/s
Numero di pompe previste = n.ro 2 (1+1 di riserva)
Lunghezza della premente = 245,0 ml
Dislivello Geodetico = 9,0 m
Prevalenza Totale = 11,0 m

IMPIANTO S13
Portata complessiva da sollevare = 0,5 l/s
Numero di pompe previste = n.ro 2 (1+1 di riserva)
Lunghezza della premente = 365,0 ml
Dislivello Geodetico = 30,2 m
Prevalenza Totale = 30,4 m

IMPIANTO S16
Portata complessiva da sollevare = 1 l/s
Numero di pompe previste = n.ro 2 (1+1 di riserva)
Lunghezza della premente = 295,0 ml
Dislivello Geodetico = 27,5 m
Prevalenza Totale = 29,5 m

IMPIANTO S7
Portata complessiva da sollevare = 6 l/s
Numero di pompe previste = n.ro 2 (1+1 di riserva)
Lunghezza della premente = 410,0 ml
Dislivello Geodetico = 29,0 m
Prevalenza Totale = 31,5 m

IMPIANTO S8
Portata complessiva da sollevare = 21 l/s
Numero di pompe previste = n.ro 2 (1+1 di riserva)
Pompa prevista per il periodo invernale = n.ro 1 pompa da 1,5 l/s - H= 32 m
Lunghezza della premente = 420,0 ml
Dislivello Geodetico = 35,5 m
Prevalenza Totale = 40,5 m

IMPIANTO S9
Portata complessiva da sollevare = 27 l/s
Numero di pompe previste = n.ro 2 (1+1 di riserva)
Pompa prevista per il periodo invernale = n.ro 1 pompa da 1,5 l/s - H= 32 m
Lunghezza della premente = 330,0 ml
Dislivello Geodetico = 25,0 m
Prevalenza Totale = 30,0 m

IMPIANTO S14
Portata complessiva da sollevare = 0,5 l/s
Numero di pompe previste = n.ro 2 (1+1 di riserva)
Lunghezza della premente = 430,0 ml
Dislivello Geodetico = 29,6 m
Prevalenza Totale = 29,8 m

IMPIANTO DI
DEPURAZIONE
quota piano campagna
112,1 m slm

L=8.650,0 ml
DN 400 mm
in ghisa

Q=103 l/s

IMPIANTO S1
quota piano campagna
34,25 m slm
Vano pompe 3,6x4,4mq
in opera

G.E.

De 355 mm

Q=40 l/s

L=350,0 ml
De 250 mm

IMPIANTO S2
quota piano campagna
30,8 m slm
Vano pompe 3,2x2,7 mq
prefabbricato

G.E.

F.A.

De 315 mm

Q=4 l/s

L=410,0 ml
De 125 mm

G.E.

IMPIANTO S7
quota piano campagna
4,85 m slm
Centrale del Vuoto

F.A.

IMPIANTO S10
quota piano campagna
4,8 m slm
Vano pompe
2x2 mq
prefabbricato

IMPIANTO S13
quota piano campagna
2,0 m slm
Vano pompe
2x2 mq
prefabbricato

IMPIANTO S14
quota piano campagna
2,5 m slm
Vano pompe
2x2 mq
prefabbricato

IMPIANTO S15
quota piano campagna
2,5 m slm
Vano pompe
2x2 mq
prefabbricato

IMPIANTO S16
quota piano campagna
3,7 m slm
Vano pompe
2x2 mq
prefabbricato

Q=5 l/s

Q=1,5 l/s

L=420,0 ml
De 90 mm

L=295,0 ml
De 90 mm

PREMENTE IMPIANTO PEAD/GHISA

TRATTO A GRAVITA' PEAD

G.E. GRUPPO ELETTROGENO

IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO

F.A. FILTRO ARIA A CARBONI ATTIVI

IMPIANTO S9
quota piano campagna
3,6 m slm
Vano pompe
2,5x3,0 mq
in opera

IMPIANTO S8
quota piano campagna
3,5 m slm
Vano pompe
2,5x3,0 mq
in opera



Figura 8- Suddivisione della frazione di Triscina in funzione degli impianti principali.

12. IL DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLA RETE ACQUE NERE

12.1. Dimensionamento dei collettori a gravità

Per il calcolo del tirante all'interno delle condotte con funzionamento a gravità si è fatto riferimento ad una condizione di moto uniforme governata dalla legge di Gauckler-Strickler:

$$Q = k_s A R_H^{2/3} \sqrt{i_f}$$

dove Q rappresenta la portata, A la sezione bagnata, R_H il raggio idraulico e i_f la pendenza del fondo, k_s è il coefficiente di Gauckler – Strickler ($90 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$) che fornisce indicazioni sulla scabrezza della condotta.

Le caratteristiche delle tubazioni e gli spessori sono riportate nella tabella seguente.

PEAD PN 10 – PE 100 – SDR 17		
De	Spessore	Di
mm	mm	mm
250	14.8	220.4
280	16.6	246.8
315	18.7	277.6
355	21.1	312.8
400	23.7	352.6
450	26.7	396.6
500	29.7	440.6
560	33.2	493.6
630	37.4	555.2

Figura 9 – Diametri esterni ed interni delle tubazioni in PEAD impiegate.

PVC – SN8 – SDR 34		
De	Spessore	Di
mm	mm	mm
250	9.2	231.6

Figura 10 – Caratteristiche del tubo in PVC impiegati per i collettori secondari.

Criteri adottati per il dimensionamento dei collettori:

- seguire il più possibile l'andamento del terreno;
- limitare lo scavo, dove possibile, ai 3,00 m;
- limitare la velocità in condotta, dove possibile, a 4 m/s per evitare eccessive sollecitazioni del materiale delle tubazioni per abrasione.

12.2. Verifica tensione tangenziale in presenza della portata media

Per garantire l'azione autopulente della condotta ed evitare che si formino accumuli di fango è buona norma verificare che la tensione tangenziale al fondo della stessa risulti superiore ad un valore critico prefissato t_{cr} .

Per i collettori fognari di progetto il valore critico è stato assunto pari a 0,20 daN/m^2 (cioè 2 Pa).

Per effettuare la verifica si sono valutate le tensioni tangenziali al fondo al defluire della portata media annua. La tensione tangenziale si è determinata attraverso la relazione:

$$\tau = \gamma R_H i$$

con γ pari a 9810 N/m^3 , R_H raggio idraulico (m) e i pendenza del collettore.

Il calcolo è stato realizzato per la portata nera media che realizza le velocità minime.

12.3. I collettori principali

BACINO FOGNARIO n.ro 5 - IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO n.ro 6 - PROFILO 1

VIA	Qm	Qp	da	a	Qm,totale	Qp,totale	Lparz.	Lprog.	Pendenza	q in	q out	De	y/D	Velocità	Area Liquida	Raggio Idraulico	Tensione Tangenziale (Qp, totale)	Tensione Tangenziale (Qm, totale)
134	0.35	0.69	PP1	PP2	0.35	0.69	28.6	28.6	0.031	14.49	13.61	280	0.05	0.67	0.0010	0.0088	2.67	1.97
			PP2	PP3	0.35	0.69	28.6	57.3	0.041	13.61	12.44	280	0.05	0.74	0.0009	0.0082	3.31	2.45
132 via Serena	0.51	1.00	PP3	PP4	0.35	0.69	28.6	85.8	0.041	12.44	11.28	280	0.05	0.74	0.0009	0.0082	3.31	2.45
			PP4	PP5	0.86	1.69	29.5	115.3	0.035	11.28	10.24	280	0.08	0.92	0.0018	0.0128	4.41	3.24
			PP5	PP6	0.86	1.69	30.0	145.2	0.005	10.24	10.09	280	0.13	0.47	0.0036	0.0199	0.98	0.72
130	0.46	0.91	PP6	PP7	1.32	2.60	22.4	167.7	0.009	10.09	9.88	280	0.14	0.65	0.0040	0.0212	1.87	1.38
			PP7	PP8	1.32	2.60	22.3	190.0	0.009	9.88	9.68	280	0.14	0.65	0.0040	0.0212	1.87	1.38
128	0.37	0.73	PP8	PP9	1.69	3.33	33.5	223.5	0.009	9.68	9.38	280	0.16	0.70	0.0047	0.0237	2.09	1.54
			PP9	PP10	1.69	3.33	33.3	256.9	0.011	9.38	9.00	280	0.15	0.76	0.0044	0.0227	2.45	1.80
			PP10	PP11	1.69	3.33	36.0	292.8	0.026	9.00	8.06	280	0.12	1.02	0.0033	0.0187	4.77	3.50

BACINO FOGNARIO n.ro 5 - IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO n.ro 6 - PROFILO 2

VIA	Qm	Qp	da	a	Qm,totale	Qp,totale	Lparz.	Lprog.	Pendenza	q in	q out	De	y/D	Velocità	Area Liquida	Raggio Idraulico	Tensione Tangenziale (Qp, totale)	Tensione Tangenziale (Qm, totale)
118b	0.49	0.96	PP19	PP18	0.49	0.96	41.2	41.2	0.007	15.52	15.23	280	0.09	0.44	0.0022	0.0143	0.98	0.72
118c	0.09	0.18	PP18	PP17	0.58	1.15	33.1	74.3	0.007	15.23	14.99	280	0.10	0.47	0.0025	0.0155	1.07	0.78
120a	0.11	0.22	PP17	PP16	0.69	1.36	37.6	111.8	0.040	14.99	13.47	280	0.07	0.91	0.0015	0.0113	4.43	3.25
120	0.32	0.62	PP16	PP15	1.01	1.98	27.7	139.5	0.040	13.47	12.35	280	0.08	1.01	0.0020	0.0134	5.25	3.87
			PP15	PP14	1.01	1.98	27.8	167.2	0.040	12.35	11.24	280	0.08	1.01	0.0020	0.0134	5.25	3.87
124a	0.11	0.22	PP14	PP13	1.12	2.20	22.0	189.2	0.115	11.24	8.71	280	0.07	1.51	0.0015	0.0110	12.46	9.17
			PP13	PP12	1.12	2.20	22.5	211.7	0.019	8.71	8.28	280	0.11	0.81	0.0027	0.0166	3.10	2.28
			PP12	PP11	1.12	2.20	21.8	233.5	0.011	8.28	8.03	280	0.12	0.67	0.0033	0.0188	2.03	1.49

BACINO FOGNARIO n.ro 5 - IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO n.ro 5 - PROFILO 3

VIA	Qm l/s	Qp l/s	da n.ro	a n.ro	Qm,totale l/s	Qp,totale l/s	Lparz. m	Lprog. m	Pendenza m/m	q in m slm	q out m slm	De mm	y/D -	Velocità m/s	Area Liquida mq	Raggio Idraulico m	Tensione Tangenziale (Qp, totale)	
																	Pa	Pa
da S6	6,00	6,00	PP20	PP21	6,00	6,00	8,3	266,4	0,045	15,30	14,93	280	0,14	1,48	0,0041	0,0215	949	949
118	0,39	0,76	PP21	PP22	6,39	6,76	28,6	294,9	0,045	14,93	13,63	280	0,15	1,53	0,0044	0,0227	10,01	9,76
			PP22	PP23	6,39	6,76	27,9	322,8	0,045	13,63	12,36	280	0,15	1,53	0,0044	0,0227	10,01	9,76
108	0,36	0,71	PP23	PP24	6,75	7,47	38,1	360,9	0,012	12,36	11,90	280	0,22	0,99	0,0076	0,0317	3,74	3,57
			PP24	PP25	6,75	7,47	38,0	398,9	0,002	11,90	11,83	280	0,34	0,52	0,0143	0,0466	0,92	0,88
			PP25	PP26	7,47	7,47	37,8	436,7	0,002	11,83	11,77	280	0,34	0,52	0,0143	0,0466	0,92	0,88
106	0,72	1,42	PP26	PP27	7,47	8,89	32,3	469,0	0,002	11,77	11,71	280	0,37	0,55	0,0162	0,0501	0,98	0,92
			PP27	PP28	7,47	8,89	32,4	501,4	0,002	11,71	11,66	280	0,37	0,55	0,0162	0,0501	0,98	0,92
			PP28	PP29	7,47	8,89	32,2	533,5	0,002	11,66	11,61	280	0,37	0,55	0,0162	0,0501	0,98	0,92
			PP29	PP30	7,47	8,89	31,5	565,0	0,002	11,61	11,55	280	0,37	0,55	0,0162	0,0501	0,98	0,92
102	0,56	1,11	PP30	PP31	8,04	10,00	20,6	585,6	0,002	11,55	11,52	280	0,40	0,57	0,0177	0,0526	1,03	0,94
			PP31	S6	8,04	10,00	4,6	590,3	0,002	11,52	11,51	280	0,40	0,57	0,0177	0,0526	1,03	0,94

BACINO FOGNARIO n.ro 5 - IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO n.ro 5 - PROFILO 4

VIA	Qm l/s	Qp l/s	da n.ro	a n.ro	Qm,totale l/s	Qp,totale l/s	Lparz. m	Lprog. m	Pendenza m/m	q in m slm	q out m slm	De mm	y/D -	Velocità m/s	Area Liquida mq	Raggio Idraulico m	Tensione Tangenziale (Qp, totale)	
																	Pa	Pa
90	0,35	0,69	PP39	PP38	0,35	0,69	25,7	25,7	0,012	18,64	18,32	280	0,07	0,48	0,0014	0,0109	1,28	0,94
			PP38	PP37	0,35	0,69	25,8	51,5	0,035	18,32	17,41	280	0,05	0,70	0,0010	0,0085	2,93	2,16
			PP37	PP36	0,35	0,69	25,7	77,1	0,035	17,41	16,50	280	0,05	0,70	0,0010	0,0085	2,93	2,16
			PP36	PP35	0,35	0,69	21,9	99,0	0,035	16,50	15,72	280	0,05	0,70	0,0010	0,0085	2,93	2,16
			PP35	PP34	0,35	0,69	22,4	121,5	0,035	15,72	14,92	280	0,05	0,70	0,0010	0,0085	2,93	2,16
			PP34	PP33	0,35	0,69	22,3	143,7	0,035	14,92	14,14	280	0,05	0,70	0,0010	0,0085	2,93	2,16
100	0,72	1,42	PP33	PP32	1,07	2,11	15,1	158,8	0,020	14,14	13,84	280	0,10	0,81	0,0026	0,0161	3,16	2,32
			PP32	S6	1,07	2,11	4,8	163,6	0,020	13,84	13,75	280	0,10	0,81	0,0026	0,0161	3,16	2,32

BACINO FOGNARIO n.ro 6 - IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO n.ro 4 - PROFILO 5

VIA	Qm	Qp	da	a	Qm,totale	Qp,totale	Lparz.	Lprog.	Pendenza	q in	q out	De	y/D	Velocità	Area Liquida	Raggio Idraulico	Tensione Tangenziale (Qp, totale)	Tensione Tangenziale (Qm, totale)
da S5 e S9	19.45	40.00	PP43	PP44	19.45	40.00	20.1	285.2	0.002	19.39	19.36	400	0.27	1.85	0.0213	0.0562	10.83	7.97
88 - 84c	0.71	1.41	PP44	PP45	20.16	41.41	20.0	306.16	0.002	19.36	19.32	400	0.28	1.88	0.0224	0.0569	11.17	8.34
			PP45	PP46	20.16	41.41	30.8	335.92	0.002	19.32	19.28	400	0.28	1.88	0.0224	0.0569	11.17	8.34
88a	0.42	0.82	PP46	PP47	20.57	42.23	30.3	366.18	0.002	19.28	19.23	400	0.28	1.88	0.0224	0.0569	11.17	8.34
			PP47	PP48	20.57	42.23	21.9	388.11	0.002	19.23	19.19	400	0.28	1.88	0.0224	0.0569	11.17	8.34
			PP48	PP49	20.57	42.23	20.0	408.08	0.002	19.19	19.16	400	0.28	1.88	0.0224	0.0569	11.17	8.34
			PP49	PP50	20.57	42.23	20.0	428.08	0.002	19.16	19.13	400	0.28	1.88	0.0224	0.0569	11.17	8.34
			PP50	PP51	20.57	42.23	28.9	456.95	0.002	19.13	19.08	400	0.28	1.88	0.0224	0.0569	11.17	8.34
84	0.62	1.22	PP51	PP52	21.20	43.45	29.0	486.96	0.002	19.08	19.04	400	0.29	1.92	0.0235	0.0586	11.50	8.34
			PP52	PP53	21.20	43.45	27.8	513.77	0.002	19.04	18.99	400	0.29	1.92	0.0235	0.0586	11.50	8.34
			PP53	PP54	21.20	43.45	28.2	541.94	0.002	18.99	18.95	400	0.29	1.92	0.0235	0.0586	11.50	8.34
			PP54	PP55	21.20	43.45	28.1	570	0.002	18.95	18.9	400	0.29	1.92	0.0235	0.0586	11.50	8.34
			PP55	PP56	21.20	43.45	28.2	598.22	0.002	18.90	18.86	400	0.29	1.92	0.0235	0.0586	11.50	8.34
			PP56	PP57	21.20	43.45	28.2	626.39	0.002	18.86	18.81	400	0.29	1.92	0.0235	0.0586	11.50	8.34
			PP57	PP58	21.20	43.45	28.1	654.52	0.002	18.81	18.77	400	0.29	1.92	0.0235	0.0586	11.50	8.34
			PP58	PP59	21.20	43.45	28.2	682.73	0.002	18.77	18.72	400	0.29	1.92	0.0235	0.0586	11.50	8.34
82	0.16	0.31	PP59	PP60	21.35	43.76	30.6	713.34	0.002	18.72	18.67	400	0.29	1.92	0.0235	0.0586	11.50	8.34
			PP60	PP61	21.35	43.76	30.6	743.93	0.002	18.67	18.62	400	0.29	1.92	0.0235	0.0586	11.50	8.34
			PP61	PP62	21.35	43.76	38.9	782.85	0.038	18.62	17.14	400	0.25	2.43	0.0191	0.0517	19.27	8.34
			PP62	PP63	21.35	43.76	29.4	812.21	0.038	17.14	16.02	400	0.25	2.43	0.0191	0.0517	19.27	8.34
			PP63	PP64	21.35	43.76	29.3	841.54	0.038	16.02	14.9	400	0.25	2.43	0.0191	0.0517	19.27	8.34
			PP64	PP65	21.35	43.76	30.3	871.84	0.017	14.90	14.38	400	0.31	1.84	0.0258	0.0619	10.33	8.34
			PP65	PP66	21.35	43.76	18.8	890.67	0.017	14.38	14.06	400	0.31	1.84	0.0258	0.0619	10.33	8.34
78 - 74a	0.44	0.88	PP66	S4	21.80	44.64	3.2	893.88	0.017	14.06	14.00	400	0.31	1.84	0.0258	0.0619	10.33	8.34

BACINO FOGNARIO n.ro 6 - IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO n.ro 4 - PROFILO 6

VIA	Qm	Qp	da	a	Qm,totale	Qp,totale	Lparz.	Lprog.	Pendenza	q in	q out	De	y/D	Velocità	Area Liquida	Raggio Idraulico	Tensione Tangenziale (Qp, totale)	Tensione Tangenziale (Qm, totale)
56	0.05	0.10	PP89	PP88	0.05	0.10	31.0	31.0	0.030	28.17	27.24	280	0.03	0.45	0.0004	0.0049	1.43	0.96
			PP88	PP87	0.05	0.10	32.0	63.0	0.041	27.24	25.92	280	0.02	0.40	0.0002	0.0033	1.31	0.66
62 - 68	0.43	0.84	PP87	PP86	0.48	0.94	31.0	94.0	0.059	25.92	24.08	280	0.06	0.99	0.0012	0.0096	5.55	3.74
			PP86	PP85	0.48	0.94	25.0	119.0	0.013	24.08	23.76	280	0.08	0.56	0.0018	0.0127	1.62	1.22
64 - 66 - 70	0.64	1.26	PP85	PP84	1.12	2.20	25.0	144.0	0.012	23.76	23.46	280	0.12	0.69	0.0033	0.0186	2.19	1.67
			PP84	PP83	1.12	2.20	32.0	176.0	0.013	23.46	23.06	280	0.12	0.72	0.0033	0.0186	2.38	1.81
72	0.18	0.35	PP83	PP82	1.29	2.55	32.0	208.0	0.013	23.06	22.66	280	0.13	0.76	0.0037	0.0201	2.56	1.81
72b	0.32	0.64	PP82	PP81	1.62	3.19	23.0	231.0	0.013	22.66	22.37	280	0.14	0.79	0.0041	0.0215	2.74	2.00
			PP81	PP80	1.62	3.19	30.0	261.0	0.012	22.37	22	280	0.15	0.80	0.0045	0.0229	2.70	2.02
			PP80	PP79	1.62	3.19	30.0	291.0	0.013	22.00	21.62	280	0.14	0.79	0.0041	0.0215	2.74	2.00
72a	0.42	0.82	PP79	PP78	2.03	4.01	31.0	322.0	0.003	21.62	21.53	280	0.13	1.15	0.0037	0.0201	5.91	4.61
			PP78	PP77	2.03	4.01	20.0	342.0	0.003	21.53	21.47	280	0.13	1.15	0.0037	0.0201	5.91	4.61
			PP77	PP76	2.03	4.01	21.0	363.0	0.003	21.47	21.41	280	0.13	1.15	0.0037	0.0201	5.91	4.61
			PP76	PP75	2.03	4.01	21.0	384.0	0.003	21.41	21.35	280	0.13	1.15	0.0037	0.0201	5.91	4.61
			PP75	PP74	2.03	4.01	24.0	408.0	0.003	21.35	21.27	280	0.13	1.15	0.0037	0.0201	5.91	4.61
			PP74	PP73	2.03	4.01	26.0	434.0	0.003	21.27	21.2	280	0.13	1.15	0.0037	0.0201	5.91	4.61
84	0.62	1.22	PP73	PP72	2.66	5.23	26.0	460.0	0.070	21.20	19.39	280	0.12	1.67	0.0033	0.0186	12.79	9.74
			PP72	PP71	2.66	5.23	28.0	488.0	0.068	19.39	17.5	280	0.12	1.65	0.0033	0.0186	12.42	8.45
			PP71	PP70	2.66	5.23	30.0	518.0	0.069	17.50	15.44	280	0.12	1.66	0.0033	0.0186	12.61	8.57
			PP70	PP69	2.66	5.23	31.0	549.0	0.034	15.44	14.38	280	0.15	1.34	0.0045	0.0229	7.65	5.23
			PP69	PP68	2.66	5.23	9.0	558.0	0.006	14.38	14.33	280	0.13	1.63	0.0037	0.0201	11.81	7.46
			PP68	PP67	2.66	5.23	17.0	575.0	0.006	14.33	14.23	280	0.13	1.63	0.0037	0.0201	11.81	7.46
74	0.55	1.08	PP67	S4	3.20	6.31	2.0	577.0	0.006	14.23	14.23	280	0.14	1.70	0.0041	0.0215	12.66	9.23

BACINO FOGNARIO n.ro 7 - IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO n.ro 3 - PROFILO 7

VIA	Qm	Qp	da	a	Qm,totale	Qp,totale	Lparz.	Lprog.	Pendenza	q in	q out	De	y/D	Velocità	Area Liquida	Raggio Idraulico	Tensione Tangenziale (Qp, totale)	Tensione Tangenziale (Qm, totale)
	l/s	l/s	n.ro	n.ro	l/s	l/s	m	m	m/m	m slm	m slm	mm	-	m/s	mq	m	Pa	Pa
56 - 54 - 50b	0.60	1.19	PP91	PP91	0.00	0.00	39.0	34.6	0.100	28.69	28.30	280	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00
52a	0.24	0.47	PP92	PP92	0.84	1.66	32.0	87.3	0.026	27.22	26.37	280	0.08	0.79	0.0018	0.0127	3.23	2.19
50 - 50 a	0.15	0.29	PP93	PP94	0.89	1.95	30.0	113.6	0.026	26.37	25.59	280	0.09	0.85	0.0021	0.0142	3.62	2.19
	0.48	0.95	PP94	PP95	1.47	2.90	26.0	140.0	0.002	25.59	25.55	280	0.12	0.89	0.0033	0.0186	3.65	2.78
			PP95	PP96	1.47	2.90	25.0	166.3	0.002	25.55	25.51	280	0.12	0.89	0.0033	0.0186	3.65	2.78
			PP96	PP97	1.47	2.90	23.0	192.7	0.002	25.51	25.47	280	0.12	0.89	0.0033	0.0186	3.65	2.78
			PP97	PP98	1.47	2.90	24.0	219.0	0.002	25.47	25.44	280	0.13	0.94	0.0037	0.0201	3.94	2.78
48b	0.09	0.18	PP98	PP99	1.56	3.08	32.0	245.4	0.002	25.44	25.38	280	0.13	0.94	0.0037	0.0201	3.94	2.78
48a	0.19	0.37	PP99	PP100	1.75	3.45	21.0	271.7	0.002	25.38	25.35	280	0.13	0.94	0.0037	0.0201	3.94	2.78
			PP100	PP101	1.75	3.45	21.0	298.1	0.019	25.35	24.95	280	0.14	0.96	0.0041	0.0215	4.01	2.92
48	0.41	0.80	PP101	PP102	2.16	4.25	20.0	324.4	0.019	24.95	24.58	280	0.15	1.00	0.0045	0.0229	4.27	3.20
			PP102	PP103	2.16	4.25	19.0	350.8	0.019	24.58	24.21	280	0.15	1.00	0.0045	0.0229	4.27	3.20
46	0.39	0.77	PP103	PP104	2.55	5.02	36.0	377.1	0.019	24.21	23.53	315	0.16	1.04	0.0049	0.0243	4.53	3.47
44	0.41	0.80	PP104	PP105	2.95	5.82	31.0	403.5	0.033	23.53	22.49	315	0.15	1.32	0.0045	0.0229	7.42	5.55
			PP105	S3	2.95	5.82	7.0	429.8	0.033	22.49	22.27	315	0.15	1.32	0.0045	0.0229	7.42	5.55

BACINO FOGNARIO n.ro 7 - IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO n.ro 3 - PROFILO 8

VIA	Qm	Qp	da	a	Qm,totale	Qp,totale	Lparz.	Lprog.	Pendenza	q in	q out	De	y/D	Velocità	Area Liquida	Raggio Idraulico	Tensione Tangenziale (Qp, totale)	Tensione Tangenziale (Qm, totale)
	l/s	l/s	n.ro	n.ro	l/s	l/s	m	m	m/m	m slm	m slm	mm	-	m/s	mq	m	Pa	Pa
28	0.49	0.97	PP123	PP122	0.00	0.00	18.0	18.0	0.026	30.98	30.50	280	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00
			PP122	PP121	0.49	0.97	18.0	36.0	0.026	30.50	30.01	280	0.07	0.72	0.0015	0.0111	2.84	2.05
			PP121	PP120	0.49	0.97	29.0	65.0	0.026	30.01	29.26	280	0.07	0.72	0.0015	0.0111	2.84	2.05
			PP120	PP119	0.49	0.97	29.0	94.0	0.026	29.26	28.50	280	0.07	0.72	0.0015	0.0111	2.84	2.05
			PP119	PP118	0.49	0.97	29.0	123.0	0.003	28.50	28.30	280	0.11	0.33	0.0029	0.0172	0.50	2.36
30	0.31	0.62	PP118	PP117	0.81	1.59	28.0	151.0	0.003	28.30	28.23	280	0.14	0.38	0.0041	0.0215	0.63	2.82
			PP117	PP116	0.81	1.59	34.0	185.0	0.003	28.23	28.14	280	0.14	0.38	0.0041	0.0215	0.63	2.82
			PP116	PP115	0.81	1.59	34.0	219.0	0.003	28.14	28.06	280	0.14	0.38	0.0041	0.0215	0.63	2.82
			PP115	PP114	0.81	1.59	34.0	253.0	0.003	28.06	27.97	280	0.14	0.38	0.0041	0.0215	0.63	2.82
32	0.60	1.19	PP114	PP113	1.41	2.77	25.0	278.0	0.003	27.97	27.91	280	0.17	0.43	0.0054	0.0257	0.76	3.73
			PP113	PP112	1.41	2.77	23.0	301.0	0.003	27.91	27.85	280	0.17	0.43	0.0054	0.0257	0.76	3.73
			PP112	PP111	1.41	2.77	23.0	324.0	0.003	27.85	27.79	280	0.17	0.43	0.0054	0.0257	0.76	3.73
34	0.35	0.69	PP111	PP110	1.76	3.47	23.0	347.0	0.003	27.79	27.73	280	0.21	0.49	0.0073	0.0311	0.91	3.73
			PP110	PP109	1.76	3.47	40.0	387.0	0.043	27.73	26.00	280	0.11	1.24	0.0029	0.0172	7.24	4.70
36	0.19	0.37	PP109	PP108	1.94	3.83	31.0	418.0	0.020	26.00	24.64	280	0.12	1.31	0.0033	0.0186	7.86	5.34
			PP108	PP107	1.94	3.83	31.0	449.0	0.020	24.64	24.02	280	0.14	0.98	0.0041	0.0215	4.22	3.08
40 - 42	0.84	1.66	PP107	PP106	2.79	5.49	22.0	471.0	0.020	24.02	23.58	280	0.17	1.11	0.0054	0.0257	5.04	3.65
			PP106	PP104	2.79	5.49	23.0	494.0	0.002	23.58	23.53	280	0.30	0.49	0.0121	0.0422	0.83	0.61

BACINO FOGNARIO n.ro 8 - IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO n.ro 2 - PROFILO 9

VIA	Qm	Qp	da	a	Qm,totale	Qp,totale	Lparz.	Lprog.	Pendenza	q in	q out	De	y/D	Velocità	Area Liquida	Raggio Idraulico	Tensione Tangenziale (Qp, totale)	
	l/s	l/s	n.ro	n.ro	l/s	l/s	m	m	m/m	m slm	m slm	mm	-	m/s	mq	m	Pa	Pa
24	0,185	0,36	PP124	PP125	0,19	0,36	41,3	41,3	0,002	30,04	29,96	315	0,07	0,21	0,0017	0,0119	0,23	0,17
148	0,148	0,29	PP125	PP126	0,33	0,65	23,0	64,3	0,002	29,96	29,91	315	0,09	0,25	0,0026	0,0155	0,30	0,22
			PP126	PP127	0,33	0,65	23,4	87,6	0,002	29,91	29,87	315	0,09	0,25	0,0026	0,0155	0,30	0,22
146	0,093	0,18	PP127	PP128	0,43	0,84	42,4	130,0	0,002	29,87	29,72	315	0,10	0,27	0,0031	0,0175	0,34	0,25
142	0,139	0,27	PP128	PP129	0,57	1,11	30,1	160,1	0,002	29,78	29,72	315	0,11	0,29	0,0038	0,0198	0,39	0,29
sn			PP129	PP130	0,57	1,11	22,2	182,2	0,002	29,72	29,68	315	0,11	0,29	0,0038	0,0198	0,39	0,29
			PP130	PP131	0,57	1,11	21,7	203,9	0,002	29,68	29,63	315	0,11	0,29	0,0038	0,0198	0,39	0,29
			PP131	PP132	0,57	1,11	22,4	226,3	0,002	29,63	29,59	315	0,11	0,29	0,0038	0,0198	0,39	0,29
sn			PP132	PP133	0,57	1,11	27,4	253,8	0,002	29,59	29,53	315	0,11	0,29	0,0038	0,0198	0,39	0,29
16	0,454	0,89	PP133	PP134	1,02	2,00	59,5	313,3	0,002	29,53	29,42	315	0,15	0,35	0,0057	0,0258	0,51	0,37
			PP134	PP135	1,02	2,00	29,7	343,0	0,002	29,42	29,36	315	0,15	0,35	0,0057	0,0258	0,51	0,37
			PP135	PP136	1,02	2,00	29,7	372,7	0,002	29,36	29,3	315	0,15	0,35	0,0057	0,0258	0,51	0,37
10	0,454	0,89	PP136	PP137	1,47	2,90	37,7	410,4	0,006	29,30	29,07	315	0,14	0,58	0,0050	0,0238	1,40	1,03
8	0,333	0,65	PP137	PP138	1,81	3,55	35,1	445,5	0,010	29,07	28,71	315	0,13	0,73	0,0048	0,0233	2,28	1,68
			PP138	PP139	1,81	3,55	34,6	480,0	0,010	28,71	28,36	315	0,13	0,73	0,0048	0,0233	2,28	1,68
			PP139	S2	1,81	3,55	6,2	486,2	0,010	28,36	28,3	315	0,13	0,73	0,0048	0,0233	2,28	1,68

BACINO FOGNARIO n.ro 8 - IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO n.ro 2 - PROFILO 10

VIA	Qm	Qp	da	a	Qm,totale	Qp,totale	Lparz.	Lprog.	Pendenza	q in	q out	De	y/D	Velocità	Area Liquida	Raggio Idraulico	Tensione Tangenziale (Qp, totale)	
	l/s	l/s	n.ro	n.ro	l/s	l/s	m	m	m/m	m slm	m slm	mm	-	m/s	mq	m	Pa	Pa
da S10	2	2,00	PP155	PP154	2,00	2,00	34,6	34,6	0,002	33,91	33,13	315	0,15	0,35	0,0057	0,0258	0,51	0,51
64	0,278	0,55	PP154	PP153	2,28	2,55	26,4	60,9	0,002	33,13	32,33	315	0,17	0,38	0,0068	0,0287	0,56	0,54
			PP153	PP152	2,28	2,55	26,9	87,8	0,002	32,33	31,86	315	0,17	0,38	0,0068	0,0287	0,56	0,54
172	0,407	0,80	PP152	PP151	2,69	3,35	39,9	127,7	0,002	31,86	31,47	315	0,19	0,41	0,0082	0,0324	0,64	0,58
sn			PP151	PP150	2,69	3,35	25,7	153,4	0,002	31,47	31,23	315	0,19	0,41	0,0082	0,0324	0,64	0,58
			PP150	PP149	2,69	3,35	26,0	179,4	0,002	31,23	30,97	315	0,19	0,41	0,0082	0,0324	0,64	0,58
			PP149	PP148	2,69	3,35	26,5	205,9	0,002	30,97	30,72	315	0,19	0,41	0,0082	0,0324	0,64	0,58
			PP148	PP147	2,69	3,35	26,2	232,1	0,002	30,72	30,46	315	0,19	0,41	0,0082	0,0324	0,64	0,58
4	0,509	1,00	PP147	PP146	3,19	4,35	25,6	257,7	0,002	30,46	30,21	315	0,22	0,44	0,0098	0,0364	0,71	0,62
			PP146	PP145	3,19	4,35	26,3	284,0	0,002	30,21	29,96	315	0,22	0,44	0,0098	0,0364	0,71	0,62
			PP145	PP144	3,19	4,35	33,5	317,5	0,002	29,96	29,63	315	0,22	0,44	0,0098	0,0364	0,71	0,62
1	0,389	0,76	PP144	PP143	3,58	5,11	27,0	344,5	0,002	29,63	29,37	315	0,24	0,46	0,0110	0,0390	0,77	0,65
sn			PP143	PP142	3,58	5,11	32,1	376,6	0,006	29,37	29,06	315	0,24	0,46	0,0110	0,0390	0,77	0,65
			PP142	PP141	3,58	5,11	32,3	408,9	0,010	29,06	28,75	315	0,24	0,46	0,0110	0,0390	0,77	0,65
6	0,37	0,73	PP141	PP140	3,95	5,84	17,0	425,9	0,010	28,75	28,58	315	0,25	0,48	0,0121	0,0413	0,81	0,68
			PP140	S2	3,95	5,84	6,0	431,9	0,010	28,58	28,58	315	0,25	0,48	0,0121	0,0413	0,81	0,68

IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO n.ro 2 - PROFILO 11

VIA	Qm	Qp	da	a	Qm,totale	Qp,totale	Lparz.	Lprog.	Pendenza	q in	q out	De	y/D	Velocità	Area Liquida	Raggio Idraulico	Tensione Tangenziale (Op. totale)	Tensione Tangenziale (Qm. totale)
da S2	19,82	40,00	PP261	PP260	19,82	40,00	35,0	35,0	0,007	37,95	37,70	355	0,43	1,29	0,0316	0,0706	4,85	3,57
			PP260	PP259	19,82	40,00	28,0	63,0	0,008	37,70	37,47	355	0,41	1,34	0,0297	0,0682	5,36	4,08
			PP259	PP258	19,82	40,00	28,0	91,0	0,019	37,47	36,94	355	0,33	1,85	0,0221	0,0578	10,77	7,95
			PP258	PP257	19,82	40,00	28,0	119,0	0,021	36,94	36,34	355	0,32	1,92	0,0212	0,0564	11,61	8,46
			PP257	PP256	19,82	40,00	28,0	147,0	0,019	36,34	35,80	355	0,33	1,85	0,0221	0,0578	10,77	7,95
			PP256	PP255	19,82	40,00	29,0	176,0	0,018	35,80	35,28	355	0,33	1,80	0,0221	0,0578	10,20	7,53
			PP255	PP254	19,82	40,00	31,0	207,0	0,024	35,28	34,54	355	0,31	2,01	0,0203	0,0549	12,93	9,66
			PP254	PP253	19,82	40,00	30,0	237,0	0,023	34,54	33,82	355	0,31	1,97	0,0203	0,0549	12,39	9,26
			PP253	PP252	19,82	40,00	31,0	268,0	0,022	33,82	33,13	355	0,32	1,96	0,0212	0,0564	12,16	8,86
			PP252	PP251	19,82	40,00	33,0	301,0	0,004	33,13	32,90	355	0,50	1,04	0,0384	0,0782	3,07	2,37
			PP251	PP250	19,82	40,00	29,0	330,0	0,004	32,90	32,68	355	0,50	1,04	0,0384	0,0782	3,07	2,37
			PP250	PP249	19,82	40,00	31,0	361,0	0,004	32,68	32,45	355	0,50	1,04	0,0384	0,0782	3,07	2,37
			PP249	S1	19,82	40,00	27,0	388,0	0,004	32,45	32,25	355	0,50	1,04	0,0384	0,0782	3,07	2,37

IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO n.ro 4 - PROFILO 13

VIA	Qm	Qp	da	a	Qm,totale	Qp,totale	Lparz.	Lprog.	Pendenza	q in	q out	De	y/D	Velocità	Area Liquida	Raggio Idraulico	Tensione Tangenziale (Op. totale)	Tensione Tangenziale (Qm. totale)
da S4	24,95	50	PP219	PP221	24,95	50,00	59,0	59,0	0,014	40,73	39,91	400	0,34	1,75	0,0293	0,0667	9,16	6,85
			PP221	PP223	24,95	50,00	59,0	118,0	0,016	39,91	38,99	400	0,33	1,84	0,0281	0,0651	10,22	7,83
			PP223	PP225	24,95	50,00	59,0	177,0	0,017	38,99	38,12	400	0,32	1,87	0,0269	0,0635	10,59	7,72
			PP225	PP227	24,95	50,00	59,0	236,0	0,017	38,12	37,10	400	0,32	1,87	0,0269	0,0635	10,59	7,72
			PP227	PP229	24,95	50,00	59,0	295,0	0,015	37,10	36,21	400	0,33	1,78	0,0281	0,0651	9,58	7,34
			PP229	PP231	24,95	50,00	60,0	355,0	0,015	36,21	35,32	400	0,33	1,78	0,0281	0,0651	9,58	7,34
			PP231	PP233	24,95	50,00	59,0	414,0	0,015	35,32	34,43	400	0,33	1,78	0,0281	0,0651	9,58	7,34
			PP233	PP235	24,95	50,00	30,0	444,0	0,015	34,43	33,99	400	0,33	1,78	0,0281	0,0651	9,58	7,34
			PP235	PP237	24,95	50,00	88,0	532,0	0,007	33,99	33,35	400	0,40	1,35	0,0365	0,0755	5,19	3,91
			PP237	PP239	24,95	50,00	60,0	592,0	0,003	33,35	33,17	400	0,51	0,98	0,0601	0,0893	2,63	2,01
			PP239	PP241	24,95	50,00	59,0	651,0	0,003	33,17	33,00	400	0,51	0,98	0,0501	0,0893	2,63	2,01
			PP241	PP243	24,95	50,00	60,0	711,0	0,004	33,00	32,75	400	0,47	1,10	0,0451	0,0847	3,32	2,56
			PP243	PP245	24,95	50,00	61,0	772,0	0,004	32,75	32,50	400	0,47	1,10	0,0451	0,0847	3,32	2,56
			PP245	PP247	24,95	50,00	61,0	833,0	0,004	32,50	32,24	400	0,47	1,10	0,0451	0,0847	3,32	2,56
			PP247	S1	24,95	50,00	23,0	856,0	0,004	32,24	32,15	400	0,47	1,10	0,0451	0,0847	3,32	2,56

BACINO FOGNARIO n.ro 4 - IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO n.ro 9 - PROFILO 16-A

VIA	Qm	Qp	da	a	Qm,totale	Qp,totale	Lparz.	Lprog.	Pendenza	q in	q out	De	y/D	Velocità	Area Liquida	Raggio Idraulico	Tensione Tangenziale (Qp, totale)	Tensione Tangenziale (Qm, totale)
	l/s	l/s	n.ro	n.ro	l/s	l/s	m	m	m/m	m slm	m slm	mm	-	m/s	mq	m	Pa	Pa
166 Est	0.24	0.48	PP156	PP157	0.24	0.48	18.3	18.3	0.002	-0.80	-0.84	280	0.09	0.23	0.0021	0.0139	0.27	0.20
163	0.30	0.59	PP157	PP158	0.54	1.06	30.0	48.3	0.002	-0.84	-0.90	280	0.13	0.30	0.0036	0.0199	0.39	0.29
161	0.45	0.89	PP158	PP159	0.99	1.95	40.7	89.0	0.002	-0.90	-0.99	280	0.17	0.35	0.0055	0.0261	0.51	0.38
159	0.36	0.72	PP159	PP160	1.36	2.67	73.5	162.5	0.002	-0.99	-1.14	280	0.20	0.39	0.0069	0.0299	0.59	0.44
157	0.47	0.93	PP160	PP161	1.83	3.60	48.7	211.2	0.002	-1.14	-1.24	280	0.23	0.42	0.0085	0.0341	0.67	0.50
155c	0.31	0.61	PP161	PP162	2.14	4.20	28.9	240.1	0.002	-1.24	-1.29	280	0.25	0.44	0.0095	0.0365	0.72	0.53
155b	0.34	0.67	PP162	PP163	2.48	4.88	28.4	268.5	0.002	-1.29	-1.35	280	0.27	0.46	0.0106	0.0389	0.76	0.57
155a	0.25	0.50	PP163	PP164	2.73	5.37	176.5	445.0	0.002	-1.35	-1.71	280	0.29	0.48	0.0113	0.0406	0.80	0.59
155d	0.63	1.24	PP164	PP165	3.36	6.61	48.3	493.3	0.002	-1.71	-1.81	280	0.32	0.50	0.0131	0.0443	0.87	0.65
155	0.40	0.78	PP165	PP166	3.76	7.39	54.0	547.3	0.002	-1.81	-1.92	280	0.34	0.52	0.0142	0.0464	0.91	0.68
153	0.26	0.52	PP166	PP167	4.02	7.91	35.4	582.7	0.002	-1.92	-1.99	280	0.35	0.53	0.0149	0.0478	0.94	0.70
151	0.36	0.72	PP167	PP168	4.39	8.62	25.9	608.6	0.002	-1.99	-2.05	280	0.37	0.54	0.0159	0.0495	0.97	0.73
149a	0.24	0.48	PP168	PP169	4.63	9.10	52.8	661.4	0.002	-2.05	-2.15	280	0.38	0.55	0.0165	0.0506	0.99	0.75
149	0.28	0.54	PP169	PP170	4.90	9.64	91.7	753.1	0.002	-2.15	-2.34	280	0.39	0.56	0.0172	0.0518	1.02	0.77
147	0.22	0.43	PP170	PP171	5.12	10.08	69.6	822.7	0.002	-2.34	-2.48	280	0.40	0.57	0.0178	0.0528	1.04	0.78
145	0.10	0.20	PP171	PP172	5.22	10.27	100.3	923.0	0.002	-2.48	-2.69	280	0.40	0.57	0.0180	0.0532	1.04	0.80
145a	0.15	0.30	PP172	PP173	5.38	10.57	18.6	941.6	0.002	-2.69	-2.73	280	0.41	0.57	0.0184	0.0538	1.05	0.80
vicolo fratelli fibola	0.29	0.57	PP173	PP174	5.66	11.14	23.7	963.3	0.002	-2.73	-2.77	280	0.42	0.58	0.0191	0.0549	1.08	0.81
143	0.42	0.82	PP174	PP175	6.08	11.96	47.27	1012.6	0.002	-2.77	-2.87	280	0.44	0.59	0.0202	0.0565	1.11	0.84

BACINO FOGNARIO n.ro 4 - IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO n.ro 9 - PROFILO 16-B

VIA	Qm	Qp	da	a	Qm,totale	Qp,totale	Lparz.	Lprog.	Pendenza	q in	q out	De	y/D	Velocità	Area Liquida	Raggio Idraulico	Tensione Tangenziale (Qp, totale)	Tensione Tangenziale (Qm, totale)
	l/s	l/s	n.ro	n.ro	l/s	l/s	m	m	m/m	m slm	m slm	mm	-	m/s	mq	m	Pa	Pa
95	0.26	0.51	PP194	PP193	0.26	0.51	26.1	26.1	0.002	-0.78	-0.83	280	0.09	0.24	0.0022	0.0143	0.28	0.21
97	0.31	0.61	PP193	PP192	0.57	1.12	17.8	43.9	0.002	-0.83	-0.87	280	0.13	0.30	0.0037	0.0203	0.40	0.29
99	0.45	0.89	PP192	PP191	1.02	2.01	36.1	80.0	0.002	-0.87	-0.94	280	0.18	0.36	0.0056	0.0264	0.52	0.38
s.n.in PP191	0.44	0.86	PP191	PP190	1.46	2.86	24.2	104.2	0.002	-0.94	-0.98	280	0.21	0.40	0.0072	0.0309	0.61	0.45
101	0.30	0.59	PP190	PP189	1.75	3.45	28.8	133.0	0.002	-0.98	-1.03	280	0.23	0.42	0.0082	0.0335	0.66	0.49
105	0.18	0.35	PP189	PP188	1.93	3.80	66.4	199.4	0.002	-1.03	-1.16	280	0.24	0.43	0.0088	0.0349	0.69	0.51
107	0.51	1.01	PP188	PP187	2.44	4.80	92.7	292.1	0.002	-1.16	-1.33	280	0.27	0.46	0.0104	0.0387	0.76	0.56
111	0.77	1.52	PP187	PP186	3.21	6.32	121.0	413.1	0.002	-1.33	-1.56	280	0.31	0.50	0.0127	0.0435	0.85	0.64
119	0.70	1.39	PP186	PP185	3.92	7.71	125.0	538.1	0.002	-1.56	-1.79	280	0.35	0.53	0.0147	0.0473	0.93	0.69
125	0.35	0.69	PP185	PP184	4.27	8.40	63.2	621.3	0.002	-1.79	-1.95	280	0.36	0.54	0.0156	0.0490	0.96	0.72
127	0.20	0.39	PP184	PP183	4.47	8.79	65.1	686.5	0.002	-1.95	-2.07	280	0.37	0.55	0.0161	0.0499	0.98	0.74
127bis	0.28	0.54	PP183	PP182	4.74	9.33	38.6	725.0	0.002	-2.07	-2.14	280	0.38	0.55	0.0168	0.0511	1.00	0.75
129	0.38	0.75	PP182	PP181	5.12	10.08	26.7	751.7	0.002	-2.14	-2.19	280	0.40	0.57	0.0178	0.0528	1.04	0.78
131	0.13	0.26	PP181	PP180	5.26	10.34	24.0	775.7	0.002	-2.19	-2.24	280	0.40	0.57	0.0181	0.0533	1.05	0.79
133	0.33	0.65	PP180	PP179	5.59	10.99	89.6	865.3	0.002	-2.24	-2.40	280	0.42	0.58	0.0190	0.0546	1.07	0.81
135	0.21	0.41	PP179	PP178	5.80	11.40	48.4	913.7	0.002	-2.40	-2.49	280	0.43	0.59	0.0195	0.0554	1.09	0.82
137	0.25	0.50	PP178	PP177	6.05	11.90	30.7	944.4	0.002	-2.49	-2.55	280	0.44	0.59	0.0201	0.0564	1.11	0.84
139	0.42	0.82	PP177	S9	6.47	12.72	46.7	991.1	0.002	-2.55	-2.64	280	0.45	0.60	0.0211	0.0579	1.14	0.86

BACINO FOGNARIO n.ro 3 - IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO n.ro 8 - PROFILO 16-C

VIA	Qm	Qp	da	a	Qm,totale	Qp,totale	Lparz.	Lprog.	Pendenza	q in	q out	De	y/D	Velocità	Area Liquida	Raggio Idraulico	Tensione Tangenziale (Qp, totale)	
																	Pa	Pa
93	0.49	0.97	PP195	PP196	0.49	0.97	23.3	23.3	0.002	-0.78	-0.83	280	0.12	0.29	0.0034	0.0191	0.37	0.27
91	0.188	0.37	PP196	PP197	0.88	1.34	68.2	91.5	0.002	-0.83	-0.97	280	0.14	0.32	0.0042	0.0221	0.43	0.32
89	0.286	0.56	PP197	PP198	0.97	1.90	20.5	112.0	0.002	-0.97	-1.01	280	0.17	0.35	0.0054	0.0258	0.51	0.37
85	0.662	1.30	PP198	PP199	1.63	3.20	86.6	198.7	0.002	-1.01	-1.19	280	0.22	0.41	0.0078	0.0324	0.64	0.47
81b	0.375	0.74	PP199	PP200	2.00	3.94	53.6	252.3	0.002	-1.19	-1.30	280	0.24	0.43	0.0091	0.0355	0.70	0.52
79	0.5	0.98	PP200	PP201	2.50	4.92	35.0	287.2	0.002	-1.30	-1.37	280	0.27	0.46	0.0106	0.0391	0.77	0.57
77	0.606	1.19	PP201	PP202	3.11	6.11	89.4	376.6	0.002	-1.37	-1.55	280	0.31	0.49	0.0124	0.0429	0.84	0.63
73	0.444	0.87	PP202	PP203	3.55	6.99	67.3	443.8	0.002	-1.55	-1.69	280	0.33	0.51	0.0137	0.0454	0.89	0.67
71	0.518	1.02	PP203	PP204	4.07	8.00	41.1	485.0	0.002	-1.69	-1.77	280	0.35	0.53	0.0150	0.0480	0.94	0.71
69	0.419	0.82	PP204	PP205	4.49	8.83	50.8	535.7	0.002	-1.77	-1.88	280	0.37	0.55	0.0162	0.0500	0.98	0.74
67	0.364	0.72	PP205	PP206	4.85	9.54	28.1	563.8	0.002	-1.88	-1.94	280	0.39	0.56	0.0171	0.0516	1.01	0.76
65	0.444	0.87	PP206	PP207	5.30	10.42	74.3	638.1	0.002	-1.94	-2.09	280	0.41	0.57	0.0182	0.0535	1.05	0.79
63	0.397	0.78	PP207	PP208	5.69	11.20	64.2	702.3	0.002	-2.09	-2.22	280	0.42	0.58	0.0192	0.0550	1.08	0.82
61	0.486	0.98	PP208	PP209	6.19	12.17	61.6	763.9	0.002	-2.22	-2.35	280	0.44	0.60	0.0204	0.0569	1.12	0.85
59a	0.38	0.75	PP209	PP210	6.57	12.92	43.1	807.0	0.002	-2.35	-2.44	280	0.46	0.60	0.0214	0.0582	1.14	0.87
59	0.32	0.63	PP210	PP211	6.89	13.55	58.8	865.8	0.002	-2.44	-2.56	280	0.47	0.61	0.0221	0.0593	1.16	0.88
57	0.284	0.52	PP211	PP212	7.15	14.07	45.8	911.6	0.002	-2.56	-2.65	280	0.48	0.62	0.0228	0.0602	1.18	0.90
55	0.242	0.48	PP212	PP213	7.40	14.54	24.4	936.0	0.002	-2.65	-2.70	280	0.49	0.62	0.0233	0.0609	1.20	0.91
53	0.518	1.02	PP213	PP214	7.91	15.56	51.4	987.4	0.002	-2.70	-2.81	280	0.51	0.63	0.0245	0.0625	1.23	0.94
49	0.529	1.04	PP214	PP215	8.44	16.60	42.6	1030.0	0.002	-2.81	-2.89	280	0.53	0.64	0.0258	0.0640	1.26	0.96
47	0.397	0.78	PP215	S8	8.84	17.38	52.0	1082.0	0.002	-2.89	-3.00	280	0.55	0.65	0.0267	0.0651	1.28	0.98

BACINO FOGNARIO n.ro 3 - IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO n.ro 8 - PROFILO 16-D

VIA	Qm	Qp	da	a	Qm,totale	Qp,totale	Lparz.	Lprog.	Pendenza	q in	q out	De	y/D	Velocità	Area Liquida	Raggio Idraulico	Tensione Tangenziale (Qp, totale)	
																	Pa	Pa
43	0.722	1.42	PP217	PP216	0.72	1.42	191.0	191.0	0.002	-1.28	-1.64	280	0.15	0.32	0.0044	0.0226	0.44	0.33
			PP216	S8	0.72	1.42	191.0	191.0	0.002	0.00	-1.64	280	0.15	0.32	0.0044	0.0226	0.44	0.33

13. I MATERIALI PREVISTI PER LA REALIZZAZIONE DEI COLLETTORI PRINCIPALI E SECONDARI

13.1. Tubazioni e raccordi

Per la realizzazione delle **linee principali** a gravità si prevede l'impiego di tubazioni in polietilene alta densità PE100 – PN 10 per condotte in pressione, a superficie liscia di colore nero con bande coestruse di colore azzurro, in tutto rispondente alla norma UNI EN 12201-2. La giunzione delle tubazioni avverrà mediante saldature testa a testa.

I raccordi tra le tubazioni sono previsti mediante Tee e curve formate a settori con saldatura testa a testa eseguita in stabilimento.

Per la realizzazione delle **linee secondarie** a gravità si prevede l'impiego di tubazioni in PVC De 250 mm del tipo strutturato con giunzione a bicchiere e guarnizione di tenuta del tipo SN 8 kN/m2.

13.2. Pozzetti

Per le ispezioni di linea si prevede l'impiego di pozzetti in polietilene conformi alla norma Uni-EN 13598 - 2, prodotti per stampaggio ad iniezione o per stampaggio rotazionale e composti da elementi a struttura modulare e assemblabili tra loro o per saldatura o per mezzo di guarnizioni a labbro a perfetta tenuta idraulica conformi a ISO TR 7620 in grado di garantire una resistenza alla pressione interna (0,5 bar) conforme a EN 1277. L'elemento di base sarà predisposto con collegamenti per l'innesto dei tubi attraverso bicchiere saldato o guarnizione o tronchetto in PE liscio saldato.

Si prevedono ispezioni di diametro interno DN 1000 mm lungo via mediterraneo e nei collegamento tra secondari e linea a mare, mentre le ispezioni lungo le linee secondarie sono previste di diametro interno DN 800 mm.

Per i pozzetti di cacciata e i pozzetti di recapito delle prementi degli impianti di sollevamento si prevedono le seguenti ispezioni:

- Per i pozzetti di cacciata si prevedono pozzetti di dimensioni interne 160x100 cmq;
- Per i pozzetti di recapito delle prementi si prevedono pozzetti in PEAD Dn 1000 mm.

Per i pozzetti di allaccio all'utenza si prevedono pozzetti in polipropilene del diametro interno Di 315 mm per le singole utenze e Di 380 mm per le utenze doppie, con fondo sagomato a canaletta passante e innesti a bicchiere Di 160/200 provvisti di guarnizione premontata e bloccata nel bicchiere. La base potrà avere due derivazioni laterali; una a destra e una a sinistra. Sulla base sarà inserito in verticale un tubo prolunga liscio, di altezza necessaria a raggiungere la quota del piano di calpestio o carrabile, mediante una guarnizione in gomma a perfetta tenuta idraulica pre-installata nella base.

Alla sommità del tubo prolunga sarà posizionata una soletta in calcestruzzo armato detta "piastra di ripartizione del carico" a forma circolare o quadrata. Sopra la soletta di ripartizione sarà posizionato un chiusino in ghisa sferoidale classe D400.

13.3. Criteri per la realizzazione della linea lungo la spiaggia

Per la realizzazione del collettore lungo la spiaggia, al fine di scongiurare fenomeni erosivi conseguenti a mareggiate, con pericolo di messa a nudo della tubazione, si prevedono i seguenti criteri:

- Quota minima sull'estradosso delle tubazioni DE 280 mm in PEAD : - 0,5 m slm;
- Distanza minima dalle recinzioni private 4 m per garantire il passaggio e l'operatività dei mezzi;
- Nessuna ispezione lungo la spiaggia;
- Innesti collettori secondari su linea in spiaggia con curve a 45° costruite a settori e saldate;
- Tubazioni in PEAD – PE 100 – PN 10 – SDR 17 giuntati mediante saldatura testa a testa;
- Prima ispezione utile per espurgo mediante canal-jet su laterali con pozzetto in PEAD saldato DN 1000 mm.

13.4. Modalità di posa delle tubazioni lungo la spiaggia

Le modalità operative per la realizzazione del collettore a mare si possono riassumere nei seguenti:

- Scavo di sbancamento fino a quota 1,0 m slm con stoccaggio del materiale lungo la spiaggia a protezione delle onde;
- Blindaggio dello scavo mediante pannelli autoaffondanti;
- Scavo a sezione obbligata;
- Infilaggio e sostegno delle tubazioni all'interno del blindaggio;
- Saldatura testa a testa delle tubazioni;
- Posa delle tubazioni mediante zavorre con collari in c.a. ad interasse di 4 m;
- Rinterro dello scavo con materiale di sbancamento e rimozione dei blindaggi.

Particolari delle zavorre : garantire il galleggiamento della tubazione al di sotto della corona semicircolare al fine di non scaricare il peso del calcestruzzo sulla tubazione. Peso di ciascuna zavorra circa 240 kg (per il dimensionamento si rimanda ai contenuti del paragrafo 22.14 della relazione).

A rinterro effettuato il galleggiamento verrà contrastato dal materiale di riempimento.

14. GLI IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO

14.1. Generalità

Per determinare la prevalenza necessaria a ciascuna pompa si sono aggiunte, alla prevalenza geodetica, le perdite continue e concentrate secondo le equazioni riportate di seguito:

Perdite continue

$$\Delta H_L = \frac{v^2}{k_s^2 R_H^{4/3}} L;$$

Con v velocità in condotta (m/s), k_s coefficiente di Gauckler – Strickler ($m^{1/3} s^{-1}$), R_H raggio idraulico (m) e L lunghezza della condotta (m).

Perdite concentrate

$$\Delta H_c = \sum k_i \frac{v^2}{2g};$$

Con v velocità in condotta (m/s), k_i coefficiente dipendente dal tipo di perdita i cui valori sono riportati in tabella 11.

Perdite totali

$$\Delta H_{tot} = \Delta H_{geo} + (\Delta H_L + \Delta H_c)_{mandata} + (\Delta H_L + \Delta H_c)_{premente}$$

Con ΔH_{geo} prevalenza geodetica.

k in corrispondenza di valvola	0.3
k perdita d'imbocco	0.5
k perdita sbocco	1
k perdita in corrispondenza di curve 90°	1
k perdita in corrispondenza di curve < 90°	0.2

Figura 11 : Coefficienti di perdita utilizzati nel dimensionamento degli impianti di sollevamento.

Il dimensionamento del volume richiesto dalla stazione di sollevamento è stato calcolato mediante la seguente espressione:

$$V_1 = \frac{QT_c}{4};$$

Con Q portata di una pompa (m^3/s) e T_c periodo di ciclo (s) che, assunti 8 attacchi all'ora, è pari a 450 s.

Il volume complessivo sarà :

- nel caso di installazione di una sola pompa : $V_{tot} = V_1$;
- nel caso di funzionamento di due pompe : $V_{tot} = V_1 \cdot 1,392$;

- nel caso di funzionamento di tre pompe : $V_{tot} = V_1 \cdot 1,660$;

Nel paragrafo seguente si riporta le caratteristiche principali dell'impianto di sollevamento.

Il materiale previsto per le tubazioni di mandata sarà in acciaio inox AISI 316, mentre per la premente si adotta una tubazione in ghisa per l'impianto S1 e PEAD per tutti gli altri impianti.

Si riassume nella tabella seguente le caratteristiche principali degli impianti rimandando ai paragrafi successivi per i dettagli dei dimensionamenti.

IMPIANTO	PORTATA	PREVALENZA	N.RO DI POMPE
n.ro	l/s	m	n.ro
S1	103.0	103.5	3
S2	40.0	12.9	2+1R
S3	13.0	26.5	1+1R
S4	50.0	37.0	2+1R
S5	13.0	13.7	1+1R
S6	6.0	10.8	1+1R
S7	6.0	31.5	1+1R
S8	21.0	40.4	1+1R
S9	27.0	30.0	1+1R
S10	0.5	27.4	1+1R
S11-S12	1.2	6.2	1+1R
S13	0.5	30.4	1+1R
S14	0.5	29.8	1+1R
S15	1.5	31.7	1+1R
S16	1	29.5	1+1R

Figura 12 - Caratteristiche principali degli impianti di sollevamento.

Lungo la rete fognaria secondaria a gravità per garantire il servizio di raccolta dei reflui sono stati inseriti due microimpianti costituiti da centraline di sollevamento monoblocco cilindriche.

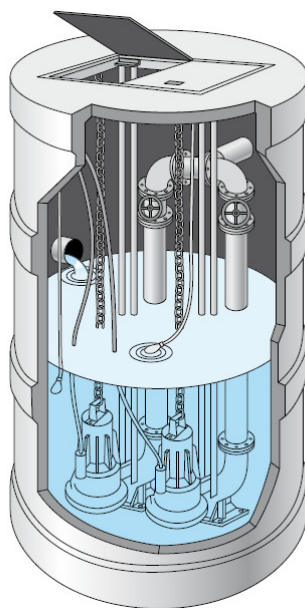


Figura 13 : Tipologico della centralina di sollevamento monoblocco prevista.

14.2. Impianto di sollevamento S1

L'impianto di Sollevamento S1 rappresenta il punto finale di raccolta della rete fognaria di Triscina prima dell'invio dei reflui al depuratore Comunale di Castelvetro, ubicato lungo via Errante Vecchia.

L'ubicazione dell'impianto è prevista in corrispondenza della rotatoria posta all'incrocio tra via 74 e la SP n.ro 81. La rotatoria presenta un diametro di 34,0 m e una superficie di 864 mq all'interno del quale si prevede la costruzione dell'edificio a servizio delle pompe e dispositivi previsti.



Figura 14 – Area di ubicazione dell'impianto S1.

La costruzione dell'impianto non prevede alcuna modifica alla viabilità. Per l'accesso all'area impiantistica si prevede un ingresso ed uscita obbligatoria al fine di evitare l'interferenza con il traffico ordinario. La viabilità di servizio all'impianto taglia la rotatoria in posizione decentrata conseguente al posizionamento ed ingombro degli edifici previsti.

L'ingresso e uscita dell'impianto saranno presidiati da un cancello scorrevole di lunghezza pari a 4,5 m in posizione arretrata rispetto al perimetro della rotatoria al fine di consentire ai mezzi di sostare in attesa dell'apertura del cancello senza intralcio alla viabilità ordinaria.

L'area destinata alla costruzione degli edifici a servizio dell'impianto e della parte elettrica richiede una superficie di 17,0 x 20,0 m = 240,0 mq.

Si riporta di seguito una planimetria con la sistemazione di progetto della rotatoria.



Figura 15 – Planimetria di progetto.

L'edificio principale di sollevamento si compone di una vasca interrata di accumulo dei liquami, di dimensioni interne 3,6 m x 4,40 ml e altezza utile netta interna 3,7 ml. In tale vasca, prevista gettata in opera, entra una tubazione in PEAD De 355 mm proveniente dalla SP n.ro 81 che colletta i reflui sollevati dall'impianto S2, ed una tubazione in PEAD De 400 mm posata lungo la via 74 dove vengono collettati i reflui dell'impianto di sollevamento S4 ed S3.

In adiacenza della vasca interrata si eleva l'edificio di dimensioni in pianta di 10,50 m x 5,0 m così composto:

- Un vano di dimensioni interne 3,0 m x 4,4 m per l'installazione delle pompe centrifughe da 34,0 l/s e prevalenza da 104,0 ml, e posto a quota 29,85 ml;
- Un vano di alloggio della mandata DN 300 mm in acciaio inox AISI 316, di alloggio dei serbatoi anti colpo d'ariete, e saracinesca d'intercettazione; dimensioni in pianta 7,8 m x 2,5 m e quota del piano di calpestio a quota 32,4 m;
- Un vano di dimensioni in pianta 7,8 m x 1,9 m a quota 34,3 m per l'alloggio dei quadri elettrici.

Il corrispondenza delle tubazioni in arrivo alla vasca di accumulo verranno installate due griglie automatiche a coclea con trasporto verticale del grigliato.

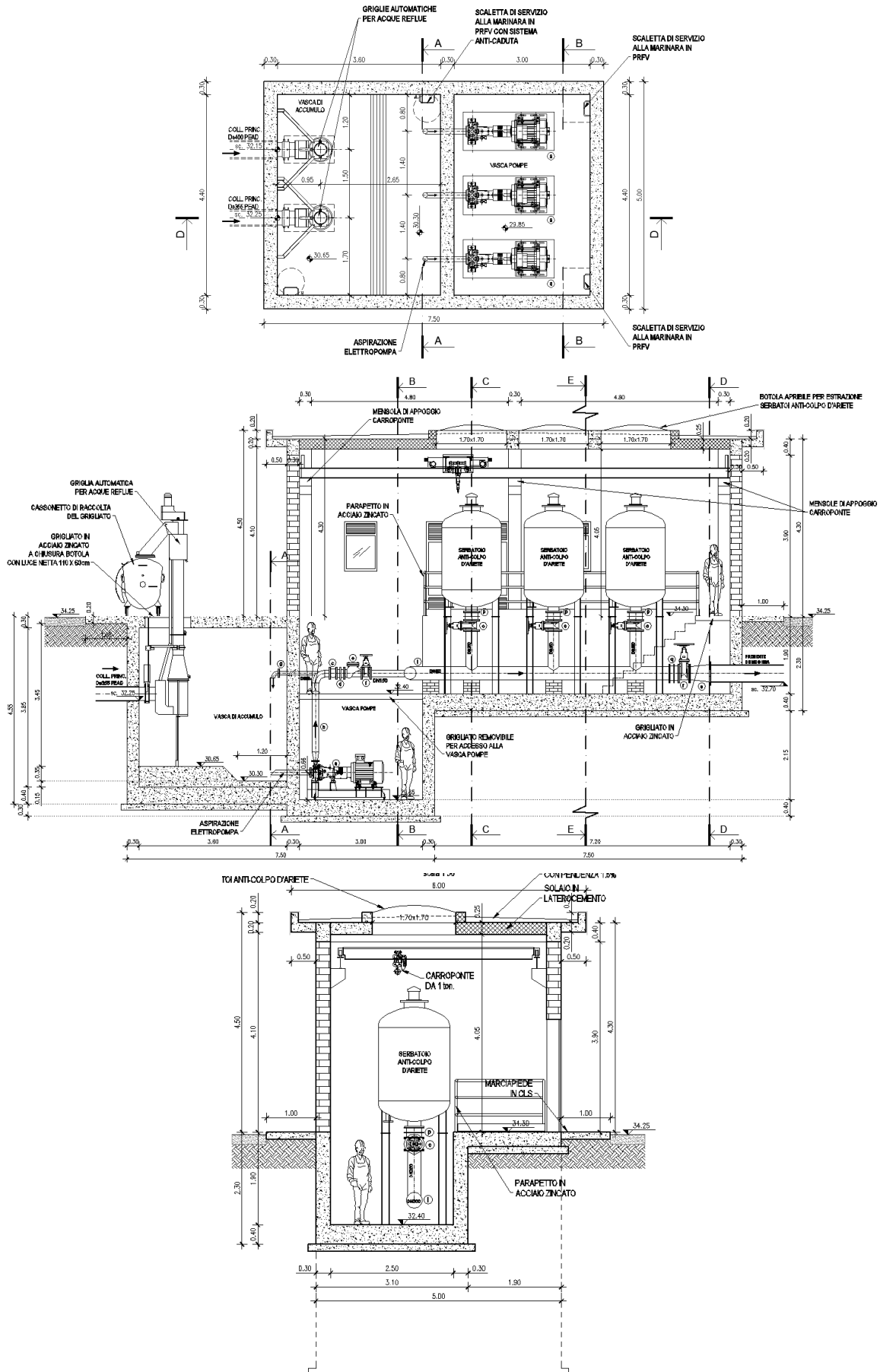


Figura 16 – Sezioni dell'impianto.

Per la movimentazione delle pompe e dei gruppi motore (del peso di 535 kg cadauno) si prevede l'installazione di un carroponete.

Per la movimentazione dei serbatoio anticolpo d'ariete, della capacità ciascuno di 3 mc, si prevede in copertura delle botole rimovibili di dimensioni interne 1,7 m x 1,7 m.

Di fronte all'edificio impianto verrà realizzata una piazzola ecologica su cui posare monoblocco prefabbricati in calcestruzzo per cabine di MT e BT. Complessivamente si prevedono due blocchi, il primo di dimensioni 4,0 m x 2,5 m, di trasformazione e la seconda di dimensioni interne 5,0 m x 2,5 m destinata a locale misure e locale utenza. Per maggiori dettagli si rimanda ai contenuti della Relazione Tecnica e Illustrativa degli impianti elettrici ed alle tavole grafiche allegate al progetto.

In adiacenza alle cabine elettriche verrà alloggiato un gruppo elettrogeno a servizio delle pompe da 385 kVA.

Le sistemazioni esterne dell'impianto prevedono una recinzione fondata su muro in calcestruzzo e sistemazione del piazzale in ghiaio e piantumazione esterna con specie arboree autoctone.

14.3. La premente dell'impianto di sollevamento S1

In uscita dall'impianto di sollevamento S1 si sviluppa una premente in ghisa DN 400 mm per una lunghezza complessiva di circa 8.750,0 m. Il tracciato della condotta segue la SP n.ro 81 con posa al di sotto del sedime stradale. Dopo 6,3 km a partire dalla rotatoria di ubicazione dell'impianto il tracciato della premente svolta verso est seguendo la viabilità minore e raggiungendo il depuratore di Castelvetro dopo un percorso di ulteriori 2,45 km.

Si riporta di seguito le tabelle con i dimensionamenti idraulici:

Q_{totale} (m³/s)	0.103
N. pompe funzionanti contemp.	3
Q_{per pompa} (m³/s)	0.034
DH geod (m)	82.00
DH varie (m)	21.52
DH tot (m)	103.52

perdite in mandata			perdite in premente		
perdite continue in mandata			perdite continue in premente		
Q	m ³ /s	0.034	Q	m ³ /s	0.103
D	m	0.15	D	m	0.4
L	m	3.50	L	m	8750
ks	m ^{1/3} /s ⁻¹	80	ks	m ^{1/3} /s ⁻¹	80
A	m ²	0.02	A	m ²	0.13
v	m/s	1.94	v	m/s	0.82
DH₁	m	0.164	DH₃	m	19.789
perdite concentrate in mandata			perdite concentrate in premente		
Q	m ³ /s	0.034	Q	m ³ /s	0.103
D	mm	0.15	D	mm	0.4
v	m/s	1.94	v	m/s	0.82

imbocco	1	0.5	imbocco	1	0.5
sbocco	1	1	sbocco	1	1
curva a 90°	2	2	curva a 90°	10	5
curva < 90°	0	0	curva < 90°	20	16
valvola di non ritorno	1	0.3	valvola di non ritorno	0.3	0.09
saracinesca	0	0	saracinesca	0.3	0.09
giunto	1	0.3	giunto	0.3	0.09
DH ₂	m	0.789	DH ₄	m	0.780

Figura 17– Calcolo delle perdite di carico lungo la mandata e lungo la premente.

Lungo il tracciato sono previsti sfiati, sezionamento e scarichi per la gestione e manutenzione della condotta. In merito agli sfiati utilizzati si rimanda al paragrafo relativo ai sistemi adottati contro il colpo d'ariete.

14.4. Impianto di sollevamento S2

L'impianto S2 si colloca all'interno di una area pubblica posta all'incrocio tra via Mediterraneo e la SP n.ro 81, come riportato nelle figure seguenti.

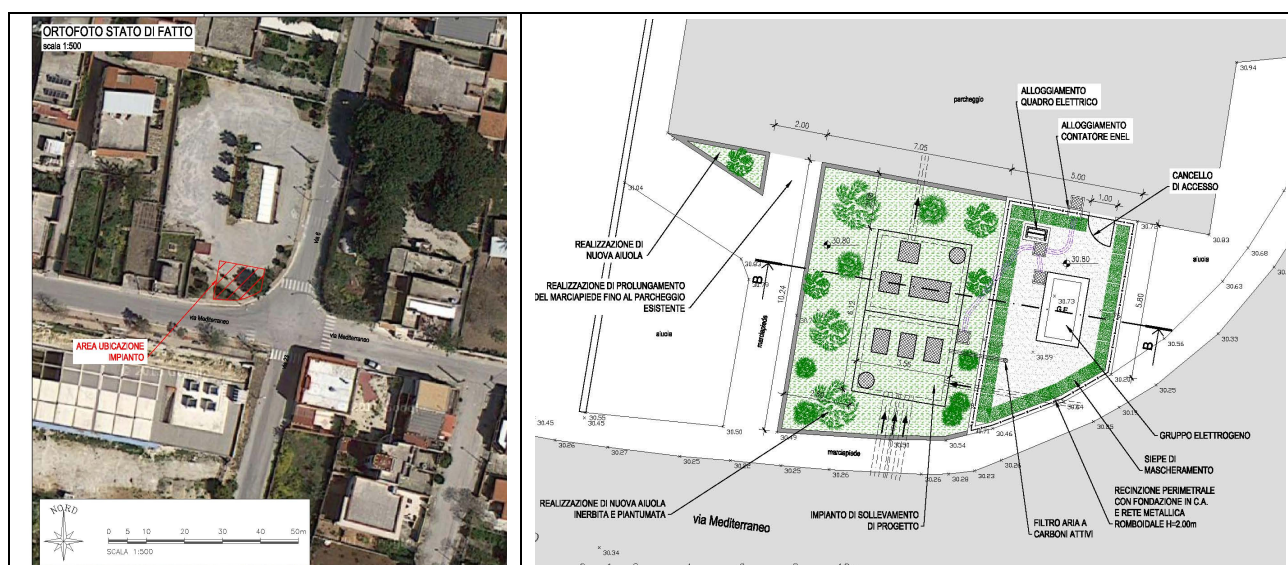


Figura 18 - Localizzazione territoriale dell'impianto e planimetria con le sistemazioni previste.

L'impianto S2 è previsto per l'installazione di n.ro 3 elettropompe sommerse con capacità di sollevamento di 20 l/s cadauna e prevalenza minima 13,0 m, di cui una con la funzione di riserva. Le elettropompe verranno alloggiare all'interno di un manufatto interrato prefabbricato di dimensioni interne 270x320 cm e altezza utile interna 3,0 m. In ingresso al vano pompe sono previste due linee in PEAD De 315 mm provenienti da via Mediterraneo (lungo il fronte ovest e lungo il fronte est) e la premente in PEAD De 125 mm proveniente dall'impianto di sollevamento S7 – Centrale del Vuoto. Le elettropompe sono accoppiate a tubazioni di mandata in acciaio inox Dn 150 mm collegate ad una tubazione DN 200 mm da cui parte la linea premente De 250 mm in PEAD di sviluppo pari a circa 350,0 ml.

Si riporta di seguito pianta e sezioni dell'impianto e le tabelle con i dimensionamenti idraulici:

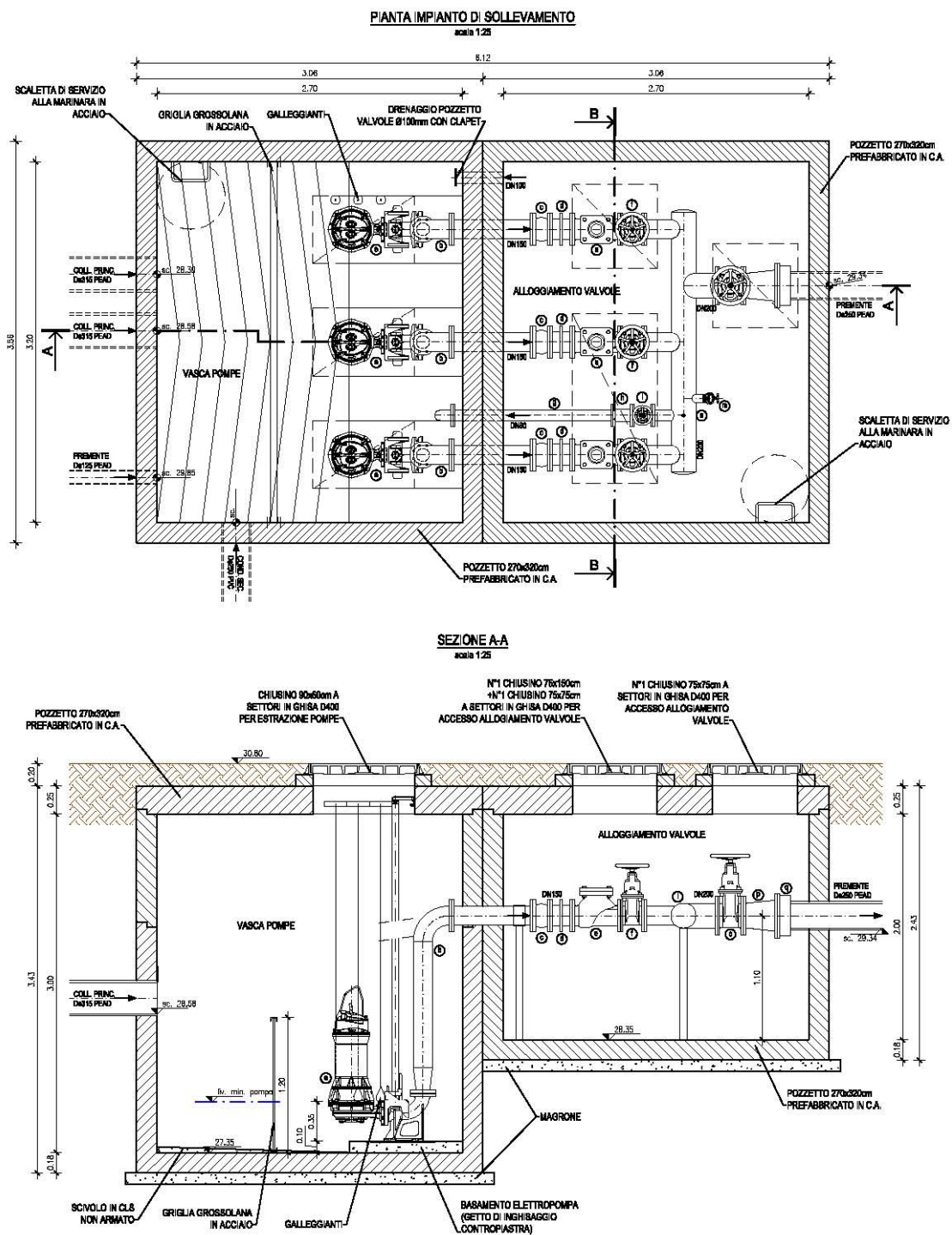


Figura 19 – Pianta e Sezione dell'impianto S2.

Dati dell'impianto :

Q_{totale} (m^3/s)	0.040
N. pompe funzionanti contemp.	2
$Q_{per pompa}$ (m^3/s)	0.020
DH geod (m)	10.00
DH varie (m)	2.93
DH tot (m)	12.93

perdite in mandata			perdite in premente		
perdite continue in mandata			perdite continue in premente		
Q	m ³ /s	0.020	Q	m ³ /s	0.040
D	m	0.15	D	m	0.2204
L	m	10.00	L	m	352
ks	m ^{1/3} /s ⁻¹	80	ks	m ^{1/3} /s ⁻¹	90
A	m ²	0.02	A	m ²	0.04
v	m/s	1.13	v	m/s	1.05
DH₁	m	0.159	DH₃	m	2.278
perdite concentrate in mandata			perdite concentrate in premente		
Q	m ³ /s	0.020	Q	m ³ /s	0.040
D	mm	0.15	D	mm	0.2204
v	m/s	1.13	v	m/s	1.05
imbocco	1	0.5	imbocco	1	0.5
sbocco	1	1	sbocco	1	1
curva a 90°	2	2	curva a 90°	2	2
curva < 90°	0	0	curva < 90°	1	0.2
valvola di non ritorno	1	0.3	valvola di non ritorno	0	0
saracinesca	1	0.3	saracinesca	0	0
giunto	1	0.3	giunto	0	0
DH₂	m	0.287	DH₄	m	0.207

Figura 20 – Calcolo delle perdite di carico lungo la mandata e lungo la premente.

Numero pompe uguali	np	2
Numero di avviamenti l'ora	na	8
Tempo di ciclo	Tc	450 sec
Portata per pompa	Qp	0.02 mc/s
Volume richiesto per pompa	V _i	2.25 mc
Volume complessivo richiesto	V _{tot}	3.13 mc
Lato 1 camera di sollevamento	L ₁	2.7 m
Lato 2 camera di sollevamento	L ₂	3.2 m
Area camera di sollevamento	A	8.64 mq
Altezza totale necessaria	h _{tot}	0.36 m
Quota fondo	q _f	27.35 m s.m.m.
Altezza volume morto	h _{vm}	0.5 m
Quota volume morto	q _{vm}	27.82 m s.m.m.
Quota primo attacco	q ₁	28.08 m s.m.m.
Quota secondo attacco	q ₂	28.18 m s.m.m.

Figura 21 – Dimensionamento del vano pompe.

L'impianto verrà realizzato mediante sistemazione della piccola pizzata e viabilità pedonale esistente con formazione di una nuova aiuola a verde e installazione in posizione affiancata e recintata del gruppo elettrogeno e dei quadri elettrici.

14.5. Impianto di sollevamento S3

L'impianto S3 è previsto all'interno di una area attualmente destinata a parcheggio lungo via 71a al quale convergono i reflui ricadenti all'interno del bacino fognario n.ro 7.

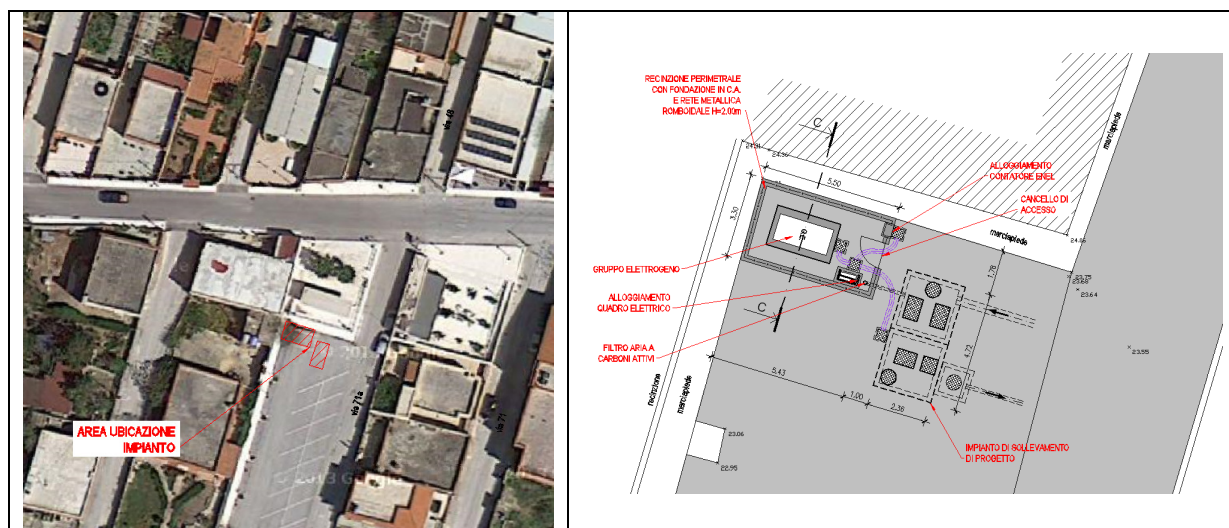


Figura 22 - Localizzazione territoriale dell'impianto e planimetria con le sistemazioni previste.

L'impianto S3 è previsto per l'installazione di n.ro 2 elettropompe sommerse con capacità di sollevamento di 13 l/s cadauna e prevalenza minima 26,5 m, di cui una con la funzione di riserva. Le elettropompe verranno alloggiare all'interno di un manufatto interrato prefabbricato di dimensioni interne 200x200 cm e altezza utile interna 3,0 m. In ingresso al vano pompe è prevista un'unica linea in PEAD De 315 mm proveniente da via Mediterraneo. Le elettropompe sono accoppiate a tubazioni di mandata in acciaio inox Dn 80 mm collegate ad una tubazione DN 150 mm da cui parte la linea premente De 160 mm in PEAD di sviluppo pari a circa 800,0 ml.

In uscita dal vano valvole è previsto l'alloggiamento di un pozzetto di ispezione di dimensioni interne 100x100 cm in cui verrà alloggiata la saracinesca di intercettazione della premente.

Si riporta di seguito pianta e sezioni dell'impianto e le tabelle con i dimensionamenti idraulici:

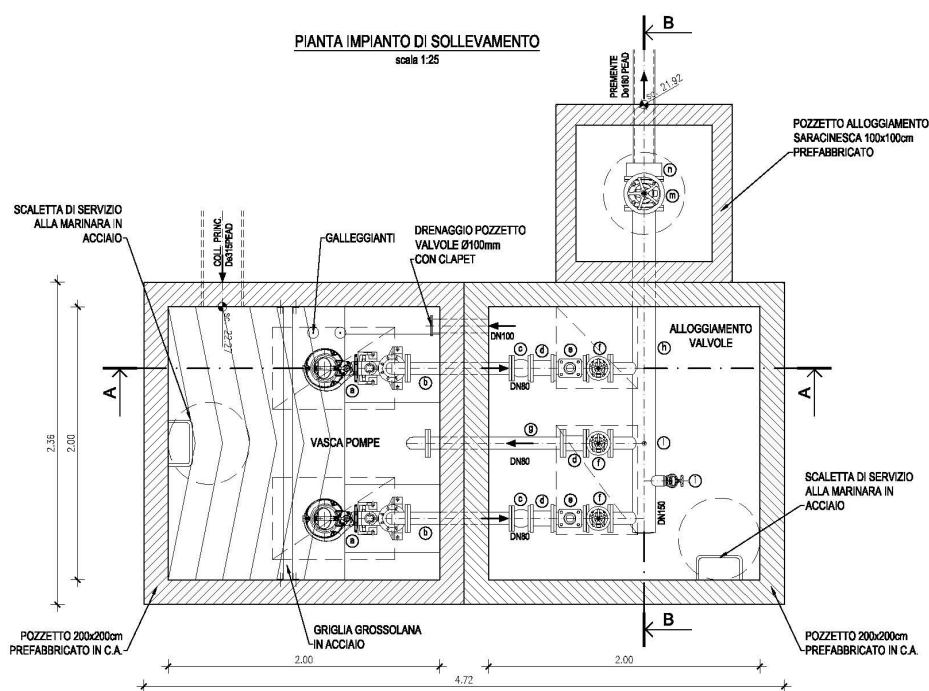


Figura 23 – Pianta dell'impianto S3.

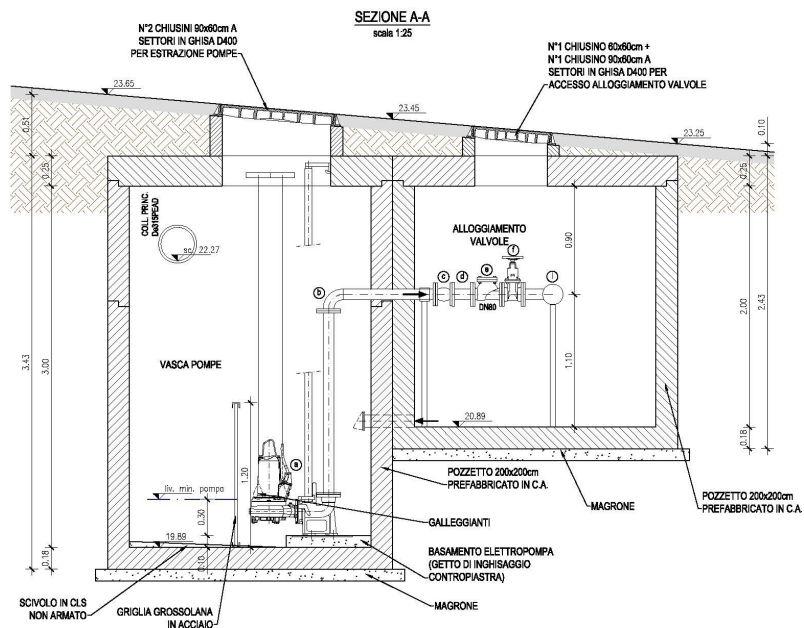


Figura 24 – Sezione dell'impianto S3.

Dati dell'impianto :

Q_{totale} (m³/s)	0.013
N. pompe funzionanti contemp.	1
Q_{per pompa} (m³/s)	0.013
DH geod (m)	20.00
DH varie (m)	6.22
DH tot (m)	26.22

perdite in mandata			perdite in premente		
perdite continue in mandata			perdite continue in premente		
Q	m ³ /s	0.013	Q	m ³ /s	0.013
D	m	0.15	D	m	0.141
L	m	10.00	L	m	800
ks	m ^{1/3} /s ⁻¹	80	ks	m ^{1/3} /s ⁻¹	90
A	m ²	0.02	A	m ²	0.02
v	m/s	0.74	v	m/s	0.83
DH₁	m	0.067	DH₃	m	5.923
perdite concentrate in mandata			perdite concentrate in premente		
Q	m ³ /s	0.013	Q	m ³ /s	0.013
D	mm	0.15	D	mm	0.141
v	m/s	0.74	v	m/s	0.83
imbocco	1	0.5	imbocco	0	0
sbocco	1	1	sbocco	1	1
curva a 90°	2	2	curva a 90°	2	2
curva < 90°	0	0	curva < 90°	2	0.4
valvola di non ritorno	1	0.3	valvola di non ritorno	0	0
saracinesca	1	0.3	saracinesca	0	0
giunto	1	0.3	giunto	0	0
DH₂	m	0.121	DH₄	m	0.120

Figura 25 – Calcolo delle perdite di carico lungo la mandata e lungo la premente.

Numero pompe uguali	np	1
Numero di avviamenti l'ora	na	8
Tempo di ciclo	Tc	450 sec
Portata per pompa	Qp	0.01 mc/s
Volume richiesto per pompa	V _i	1.46 mc
Volume complessivo richiesto	V _{tot}	1.46 mc
Lato 1 camera di sollevamento	L ₁	2 m
Lato 2 camera di sollevamento	L ₂	2 m
Area camera di sollevamento	A	4.00 mq
Altezza totale necessaria	h _{tot}	0.37 m
Quota fondo	q _f	19.89 m s.m.m.
Altezza volume morto	h _{vm}	0.4 m
Quota volume morto	q _{vm}	20.29 m s.m.m.
Quota primo attacco	q ₁	20.66 m s.m.m.

Figura 26 – Dimensionamento del vano pompe.

14.6. Impianto di sollevamento S4

L'impianto S4 si posiziona lungo via 113 e rappresenta uno dei tre impianti di sollevamento principali del sistema fognario di Triscina. Tale impianto rappresenta il punto di consegna e rilancio dei bacini fognari n.ro 4, 5 e 6 e pertanto a servizio di circa 11.000 abitanti.

Poiché la posizione dell'impianto ricade in ambito stradale e non avendo nei pressi un'area idonea per il posizionamento del gruppo elettrogeno, quest'ultimo è stato posizionato a circa 380 ml di distanza in direzione nord.

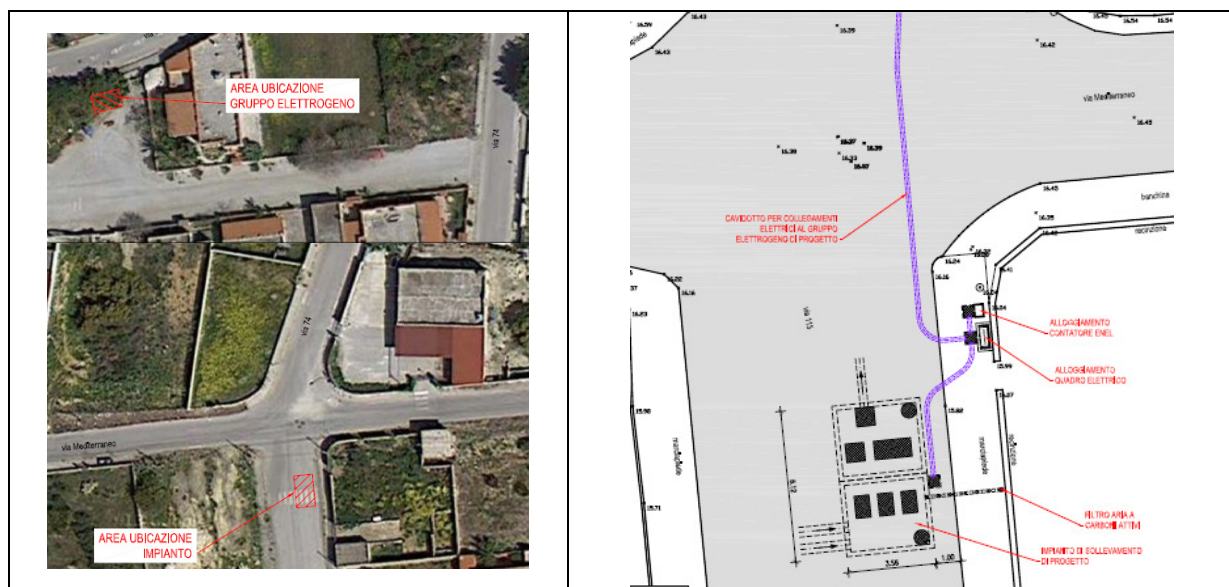


Figura 27 - Localizzazione territoriale dell'impianto e planimetria con le sistemazioni previste.

L'impianto S4 è previsto per l'installazione di n.ro 3 elettropompe sommerse con capacità di sollevamento di 25 l/s cadauna e prevalenza minima 37,0 m. Le elettropompe verranno alloggiare all'interno di un manufatto interrato prefabbricato di dimensioni interne 270x320 cm e altezza utile interna 3,0 m. In ingresso al vano pompe sono previste due linee in PEAD, una del De 400 mm e la seconda del De 280 mm provenienti da via Mediterraneo (lungo il fronte ovest

e lungo il fronte est). Le elettropompe sono accoppiate a tubazioni di mandata in acciaio inox Dn 150 mm collegate ad una tubazione DN 300 mm da cui parte la linea premente De 315 mm di sviluppo pari a circa 1745,0 ml. Il vano valvole verrà realizzato mediante un pozzetto prefabbricato di dimensioni interne 270x320 cm.

Si riporta di seguito pianta e sezioni dell'impianto e le tabelle con i dimensionamenti idraulici:

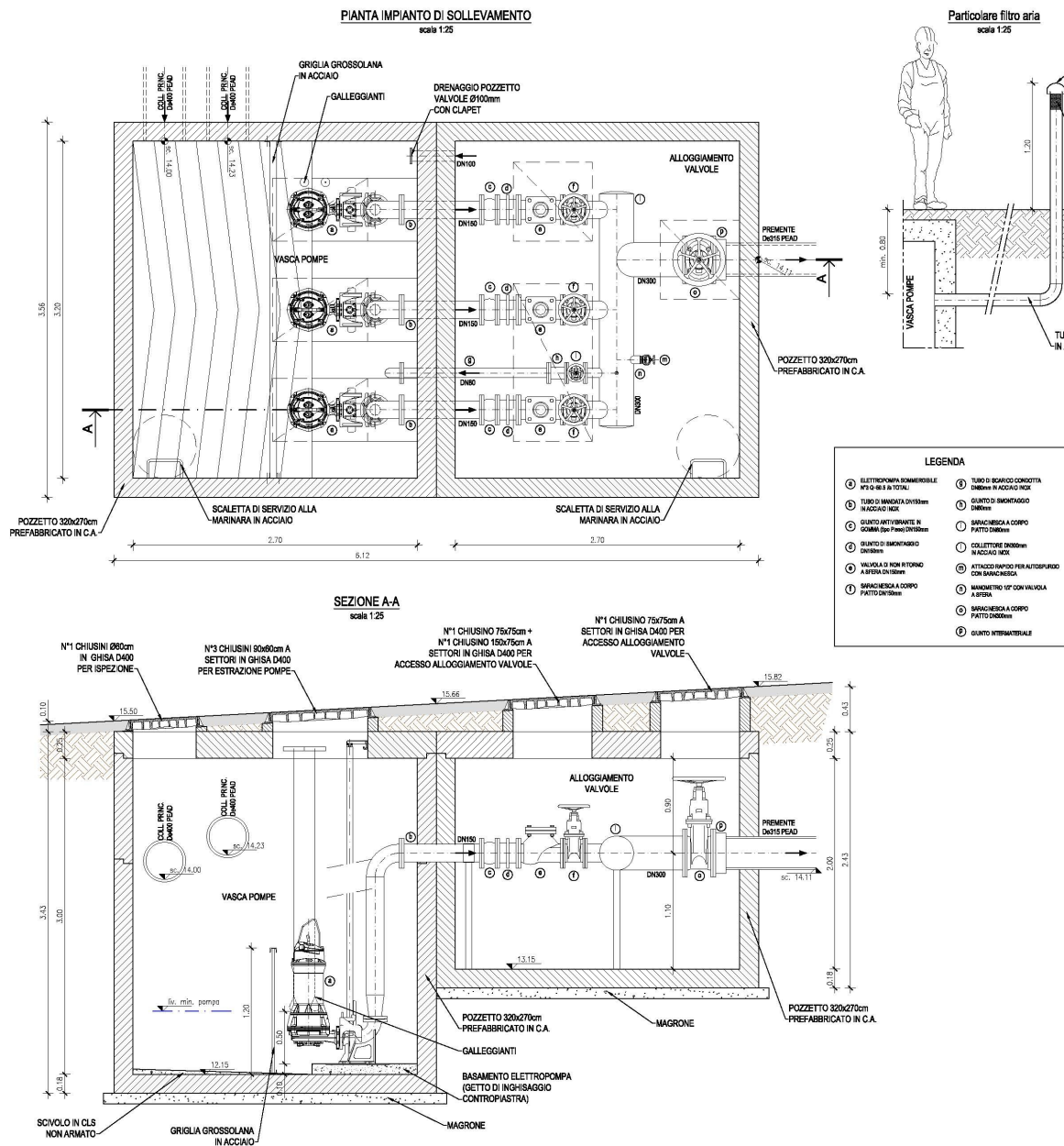


Figura 28 – Pianta e Sezione dell'impianto S4.

Dati dell'impianto :

Q_{totale} (m ³ /s)	0.050
N. pompe funzionanti contemp.	2
$Q_{per pompa}$ (m ³ /s)	0.025
DH geod (m)	31.00
DH varie (m)	5.97
DH tot (m)	36.97

perdite in mandata			perdite in premente		
perdite continue in mandata			perdite continue in premente		
Q	m ³ /s	0.025	Q	m ³ /s	0.050
D	m	0.15	D	m	0.2776
L	m	10.00	L	m	1745
ks	m ^{1/3} /s ⁻¹	80	ks	m ^{1/3} /s ⁻¹	90
A	m ²	0.02	A	m ²	0.06
v	m/s	1.41	v	m/s	0.83
DH₁	m	0.249	DH₃	m	5.155
perdite concentrate in mandata			perdite concentrate in premente		
Q	m ³ /s	0.025	Q	m ³ /s	0.050
D	mm	0.15	D	mm	0.2776
v	m/s	1.41	v	m/s	0.83
imbocco	1	0.5	imbocco	0	0
sbocco	1	1	sbocco	1	1
curva a 90°	2	2	curva a 90°	2	2
curva < 90°	0	0	curva < 90°	1	0.2
valvola di non ritorno	1	0.3	valvola di non ritorno	0	0
saracinesca	1	0.3	saracinesca	1	0.3
giunto	1	0.3	giunto	0	0
DH₂	m	0.449	DH₄	m	0.122

Figura 29 – Calcolo delle perdite di carico lungo la mandata e lungo la premente.

Numero pompe uguali	np	2
Numero di avviamenti l'ora	na	8
Tempo di ciclo	Tc	450 sec
Portata per pompa	Qp	0.03 mc/s
Volume richiesto per pompa	V _i	2.81 mc
Volume complessivo richiesto	V _{tot}	3.92 mc
Lato 1 camera di sollevamento	L ₁	3 m
Lato 2 camera di sollevamento	L ₂	3 m
Area camera di sollevamento	A	9.00 mq
Altezza totale necessaria	h _{tot}	0.44 m
Quota fondo	q _f	12.15 m s.m.m.
Altezza volume morto	h _{vm}	0.5 m
Quota volume morto	q _{vm}	12.65 m s.m.m.
Quota primo attacco	q ₁	12.96 m s.m.m.
Quota secondo attacco	q ₂	13.09 m s.m.m.

Figura 30 – Dimensionamento del vano pompe.

14.7. Impianto di sollevamento S5

L'impianto S5 si posiziona lungo via Mediterraneo in prossimità di via 102. Il gruppo elettrogeno a servizio dell'impianto S5 è stato previsto in corrispondenza dell'impianto S6.

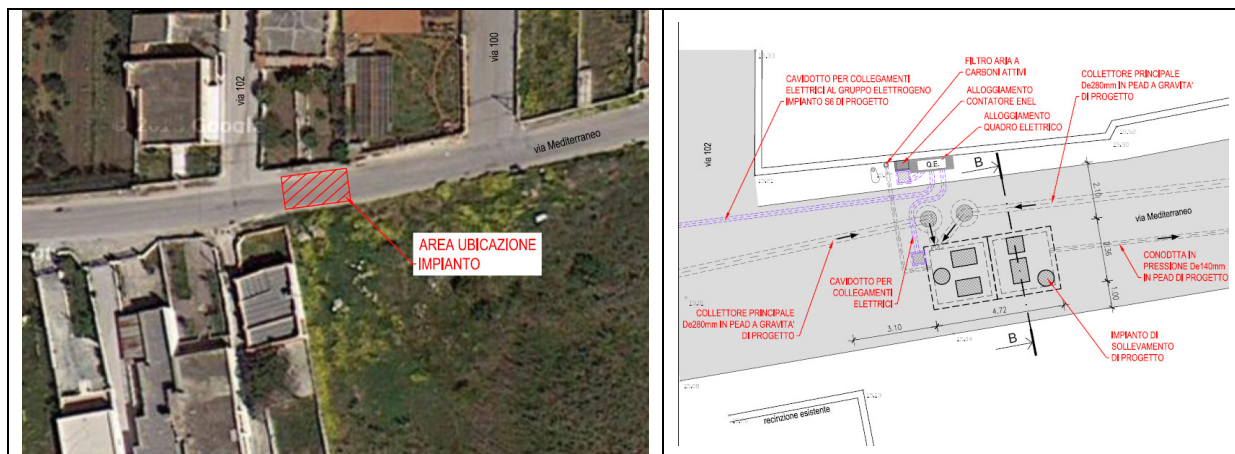


Figura 31 - Localizzazione territoriale dell'impianto e planimetria con le sistemazioni previste.

L'impianto S5 è previsto per l'installazione di n.ro 2 elettropompe sommerse con capacità di sollevamento di 13 l/s cadauna e prevalenza minima 14,0 m, di cui una con la funzione di riserva. Le elettropompe verranno alloggiare all'interno di un manufatto interrato prefabbricato di dimensioni interne 200x200 cm e altezza utile interna 4,0 m. In ingresso al vano pompe sono previste due linee in PEAD De 280 mm provenienti da via Mediterraneo (lungo il fronte ovest e lungo il fronte est). Le elettropompe sono accoppiate a tubazioni di mandata in acciaio inox Dn 80 mm collegate ad una tubazione DN 100 mm da cui parte la linea premente De 140 mm in PEAD di sviluppo pari a circa 280,0 ml. Il vano valvole verrà realizzato mediante un pozzetto prefabbricato di dimensioni interne 200x200 cm con altezza utile interna di 2 m.

Si riporta di seguito pianta e sezioni dell'impianto e le tabelle con i dimensionamenti idraulici:

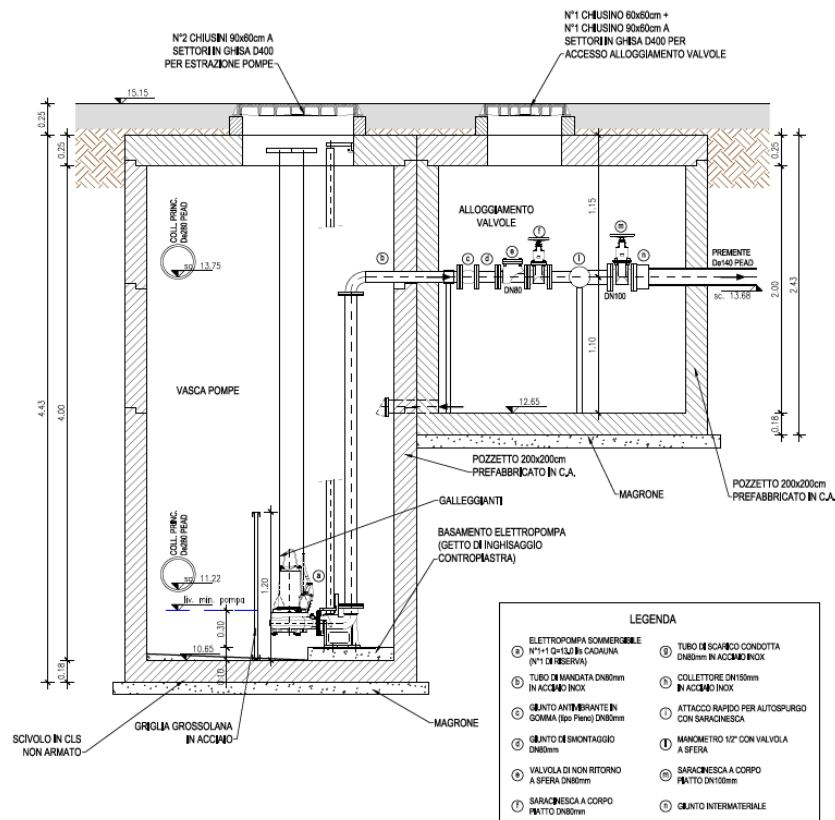


Figura 32 : Sezione del sollevamento interrato.

Dati dell'impianto :

Q_{totale} (m³/s)	0.013
N. pompe funzionanti contemp.	1
Q_{per pompa} (m³/s)	0.013
DH geod (m)	8.00
DH varie (m)	5.63
DH tot (m)	13.63

perdite in mandata			perdite in premente		
perdite continue in mandata			perdite continue in premente		
Q	m ³ /s	0.013	Q	m ³ /s	0.013
D	m	0.1	D	m	0.1234
L	m	10.00	L	m	280
ks	m ^{1/3} /s ⁻¹	80	ks	m ^{1/3} /s ⁻¹	90
A	m ²	0.01	A	m ²	0.01
v	m/s	1.66	v	m/s	1.09
DH₁	m	0.586	DH₃	m	4.221
perdite concentrate in mandata			perdite concentrate in premente		
Q	m ³ /s	0.013	Q	m ³ /s	0.013
D	mm	0.1	D	mm	0.1234
v	m/s	1.66	v	m/s	1.09
imbocco	1	0.5	imbocco	0	0
sbocco	1	1	sbocco	1	1
curva a 90°	2	2	curva a 90°	2	2
curva < 90°	0	0	curva < 90°	1	0.2
valvola di non ritorno	1	0.3	valvola di non ritorno	0	0
saracinesca	1	0.3	saracinesca	1	0.3
giunto	1	0.3	giunto	0	0
DH₂	m	0.614	DH₄	m	0.211

Figura 33 – Calcolo delle perdite di carico lungo la mandata e lungo la premente.

Numero pompe uguali	np	1
Numero di avviamenti l'ora	na	8
Tempo di ciclo	Tc	450 sec
Portata per pompa	Qp	0.01 mc/s
Volume richiesto per pompa	V _i	1.46 mc
Volume complessivo richiesto	V _{tot}	1.46 mc
Lato 1 camera di sollevamento	L ₁	2 m
Lato 2 camera di sollevamento	L ₂	2 m
Area camera di sollevamento	A	4.00 mq
Altezza totale necessaria	h _{tot}	0.37 m
Quota fondo	q _f	10.65 m s.m.m.
Altezza volume morto	h _{vm}	0.4 m
Quota volume morto	q _{vm}	11.05 m s.m.m.
Quota primo attacco	q ₁	11.42 m s.m.m.

Figura 34 – Dimensionamento del vano pompe.

14.8. Impianto di sollevamento S6

L'impianto S6 si posiziona lungo il lato ovest di via 124, mediante la formazione di una nuova aiuola a verde ed il posizionamento di un gruppo elettrogeno opportunamente recintato.

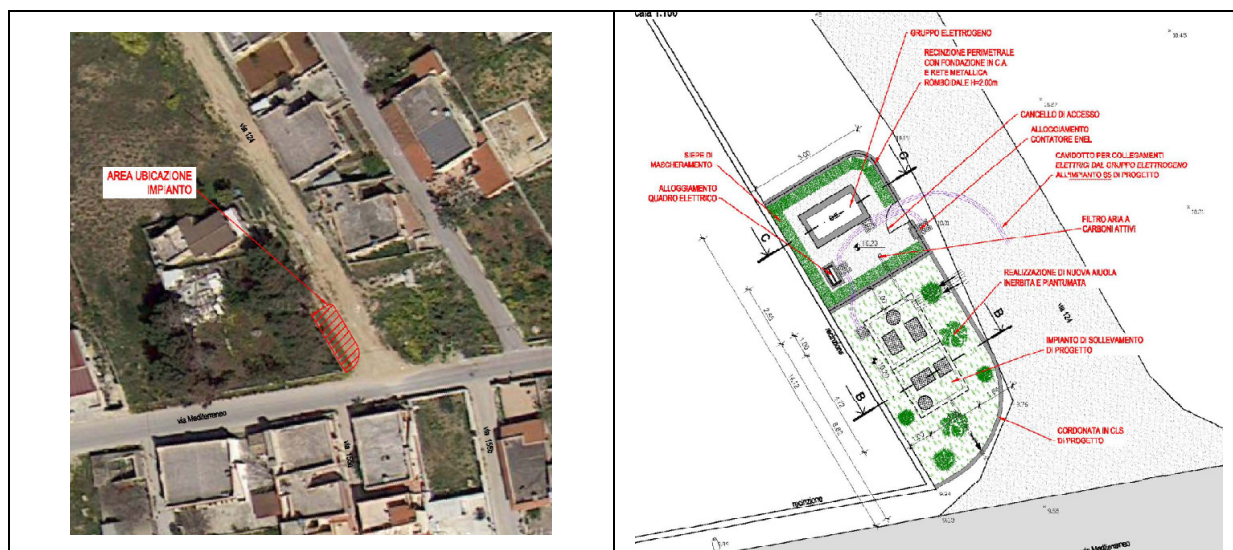
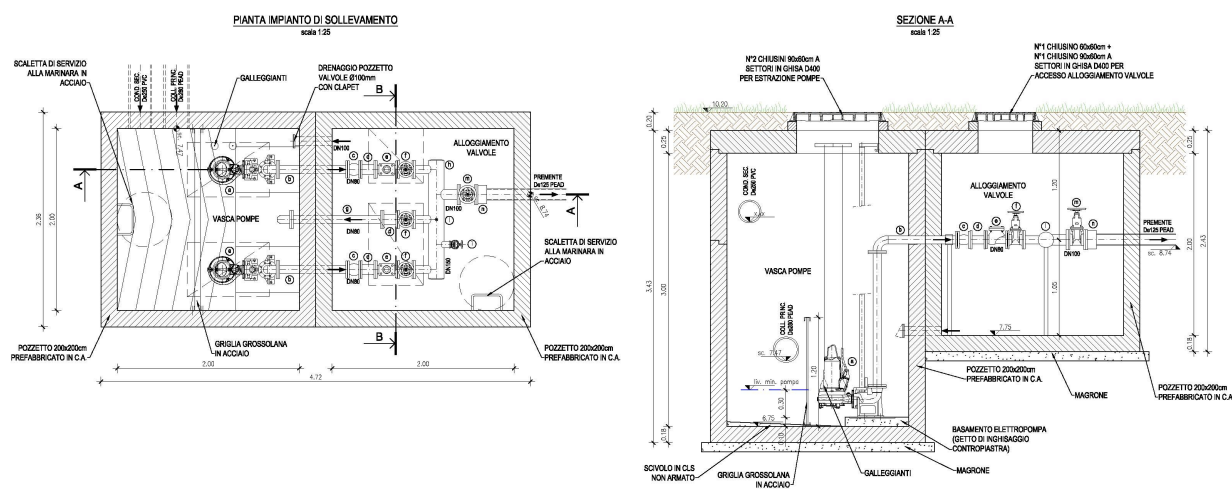


Figura 35 - Localizzazione territoriale dell'impianto e planimetria con le sistemazioni previste.

L'impianto S6 è previsto per l'installazione di n.ro 2 elettropompe sommerse con capacità di sollevamento di 6 l/s ciascuna e prevalenza minima 11,0 m, di cui una con la funzione di riserva. Le elettropompe verranno alloggiare all'interno di un manufatto interrato prefabbricato di dimensioni interne 200x200 cm e altezza utile interna 3,0 m. In ingresso al vano pompe sono previste due linee, la prima principale in PEAD De 280 mm provenienti da via Mediterraneo e la seconda, secondaria, in PVC del diametro esterno da 250 mm. Le elettropompe sono accoppiate a tubazioni di mandata in acciaio inox Dn 80 mm collegate ad una tubazione DN 100 mm da cui parte la linea premente De 125 mm di sviluppo pari a circa 245,0 ml. Il vano valvole verrà realizzato mediante un pozzetto prefabbricato di dimensioni interne 200x200 cm con altezza utile interna di 2 m.

Si riporta di seguito pianta e sezioni dell'impianto e le tabelle con i dimensionamenti idraulici:



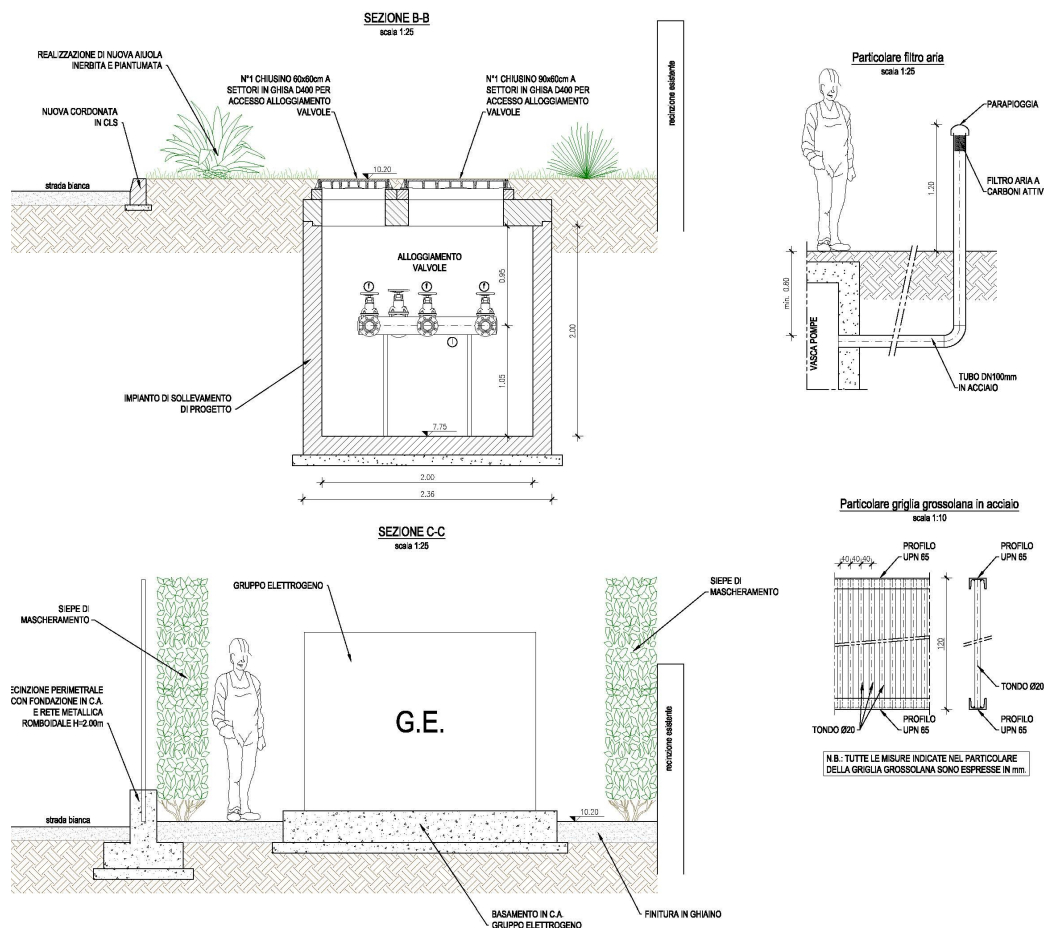


Figura 36 - Pianta, sezioni e particolari dell'impianto S6.

Dati dell'impianto :

Q_{totale} (m^3/s)	0.006
N. pompe funzionanti contemp.	1
$Q_{per pompa}$ (m^3/s)	0.006
DH geod (m)	9.00
DH varie (m)	1.76
DH tot (m)	10.76

perdite in mandata			perdite in premente		
perdite continue in mandata			perdite continue in premente		
Q	m^3/s	0.006	Q	m^3/s	0.006
D	m	0.1	D	m	0.1102
L	m	10.00	L	m	245
ks	$m^{1/3}/s^{-1}$	80	ks	$m^{1/3}/s^{-1}$	90
A	m^2	0.01	A	m^2	0.01
v	m/s	0.76	v	m/s	0.63
DH ₁	m	0.125	DH ₃	m	1.439
perdite concentrate in mandata			perdite concentrate in premente		
Q	m^3/s	0.006	Q	m^3/s	0.006
D	mm	0.1	D	mm	0.1102
v	m/s	0.76	v	m/s	0.63
imbocco	1	0.5	imbocco	0	0
sbocco	1	1	sbocco	1	1

curva a 90°	2	2	curva a 90°	2	2
curva < 90°	0	0	curva < 90°	1	0.2
valvola di non ritorno	1	0.3	valvola di non ritorno	0	0
saracinesca	1	0.3	saracinesca	1	0.3
giunto	1	0.3	giunto	0	0
DH₂	m	0.131	DH₄	m	0.071

Figura 37 – Calcolo delle perdite di carico lungo la mandata e lungo la premente.

Numero pompe uguali	np	1
Numero di avviamenti l'ora	na	8
Tempo di ciclo	Tc	450 sec
Portata per pompa	Qp	0.01 mc/s
Volume richiesto per pompa	V _i	0.68 mc
Volume complessivo richiesto	V _{tot}	0.68 mc
Lato 1 camera di sollevamento	L ₁	2 m
Lato 2 camera di sollevamento	L ₂	2 m
Area camera di sollevamento	A	4.00 mq
Altezza totale necessaria	h _{tot}	0.17 m
Quota fondo	q _f	6.75 m s.m.m.
Altezza volume morto	h _{vm}	0.4 m
Quota volume morto	q _{vm}	7.15 m s.m.m.
Quota primo attacco	q ₁	7.32 m s.m.m.

Figura 38 – Dimensionamento del vano pompe.

14.9. Impianto di sollevamento S7

L'impianto S7 si colloca lungo via 21 all'interno di un lotto di 680 mq acquisito dal Comune di Castelvetro. Il lotto allo stato attuale risulta delimitato e perimetrato da muri e dotato di un cancello per l'ingresso dei mezzi.

L'impianto prevede la costruzione di un edificio per l'installazione della centrale del vuoto a servizio della fognatura in depressione prevista per l'area urbana compresa tra via 33 e via 9 a sud di via Mediterraneo.

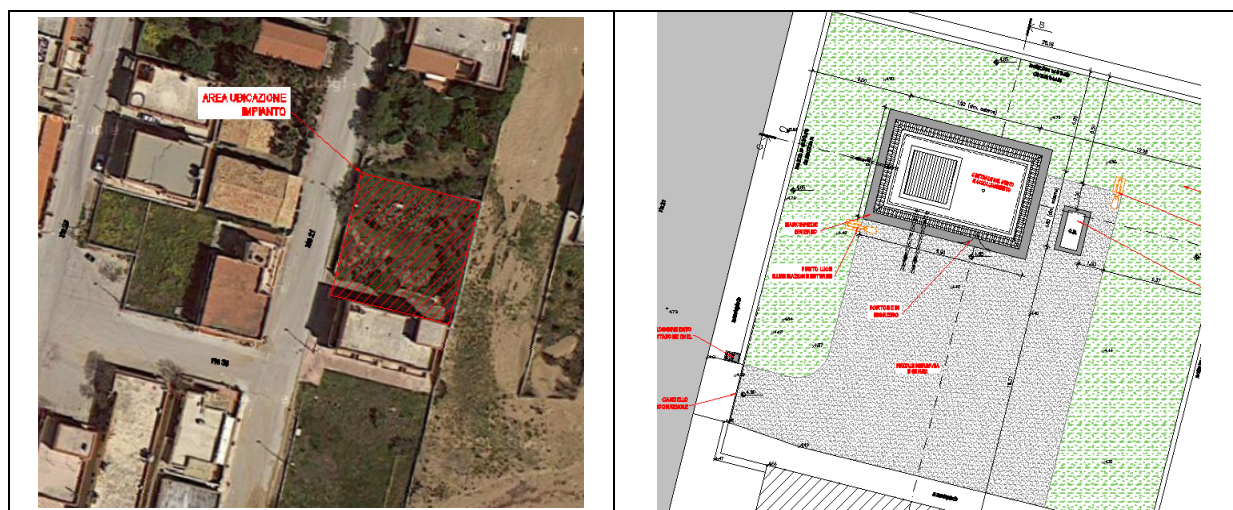


Figura 39 - Localizzazione territoriale dell'impianto e planimetria con le sistemazioni previste.

L'edificio è previsto a pianta rettangolare di dimensioni esterne 4,6 m x 7,9 m e altezza utile interna 2,7 m. All'interno dell'edificio verrà ricavata una camera interrata di dimensioni interne 4,0 m x 4,0 m x 2,7 m dove verrà installato il serbatoio di raccolta delle acque reflue.

Per l'ispezione e la manutenzione del serbatoio si prevede un passerella in acciaio zincato realizzata con dei grigliati lungo il perimetro della camera di alloggiamento. Per la sua movimentazione si prevede un lucernaio in copertura di dimensioni nette interne 2,6 m x 2,6 m.

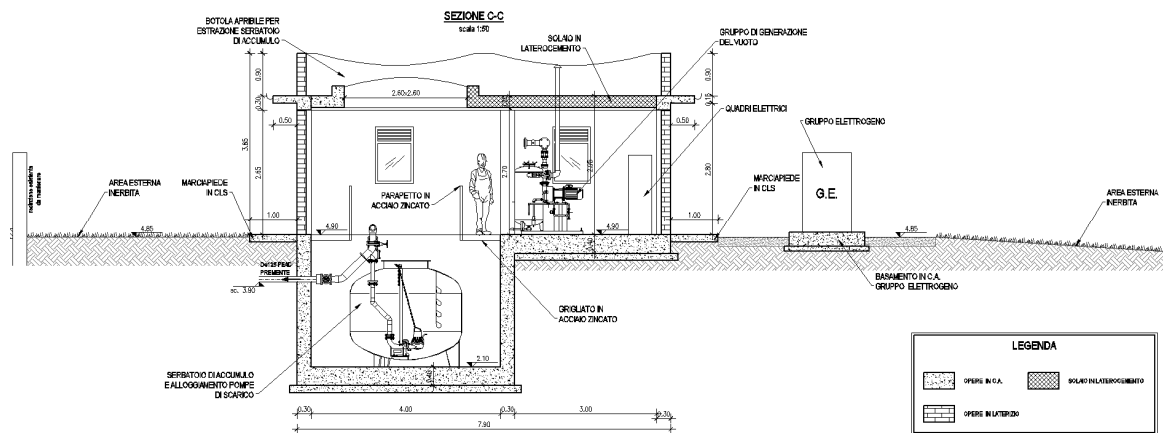
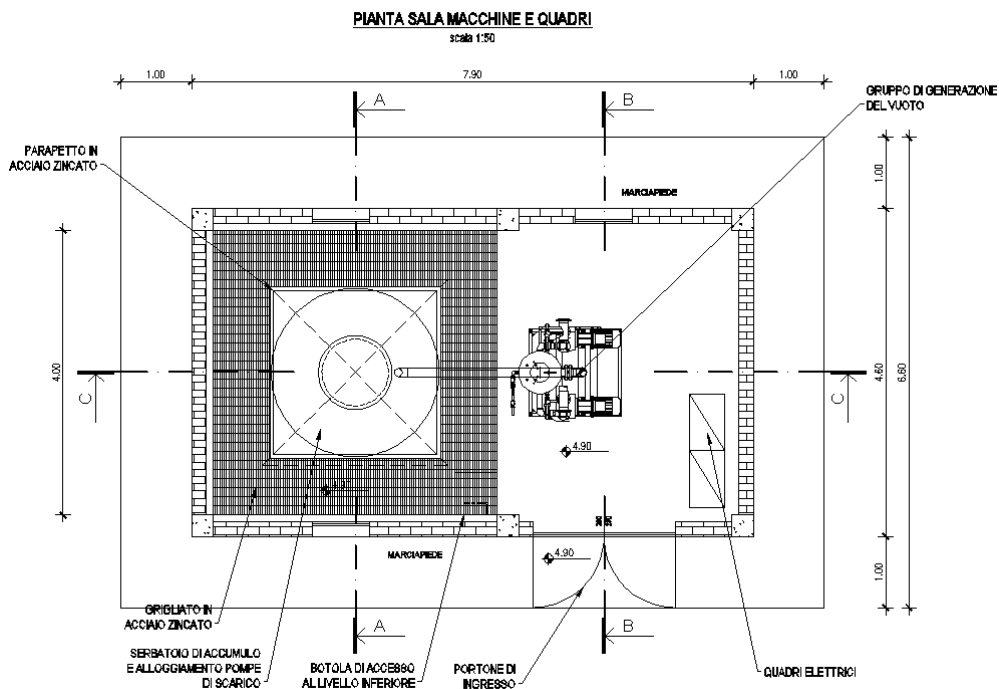


Figura 40 - Sezione longitudinale del fabbricato a servizio della fognatura in depressione.



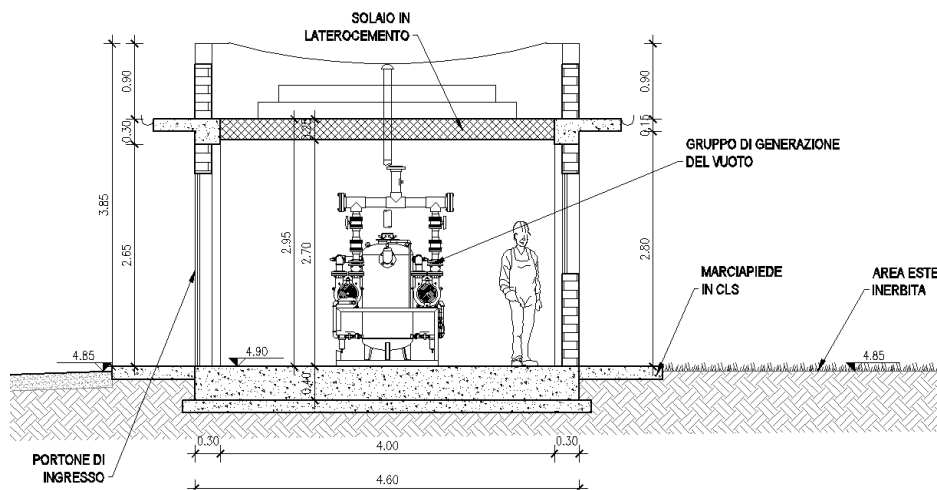


Figura 41 - Sezione trasversale del fabbricato.

All'interno dell'edificio, a lato della camera di alloggiamento del serbatoio, in un'area di 4,6 m x 3,4 m verranno installati i quadri elettrici ed il gruppo di generazione del vuoto.

Per lo svuotamento del serbatoio, all'interno dello stesso, verrà alloggiata due pompe del tipo elettrosommerse da 6 l/s (la seconda di riserva alla prima) e prevalenza minima 31,5 m il cui dimensionamento idraulico è riportato nelle tabelle seguenti:

Q_{totale} (m³/s)	0.006
N. pompe funzionanti contemp.	1
Q_{per pompa} (m³/s)	0.006
DH geod (m)	28.80
DH varie (m)	2.73
DH tot (m)	31.53

perdite in mandata			perdite in premente		
perdite continue in mandata			perdite continue in premente		
Q	m ³ /s	0.006	Q	m ³ /s	0.006
D	m	0.1	D	m	0.1102
L	m	10.00	L	m	410
ks	m ^{1/3} /s ⁻¹	80	ks	m ^{1/3} /s ⁻¹	90
A	m ²	0.01	A	m ²	0.01
v	m/s	0.76	v	m/s	0.63
DH ₁	m	0.125	DH ₃	m	2.407
perdite concentrate in mandata			perdite concentrate in premente		
Q	m ³ /s	0.006	Q	m ³ /s	0.006
D	mm	0.1	D	mm	0.1102
v	m/s	0.76	v	m/s	0.63
imbocco	1	0.5	imbocco	0	0
sbocco	1	1	sbocco	1	1
curva a 90°	2	2	curva a 90°	2	2
curva < 90°	0	0	curva < 90°	1	0.2
valvola di non ritorno	1	0.3	valvola di non ritorno	0	0
saracinesca	1	0.3	saracinesca	1	0.3

giunto	1	0.3	giunto	0	0
DH ₂	m	0.131	DH ₄	m	0.071

Figura 42 – Calcolo delle perdite di carico lungo la mandata e lungo la premente.

14.10. Impianto di sollevamento S8

L'impianto S8 è il primo dei due impianti previsti a mare per la raccolta e sollevamento dei reflui del bacino costiero. L'impianto si colloca all'interno di un lotto di proprietà pubblica posto a sud di via 45, come riportato nelle figure seguenti.

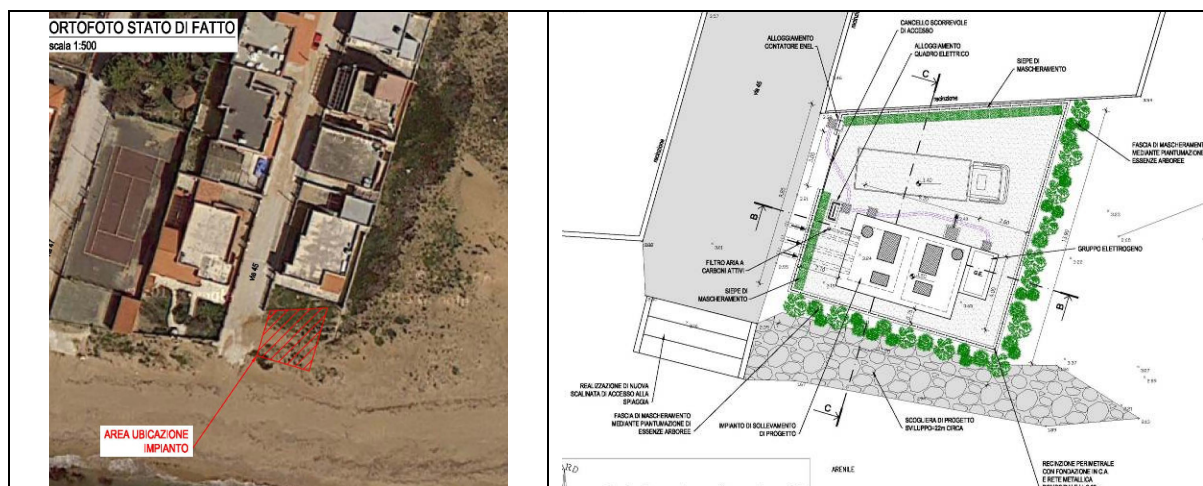


Figura 43 - Localizzazione territoriale dell'impianto e planimetria con le sistemazioni previste.

L'impianto S8 è previsto per l'installazione di n.ro 2 elettropompe sommerse con capacità di sollevamento di 27 l/s cadauna e prevalenza minima 40,5 m, di cui una con la funzione di riserva e per l'installazione di un'elettropompa destinata all'utilizzo unicamente nel perdio invernale da 1,5 l/s. Le elettropompe verranno alloggiare all'interno di un manufatto interrato gettato in opera di dimensioni interne 250x300 cm e altezza utile interna 7,35 m. In ingresso al vano pompe sono previste due linee in PEAD De 280 mm provenienti dal litorale (lungo il fronte ovest e lungo il fronte est) e la linea a gravità in PVC De 250 mm proveniente dalla viabilità. Le elettropompe sono accoppiate a tubazioni di mandata in acciaio inox Dn 150 mm collegate ad una tubazione DN 200 mm da cui parte la linea premente De 200 mm di sviluppo pari a circa 330,0 ml.

Si riporta di seguito pianta e sezioni dell'impianto e le tabelle con i dimensionamenti idraulici:

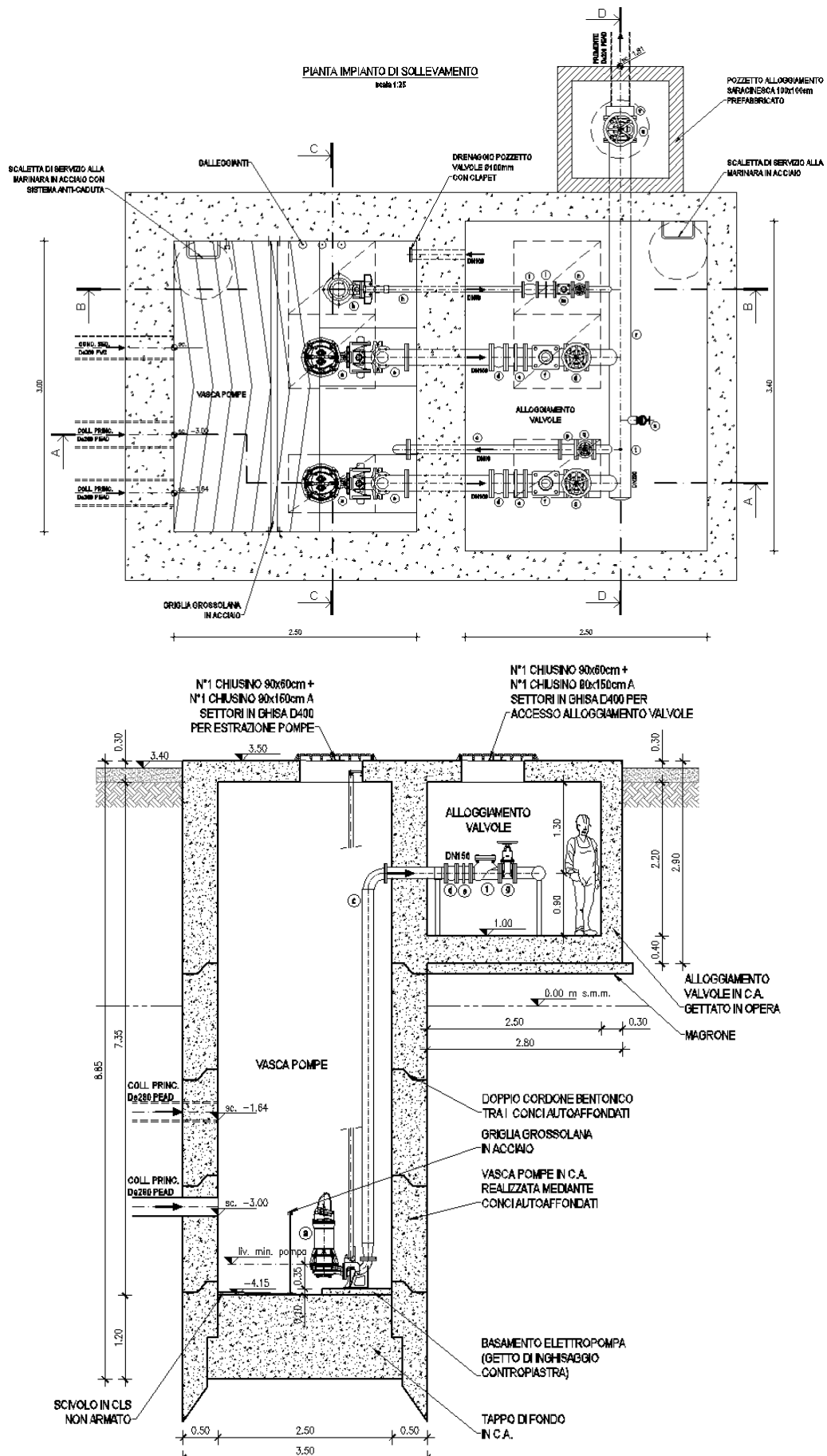


Figura 44 – Pianta e Sezione dell'impianto S8.

Dati dell'impianto :

Q_{totale} (m³/s)	0.021
N. pompe funzionanti contemp.	1
Q_{per pompa} (m³/s)	0.021
DH geod (m)	35.35
DH varie (m)	5.01
DH tot (m)	40.36

perdite in mandata			perdite in premente		
perdite continue in mandata			perdite continue in premente		
Q	m ³ /s	0.021	Q	m ³ /s	0.021
D	m	0.15	D	m	0.1586
L	m	10.00	L	m	420
ks	m ^{1/3} /s ⁻¹	80	ks	m ^{1/3} /s ⁻¹	90
A	m ²	0.02	A	m ²	0.02
v	m/s	1.19	v	m/s	1.06
DH₁	m	0.176	DH₃	m	4.333
perdite concentrate in mandata			perdite concentrate in premente		
Q	m ³ /s	0.021	Q	m ³ /s	0.021
D	mm	0.15	D	mm	0.1586
v	m/s	1.19	v	m/s	1.06
imbocco	1	0.5	imbocco	0	0
sbocco	1	1	sbocco	1	1
curva a 90°	2	2	curva a 90°	2	2
curva < 90°	0	0	curva < 90°	1	0.2
valvola di non ritorno	1	0.3	valvola di non ritorno	0	0
saracinesca	1	0.3	saracinesca	0	0
giunto	1	0.3	giunto	0	0
DH₂	m	0.317	DH₄	m	0.184

Figura 45 – Calcolo delle perdite di carico lungo la mandata e lungo la premente.

Numero pompe uguali	np	1
Numero di avviamenti l'ora	na	8
Tempo di ciclo	Tc	450 sec
Portata per pompa	Qp	0.02 mc/s
Volume richiesto per pompa	V _i	2.36 mc
Volume complessivo richiesto	V _{tot}	2.36 mc
Lato 1 camera di sollevamento	L ₁	3 m
Lato 2 camera di sollevamento	L ₂	2.5 m
Area camera di sollevamento	A	7.50 mq
Altezza totale necessaria	h _{tot}	0.32 m
Quota fondo	q _f	-4.15 m s.m.m.
Altezza volume morto	h _{vm}	0.45 m
Quota volume morto	q _{vm}	-3.70 m s.m.m.
Quota primo attacco	q ₁	-3.39 m s.m.m.

Figura 46 – Dimensionamento del vano pompe.

L'impianto verrà realizzato mediante sistemazione del lotto con recinzione della proprietà e schermatura visiva mediante piantumazione di nuovi arbusti e accesso all'impianto attraverso un cancello scorrevole.

Per proteggere l'impianto dall'azione erosiva del mare si prevede la costruzione di una scogliera in massi il cui dimensionamento è riportato nel Capitolo 21 della presente Relazione.

14.11. Impianto di sollevamento S9

L'impianto S9 è il secondo e ultimo impianto previsto a mare e si colloca nella porzione ovest del litorale. La tipologia del manufatto e le sistemazioni dell'area rispecchiano quanto già visto al paragrafo precedente per l'impianto S8. L'impianto verrà collocato nel tratto terminale di via 141.

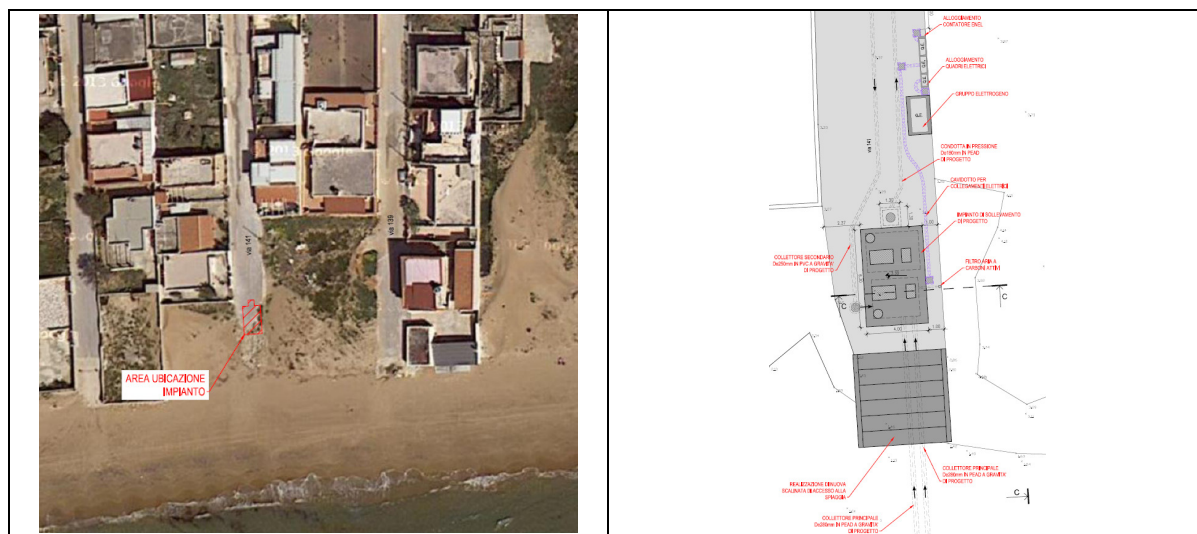


Figura 47 - Localizzazione territoriale dell'impianto e planimetria con le sistemazioni previste.

L'impianto S9 è previsto per l'installazione di n.ro 2 elettropompe sommerse con capacità di sollevamento di 21 l/s cadauna e prevalenza minima 41,0 m, di cui una con la funzione di riserva e per l'installazione di un'elettropompa destinata all'utilizzo unicamente nel periodo invernale da 1,5 l/s. Le elettropompe verranno alloggiare all'interno di un manufatto interrato gettato in opera di dimensioni interne 250x300 cm e altezza utile interna 7,75 m. In ingresso al vano pompe sono previste due linee in PEAD De 280 mm provenienti dal litorale (lungo il fronte ovest e lungo il fronte est) e la linea a gravità in PVC De 250 mm proveniente dalla viabilità. Le elettropompe sono accoppiate a tubazioni di mandata in acciaio inox Dn 150 mm collegate ad una tubazione DN 200 mm da cui parte la linea premente De 200 mm di sviluppo pari a circa 420,0 ml.

Si riporta di seguito pianta e sezioni dell'impianto e le tabelle con i dimensionamenti idraulici:

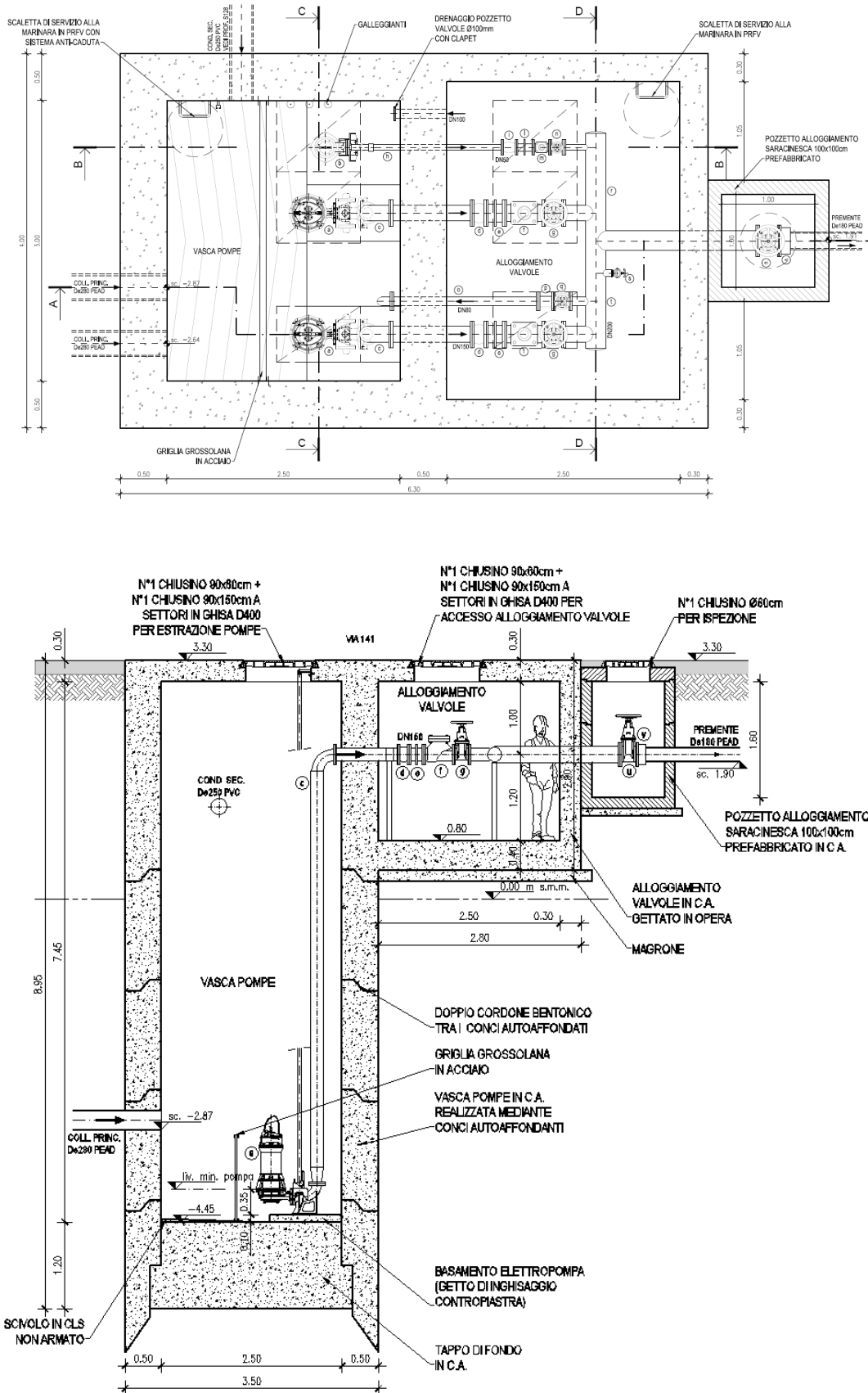


Figura 48 – Pianta e Sezione dell'impianto S9.

Dati dell'impianto :

Q_{totale} (m^3/s)	0.027
N. pompe funzionanti contemp.	1
$Q_{per pompa}$ (m^3/s)	0.027
DH geod (m)	24.70
DH varie (m)	5.26
DH tot (m)	29.96

perdite in mandata			perdite in premente		
perdite continue in mandata			perdite continue in premente		
Q	m^3/s	0.027	Q	m^3/s	0.027
D	m	0.125	D	m	0.1762
L	m	10.00	L	m	330
ks	$m^{1/3}/s^{-1}$	80	ks	$m^{1/3}/s^{-1}$	90
A	m^2	0.01	A	m^2	0.02
v	m/s	2.20	v	m/s	1.11
DH ₁	m	0.768	DH ₃	m	3.211
perdite concentrate in mandata			perdite concentrate in premente		
Q	m^3/s	0.027	Q	m^3/s	0.027
D	mm	0.125	D	mm	0.1762
v	m/s	2.20	v	m/s	1.11
imbocco	1	0.5	imbocco	0	0
sbocco	1	1	sbocco	1	1
curva a 90°	2	2	curva a 90°	2	2
curva < 90°	0	0	curva < 90°	1	0.2
valvola di non ritorno	1	0.3	valvola di non ritorno	0	0
saracinesca	1	0.3	saracinesca	0	0
giunto	1	0.3	giunto	0	0
DH ₂	m	1.086	DH ₄	m	0.200

Figura 49 – Calcolo delle perdite di carico lungo la mandata e lungo la premente.

Numero pompe uguali	np	1	
Numero di avviamenti l'ora	na	8	
Tempo di ciclo	Tc	450	sec
Portata per pompa	Qp	0.03	mc/s
Volume richiesto per pompa	V _i	3.04	mc
Volume complessivo richiesto	V _{tot}	3.04	mc
Lato 1 camera di sollevamento	L ₁	3	m
Lato 2 camera di sollevamento	L ₂	2.5	m
Area camera di sollevamento	A	7.50	mq
Altezza totale necessaria	h _{tot}	0.41	m
Quota fondo	q _f	-4.15	m s.m.m.
Altezza volume morto	h _{vm}	0.45	m
Quota volume morto	q _{vm}	-3.70	m s.m.m.
Quota primo attacco	q ₁	-3.30	m s.m.m.

Figura 50 – Dimensionamento del vano pompe.

14.12. Gli impianti di sollevamento S10, S11, S12, S13, S14 e S15

Si riporta di seguito un estratto della planimetria di dettaglio con l'ubicazione degli impianti e le caratteristiche in termini di portata e prevalenza.



Figura 51 : Estratto delle planimetrie di dettaglio con indicati gli impianti S10, S13, S14 e S15.



Figura 52 : Estratto delle planimetrie di dettaglio con indicati gli impianti S11 e S12.

Impianto di sollevamento	Portata	Dislivello Geodetico	Prevalenza Totale
n.ro	l/s	m	m
S10	0.50	27.2	27.4
S11 – S12	1.20	-	6.20
S13	0.50	30.2	30.4
S14	0.50	29.6	29.8
S15	1.50	30.25	31.7

Figura 53 : Caratteristiche degli impianti di sollevamento.

Gli impianti S10 – S13 – S14 – S15 sono previsti per l'installazione di n.ro 2 elettropompe sommerse con capacità di sollevamento da 0,5 a 1,5 l/s cadauna, di cui una con la funzione di riserva. Le elettropompe verranno alloggiare all'interno di un manufatto interrato prefabbricato di dimensioni interne 200x200 cm e altezza utile interna 2,0 m. In ingresso al vano pompe è prevista una linea in PVC De 250 mm a servizio della via. Le elettropompe sono accoppiate a

tubazioni di mandata in acciaio inox Dn 50 mm collegate ad una tubazione DN 80 mm da cui parte la linea premente De 90 mm in collegamento al collettore principale a gravità di via Mediterraneo. Il vano valvole verrà realizzato mediante un pozzetto prefabbricato di dimensioni interne 200x200 cm con altezza utile interna di 2 m.

Gli impianti S11 ed S12 sono costituiti da vasche monoblocco in c.a. dotate di due elettropompe sommerse accoppiate a tubazioni di mandata Dn 50 mm collegate ad una tubazione DN 80 mm da cui parte la linea premente De 90 mm in collegamento a collettori secondari della rete.

14.13. Impianto di sollevamento S16

L'impianto S16 si posiziona in un area verde a sud di via Mediterraneo in prossimità di via 7.



Figura 54 - Localizzazione territoriale dell'impianto e planimetria con le sistemazioni previste.

L'impianto S16 è previsto per l'installazione di n.ro 2 elettropompe sommerse con capacità di sollevamento di 2 l/s cadauna e prevalenza minima 29,0 m, di cui una con la funzione di riserva. Le elettropompe verranno alloggiare all'interno di un manufatto interrato prefabbricato di dimensioni interne 200x200 cm e altezza utile interna 2,0 m. In ingresso al vano pompe è prevista una linea in PVC De 250 mm a servizio della via. Le elettropompe sono accoppiate a tubazioni di mandata in acciaio inox Dn 50 mm collegate ad una tubazione DN 80 mm da cui parte la linea premente De 90 mm di sviluppo pari a circa 295,0 ml. Il vano valvole verrà realizzato mediante un pozzetto prefabbricato di dimensioni interne 200x200 cm con altezza utile interna di 2 m.

Si riporta di seguito pianta e sezioni dell'impianto e le tabelle con i dimensionamenti idraulici:

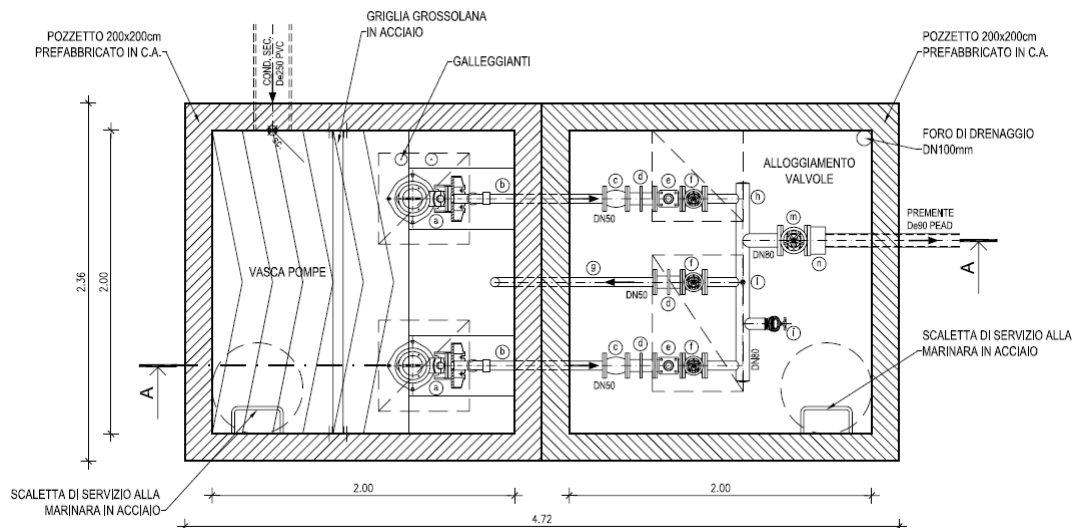


Figura 55 - Pianta dell'impianto di sollevamento.

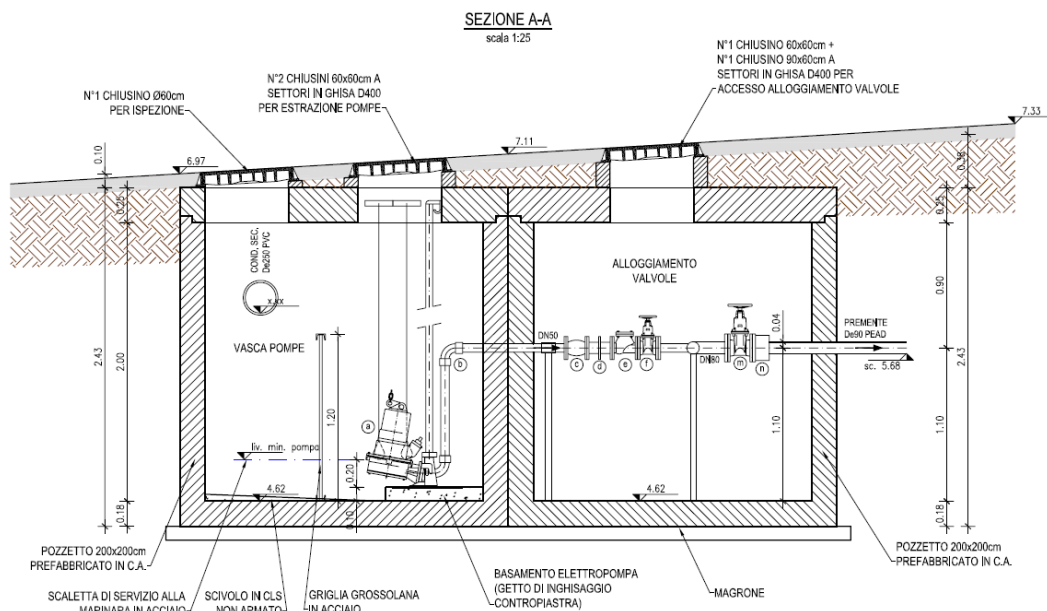


Figura 56 - Sezione dell'impianto di sollevamento.

Dati dell'impianto :

Q_{totale} (m³/s)	0.002
N. pompe funzionanti contemp.	1
Q_{per pompa} (m³/s)	0.002
DH geod (m)	27.08
DH varie (m)	1.94
DH tot (m)	29.02

perdite in mandata				perdite in premente			
perdite continue in mandata				perdite continue in premente			
Q	m ³ /s	0.002		Q	m ³ /s	0.002	
D	m	0.05		D	m	0.0792	
L	m	10.00		L	m	295	
ks	m ^{1/3} /s ⁻¹	80		ks	m ^{1/3} /s ⁻¹	90	

A	m ²	0.00	A	m ²	0.00
v	m/s	1.02	v	m/s	0.41
DH ₁	m	0.559	DH ₃	m	1.121
perdite concentrate in mandata			perdite concentrate in premente		
Q	m ³ /s	0.002	Q	m ³ /s	0.002
D	mm	0.05	D	mm	0.0792
v	m/s	1.02	v	m/s	0.41
imbocco	1	0.5	imbocco	0	0
sbocco	1	1	sbocco	1	1
curva a 90°	2	2	curva a 90°	2	2
curva < 90°	0	0	curva < 90°	1	0.2
valvola di non ritorno	1	0.3	valvola di non ritorno	0	0
saracinesca	1	0.3	saracinesca	1	0.3
giunto	1	0.3	giunto	1	0.3
DH ₂	m	0.233	DH ₄	m	0.032

Figura 57 – Calcolo delle perdite di carico lungo la mandata e lungo la premente.

Numero pompe uguali	np	1	
Numero di avviamenti l'ora	na	8	
Tempo di ciclo	Tc	450	sec
Portata per pompa	Qp	0.002	mc/s
Volume richiesto per pompa	V _i	0.23	mc
Volume complessivo richiesto	V _{tot}	0.23	mc
Lato 1 camera di sollevamento	L ₁	2	m
Lato 2 camera di sollevamento	L ₂	2	m
Area camera di sollevamento	A	4.00	mq
Altezza totale necessaria	h _{tot}	0.06	m
Quota fondo	q _f	4.62	m s.m.m.
Altezza volume morto	h _{vm}	0.3	m
Quota volume morto	q _{vm}	4.92	m s.m.m.
Quota primo attacco	q ₁	4.98	m s.m.m.

Figura 58 – Dimensionamento del vano pompe.

15. I MATERIALI PREVISTI PER LA REALIZZAZIONE DEGLI IMPIANTI E DELLE PREMENTI

15.1. Tubazioni e pezzi speciali

15.1.1. La premente dell'Impianto S1

Per la realizzazione della premente in uscita dall'impianto S1 – DN 400 mm di estesa pari a circa 8.650,0 ml si prevede l'impiego di ghisa sferoidale conforme alla UNI EN 545 rivestita esternamente in polietilene.

La lunghezza utile delle tubazioni dovrà essere di 6,00 m. I tubi dovranno avere un'estremità a bicchiere per giunzione a mezzo di anello di gomma. Il giunto, che dovrà permettere deviazioni angolari e spostamenti longitudinali del tubo senza compromettere la tenuta, sarà elastico di tipo automatico, con guarnizione in elastomero a profilo divergente conforme alle norme EN 681-1 e UNI 9163, atta ad assicurare la tenuta attraverso la reazione elastica della gomma e la compressione esercitata dal fluido nel divergente della gomma.

Le tubazioni dovranno inoltre essere rivestite internamente con malta cementizia d'altoforno applicata per centrifugazione secondo quanto previsto nella EN 545:2010.

Le tubazioni dovranno essere rivestite esternamente con uno strato di zinco puro di 200 g/m² applicato per metallizzazione ricoperto da uno strato aderente di polietilene applicato in conformità alle norme EN 545 ed EN 14628.

La Classe di Pressione dovrà essere pari a 30 bar.

15.1.2. Le prementi dell'impianto S2 – S3 – S4 – S5 – S6 – S7 – S8 – S9 - S10 – S11 – S12 – S13 – S14 – S15 e S16

Per la realizzazione delle prementi degli impianti minori si prevede l'impiego di tubazioni in polietilene alta densità PE100, classe di pressione PN 10 – SDR 17.

15.1.3. Le tubazioni e valvole a servizio degli impianti di sollevamento

Gli impianti di sollevamento visti nei paragrafi precedenti saranno dotati di tubazioni di mandata in acciaio AISI 316 e dei seguenti organi di manovra e valvole idrauliche:

- Giunto antivibrante in gomma;
- Giunto di smontaggio;
- Valvola di non ritorno a sfera;
- Saracinesca a corpo piatto;
- Attacco rapido per auto espurgo con saracinesca;
- Manometro da 1/2" con valvola a sfera;
- Giunto intermateriale di accoppiamento tra la mandata in acciaio inox e la premente in PEAD;
- Tubazione di scarico per lo svuotamento della premente presidiata da saracinesca e giunto di smontaggio.

Per quanto riguarda i dispositivi previsti per le prementi in uscita dagli impianti di sollevamento si rimanda ai contenuti del paragrafo 16 dedicato alla protezione delle condotte contro il colpo d'ariete.

15.2. Blocchi di ancoraggio

Con riferimento alla tubazione premente in ghisa Dn 400 mm prevista in uscita dall'impianto S1 si sono calcolati in corrispondenza delle deviazioni angolari i blocchi di ancoraggio per contrastare le sovrappressioni legate ai fenomeni dei colpi di ariete.

Per le verifiche ed i dimensionamenti si rimanda ai contenuti dell'allegata "Relazione di Calcolo Strutturale dei Blocchi di Ancoraggio".

16. LA RETE FOGNARIA IN DEPRESSIONE

16.1. Generalità

Per l'area urbana delimitata a nord da via Mediterraneo, a sud dal mare, a est da via 23 e a ovest da via 33, vista l'impossibilità di realizzare collettori lungo la spiaggia la soluzione preferibile per la raccolta delle acque nere è risultata essere il collettamento mediante una rete in depressione avente una centrale del vuoto con elettropompe per il rilancio dei reflui.

Più precisamente si prevede:

- collettamento mediante rete in depressione della porzione di territorio più vicina al mare in cui è prevista l'ubicazione della centrale del vuoto della rete;
- collettamento mediante rete a gravità della porzione più alta dell'area urbana in questione con immissione dei reflui nella rete in depressione attraverso pozzetti di interfaccia multiutenza;

In questo modo il collettamento dinamico all'impianto di depurazione locale riesce a servire 824 abitanti.

Il trasporto dei liquami nel sistema sottovuoto si compone di diverse parti che consentono l'immissione, il trasferimento e la raccolta dei liquami dentro un circuito completamente sigillato in cui l'aria viene introdotta in punti precisi (interfaccia) in quantità dosata e predeterminata.

Il primo componente del sistema di collettamento sottovuoto è l'unità di interfaccia, costituita essenzialmente da un gruppo valvola che viene interposto tra lo scarico a gravità delle abitazioni e la rete in depressione.

Il funzionamento dell'interfaccia, completamente automatizzato e che non necessita di energia elettrica, consente l'apertura della valvola e quindi lo scarico del liquame accumulato qualora si verifichino le seguenti condizioni:

1. il liquame proveniente a gravità dalle abitazioni raggiunge a monte dell'interfaccia un determinato livello;
2. la depressione a valle dell'interfaccia è compresa nei valori di taratura.

Ogni qual volta la valvola si apre, il liquame viene aspirato verso il collettore sottovuoto assieme alla quantità d'aria necessaria per spingere il liquame stesso.

Le acque uscenti dalle singole interfacce vengono trasferite alla centrale di raccolta attraverso una rete di tubazioni mantenute in depressione; i collettori devono pertanto essere perfettamente sigillati ed a tenuta d'aria, a tale scopo si utilizzano tubazioni in polietilene ad alta densità.

I collettori assumono, durante il loro sviluppo verso la centrale di raccolta, una particolare configurazione a dente di sega con discese aventi pendenza dell'ordine di qualche per mille seguite da repentine risalite.

Tale conformazione, denominata "sacca di trasporto", permette di mantenere il liquame all'interno delle tubazioni nella forma più compatta possibile in modo che questo, fungendo da tappo, sia spinto verso valle dall'aria entrante dalle varie interfacce.

La rete di collettori sottovuoto afferisce ad una stazione di raccolta composta dai seguenti elementi:

- pompa del vuoto;
- serbatoio di raccolta;
- pompa di scarico;
- quadro di comando e controllo delle apparecchiature.

La pompa del vuoto crea all'interno del serbatoio la depressione necessaria per aspirare i liquami introdotti nel collettore principale, essa entra in funzione ogni qual volta l'arrivo d'aria con i liquami abbassa il valore della depressione, in questo caso la pompa estrae l'aria dal serbatoio ripristinando il grado di vuoto necessario.

16.2. Dimensionamento dei collettori in depressione

Lo schema della rete di collettamento è riportato alle pagine seguenti. Sulla base di questo schema è stato svolto il calcolo idraulico delle tubazioni nel seguente modo:

- a) si è suddivisa la rete di collettamento in un certo numero di tratti aventi ciascuno lunghezza di circa 80 m;
- b) si sono conteggiati gli utenti da servire lungo ciascun tratto;
- c) si è calcolata la portata di progetto moltiplicando il numero di utenti serviti per la dotazione ed applicandovi l'opportuno coefficiente di punta;
- d) si sono dimensionati i diametri necessari per le tubazioni sulla base della relativa portata massima convogliabile;
- e) si sono calcolate le perdite di carico lungo ciascun tratto ed anche la loro somma progressiva al procedere del convogliamento;
- f) si è verificato che la sommatoria delle perdite di carico dall'utenza più lontana alla centrale del vuoto non superasse il limite imposto dalla particolare tecnologia costruttiva adottata.

Per il dimensionamento dei diametri dei collettori si è fatto riferimento alla tabella seguente.

<i>Diametro condotta</i>	<i>Portata massima trasportata</i>
<i>(mm)</i>	<i>(l/s)</i>
110	2.3
140	4.59
160	6.18
200	11.15

Le perdite di carico sono invece state calcolate lungo ciascun tratto come somma dei dislivelli altimetrici realizzati dalle sacche di trasporto (pari ciascuno a 30 cm e distanziati al massimo di 80 m l'uno dall'altro) diminuiti del valore del diametro della tubazione.

La particolare tecnologia adottata impone che la sommatoria complessiva delle perdite di carico dall'utenza più lontana alla centrale del vuoto sia contenuta entro i 4 m.

La tabella riportata nel seguito contiene il dimensionamento idraulico della rete.

Il dimensionamento idraulico dei collettori:

Condotta	Nodo iniziale	Nodo finale	Lunghezza (m)	Abitanti (n.ro)	Q media (l/s)	Q max (l/s)	Distanza dell'estremità della condotta dalla centrale del vuoto (m)	Diametro (mm)	N° risalite	Altezza a risalite	Perdite di carico lungo il tratto	Perdite di carico massime progressive
										(m)	(m)	(m)
19	23	16	48.00	10	0.02	0.05	281	110	0.960	0.3	0.18	0.18
13	16	15	31.00	40	0.07	0.19	233	110	0.620	0.3	0.12	0.30
14	15	14	50.00	120	0.22	0.56	202	110	1.000	0.3	0.19	0.49
15	14	13	37.00	224	0.41	1.04	152	140	0.529	0.3	0.08	0.57
16	13	12	34.00	332	0.61	1.54	115	140	0.486	0.3	0.08	0.65
17	12	11	81.00	472	0.87	2.19	81	160	1.013	0.3	0.14	0.79
18	11	10	50.00	724	1.34	3.35	331	160	0.625	0.3	0.09	0.88
19	10	CV	43.00	824	1.45	3.63	0	160	0.538	1.3	0.61	1.49
TOTALE												1.49
Totale				824	1.45	3.63						

Figura 59 – Dimensionamento della rete in depressione.

Vista l'importanza dell'impianto rispetto al numero di utenze da servire, anche in ragione dei coefficienti di punta orari che si possono presentare in un bacino di utenza più contenuto, l'impianto per lo svuotamento del serbatoio di accumulo verrà dotato di pompe con portata di sollevamento pari a 6 l/s.

16.3. Dimensionamento dei pozzetti di interfaccia

I pozzetti di interfaccia considerati sono in grado di servire ciascuno il liquame proveniente da 10 abitanti.

Considerando la particolare disposizione planimetrica degli scarichi presenti risultano necessari 46 pozzetti, ciascuno al servizio di più unità abitative vicine.

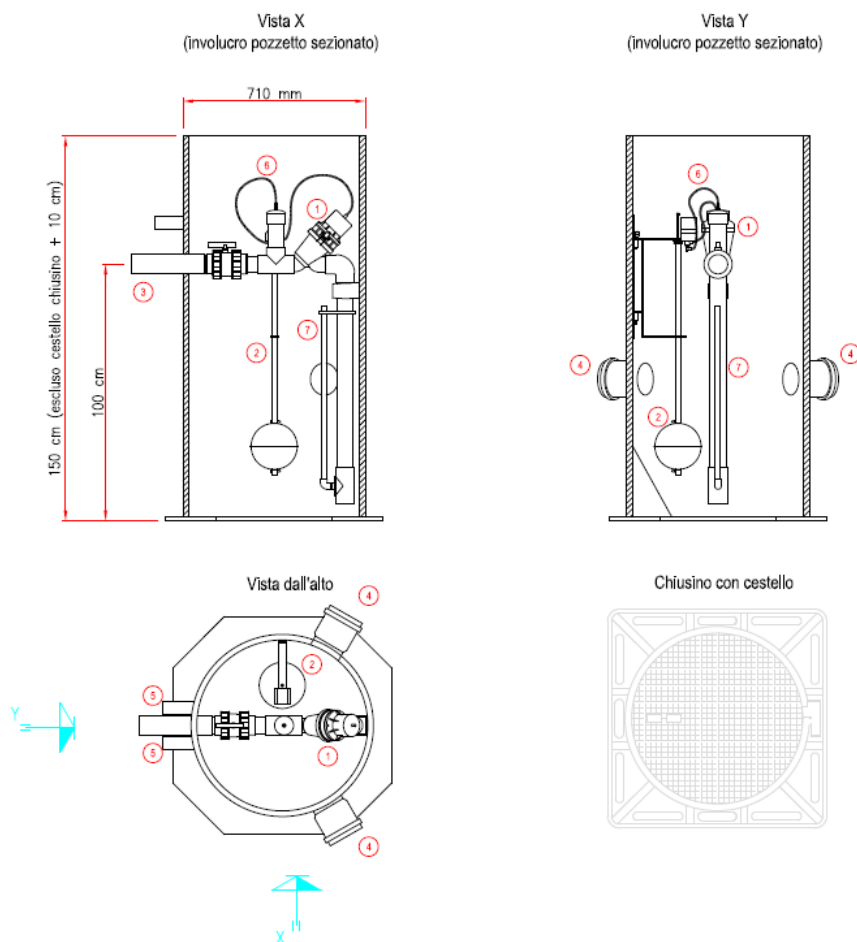


Figura 60 - Pozzetto di interfaccia.

SPECIFICHE TECNICHE POZZETTO DI INTERFACCIA:

Tipo :off-line

Capacità : c.a. 600 litri

Portata : 100 litri/ciclo (regolabile)

Materiale : PEAD

Chiusino : ghisa sferoidale, carrabile classe D400 UNI-EN 124

Dimensioni:

- diametro : 710 mm
- altezza : 1500 mm

Collegamenti funzionali:

- scarico utenze : n.ro 2 giunti antisfilamento D=110/125 mm
- Rete sottovuoto : n.ro 1 tronchetto D=75 mm
- Monitoraggio : n.ro 2 tronchetti D50 mm

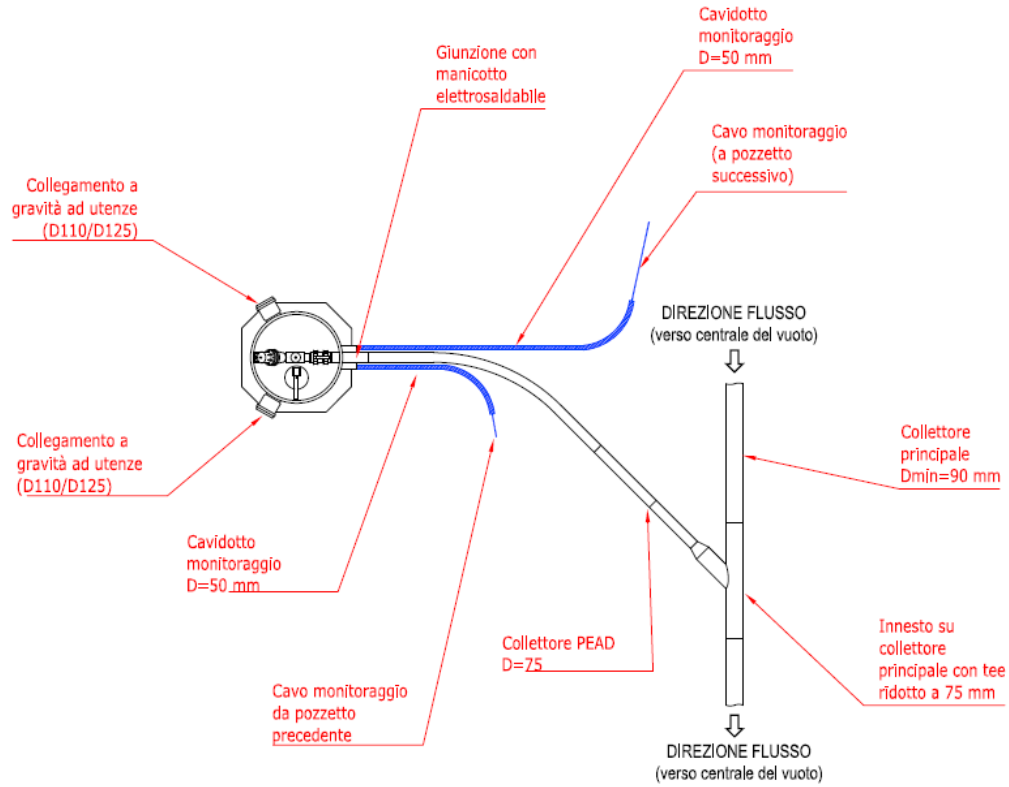
Componenti Penumatici:

- Gruppo di aspirazione in PVC PN 10 con valvola tipo Vacuflow D63 mm
- Attivatore a galleggiante con Startervolve

LEGENDA:

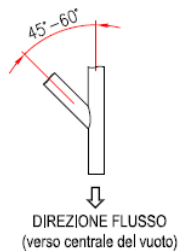
1. Valvola Vacuflow D62 mm
2. Attivatore a galleggiante con Startervolve
3. Tronchetto PEAD D=75 mm (aspirazione reflui)
4. Giunto antisfilamento D=110/125 mm (innesto utenze)
5. Tronchetto PEAD D=50 mm (monitoraggio)
6. Collegamento pneumatici;
7. Gruppo aspirazione

VISTA PLANIMETRICA

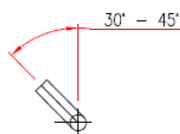


INNESTI TRA COLLETTORI: PARTICOLARI COSTRUTTIVI E DI INSTALLAZIONE

VISTA DALL'ALTO



VISTA FRONTALE



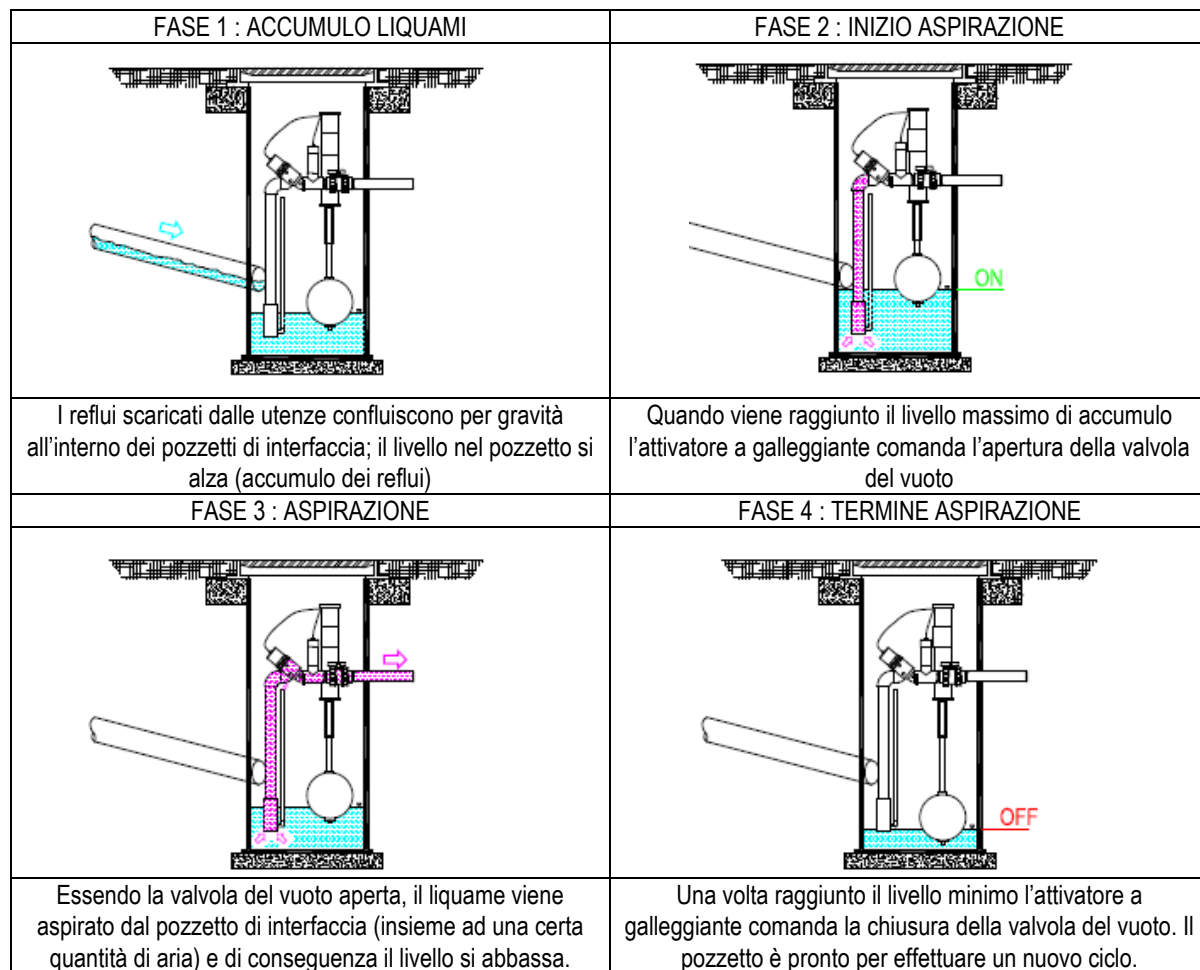


Figura 61 – Ciclo di aspirazione.

17. PROTEZIONE DELLE CONDOTTE CONTRO IL COLPO D'ARIE

Viste le importanti prevalenze e sviluppi delle prementi relative agli impianti S1 ed S4 si prevede l'installazione di dedicati dispositivi e valvole idrauliche per prevenire le sovrappressioni in caso di arresto improvviso delle apparecchiature, il così detto fenomeno del colpo d'ariete.

A tal fine sono state valutate una serie di alternative che hanno portato alla scelta dei seguenti dispositivi:

- Sfiati automatici anticolpo d'ariete per fognatura;
- Serbatoi anticolpo d'ariete.

Quest'ultimo è stato preferito alla valvole idrauliche anticolpo d'ariete per maggior affidabilità ed elasticità del sistema.



Sfiato automatico a tre funzione per fognatura

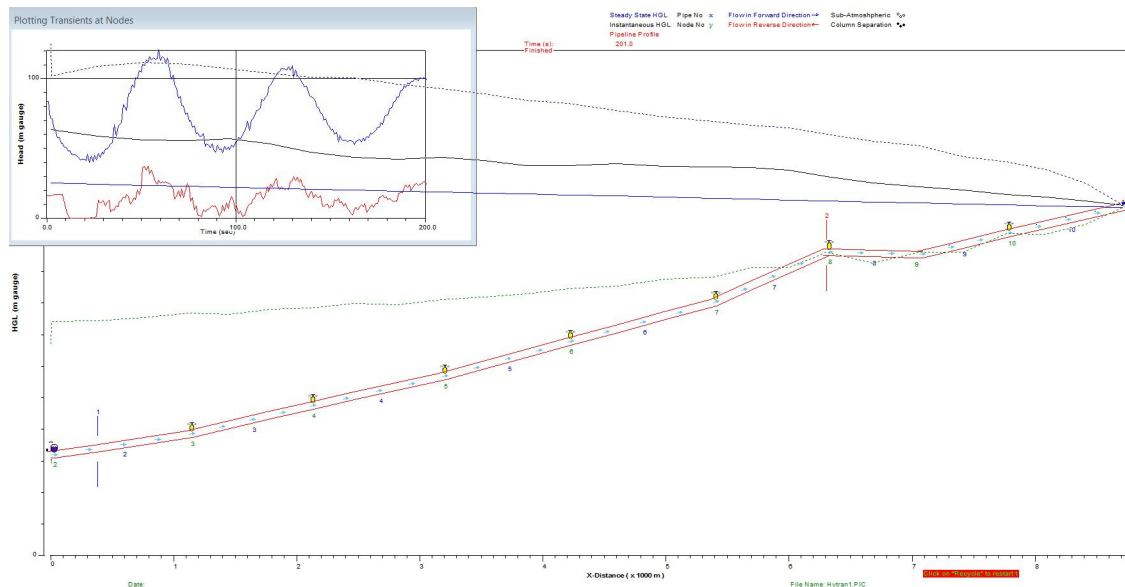


Sfiato automatico a tre funzione anticolpo d'ariete per fognatura



Serbatoio anticolpo d'ariete

Tipologia e numero di dispositivi sono stati definitivi mediante alcune simulazioni a moto vario. In particolare si riporta nella figura seguenti i risultati ottenuti per la verifica delle sovrappressioni lungo la premente dell'impianto S1.



Al fine di mantenere la sovrappressione massima nell'ordine dei 130 m rispetto al piano campagna si prevede:

- Installazione di n.ro 3 serbatoio della capacità di 3 mc ciascuna in corrispondenza dell'edificio dell'impianto;
- N.ro 8 sfiati anticolpo d'ariete lungo la condotta.

Diversamente per la premente dell'impianto S4 si prevede l'installazione di n.ro 5 sfiati anticolpo d'ariete.

18. I GRUPPI ELETTOGENI

Gli impianti di sollevamento sono stati progettati per garantirne il funzionamento anche in caso di black-out o interventi alla linea elettrica.

A tal fine tutti gli impianti principali sono dotati di un gruppo elettrogeno. I gruppi sono collocati in adiacenza o in prossimità di ogni impianto di sollevamento.

Per gli impianti S5 ed S6 è stato previsto un unico gruppo elettrogeno posto direttamente a nord del manufatto di sollevamento dell'impianto S6 ed opportunamente recintato e mitigato ambientale con siepe lungo il perimetro.

Per l'impianto S4, collocato al di sotto del sedime stradale, il gruppo elettrogeno è stato collocato in un area separata a circa 370 m a nord del manufatto.

I gruppi elettrogeni sono tutti da esterno da collocare su basamento in calcestruzzo. Poiché vengono collocati in ambiente marino si prevede un ciclo di verniciatura idoneo all'ambiente con cui sono esposti. Il ciclo tecnologico di verniciature prevede l'ancoraggio di singoli pezzi ad un convogliatore aereo che li farà avanzare da una fase di verniciatura all'altra.

Le fasi di trattamento dei materiali sono le seguenti:

- fosfosgrassaggio a caldo nel tunnel mediante pretrattamento chimico-fisico, al fine di preparare il materiale alle successive fasi di lavorazione;
- risciacquo con acqua demineralizzata e acqua di rete;
- asciugatura in forno a 150°C;
- applicazione di una mano di zincante organico per lo spessore di 70 micron tipo 400799;
- applicazione di una mano a finire di smalto poliuretanico semilucido alifatico HB per lo spessore di 60 micron tipo 550 con RAL da definire;
- fusione delle polveri;
- polimerizzazione a 180°C/200°C;
- raffreddamento e collaudo.

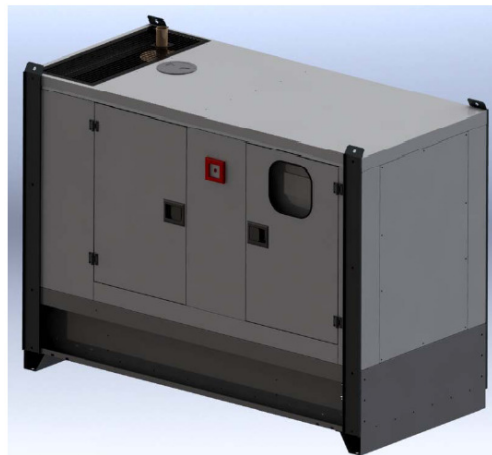


Figura 62 - Immagine indicativa di un gruppo elettrogeno.

19. FILTRO ARIA A CARBONI ATTIVI

Per evitare che dal vano di raccolta dei reflui fuoriescano odori si prevede l'installazione di un filtro a carbone attivi collegato al vano pompe mediante una tubazione in acciaio su cui viene alloggiato il filtro.

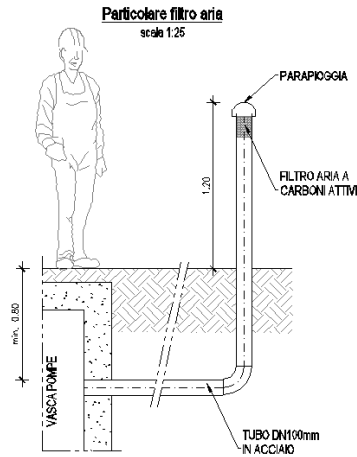


Figura 63 : Particolare del filtro aria a carboni attivi e suo collegamento al vano pompe.

20. LINEE VITA E DISPOSITIVI ANTICADUTA PER LA MANUTENZIONE DEGLI IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO

Per gli impianti di sollevamento dove le camere di installazione delle pompe superano i 3 m di altezza si prevede l'installazione di un sistema anticaduta di tipo mobile.

Il sistema prevede una scala di discesa e parallelamente un binario anticaduta all'interno del quale scorre una guida. Il binario è costituito da un profilato in acciaio inox e al suo interno sono posizionate le tacche di arresto del sistema.

21. LE OPERE DI DIFESA A MARE

Il progetto prevede la realizzazione dell'impianto S8 in corrispondenza del limite della spiaggia; si è quindi ritenuto opportuno presidiare tale struttura, lato mare, con delle opere di difesa radenti, per proteggerla dalle escursioni del livello medio mare e da eventuali attacchi del moto ondoso.

Si prevede la realizzazione di opere di contenuto sviluppo longitudinale, vista la finalità puntuale di difesa, che si estendono soltanto nell'immediato intorno della struttura da presidiare.

La tipologia di opera di difesa scelta è la scogliera a gettata, realizzata in massi naturali. Questo tipo di opera offre una buona dissipazione dell'energia delle onde in arrivo ed è poco riflettente, pertanto produce modeste variazioni dei treni d'onda incidenti, minimizzando l'impatto della realizzazione della struttura sui tratti di costa adiacenti; inoltre, è flessibile, facilmente ripristinabile in caso di rottura e funziona anche se danneggiata.



Figura 64 – Inquadramento della zona di realizzazione degli impianti di sollevamento

21.1. Il livello medio mare

In mancanza di misure dirette presso il sito di interesse, si è fatto riferimento alle registrazioni della stazione mareografica di Porto Empedocle, facente parte della rete mareografica nazionale (R.M.N.). La stazione, situata al Porto Vecchio, è attiva dal 1998 ed è dotata di capisaldi altimetrici legati alla rete IGM. Le misure mareografiche sono disponibili dal 1999.

Il livello misurato è riferito alla staffa mareografica, la cui quota, rilevata nel 2009, è pari a 0.9133 m s.l.m.. Una precedente livellazione, condotta nel 1998, aveva determinato una quota della staffa pari a 0.9063 m s.l.m. – vista la modesta entità dello scarto (7 cm), si è deciso, in via cautelativa, di utilizzare come unico riferimento per tutte le registrazioni il valore di quota rilevato nel 2009.

Sono stati acquisiti i valori di livello medio, massimo e minimo giornaliero registrati dal mareografo dal 1999 al 2013. I dati sono stati utilizzati per calcolare il livello medio (media dei livelli medi giornalieri), un livello di alta marea di riferimento (media dei livelli massimi giornalieri), un livello di bassa marea di riferimento (media dei livelli minimi giornalieri). Tali livelli di riferimento sono risultati pari a:

- Livello medio mare: -0.046 m rispetto allo zero mareografico 0.874 m s.l.m.;
- Livello bassa marea: -0.150 m rispetto allo zero mareografico 0.763 m s.l.m.;
- Livello alta marea: +0.060 m rispetto allo zero mareografico 0.974 m s.l.m..

Cautelativamente, come livello di riferimento per il dimensionamento della struttura si è assunta la media dei massimi livelli giornalieri registrati nel periodo di funzionamento del mareografo, ovvero $z_{rif} = 0.974$ m s.l.m.. Questo dato tiene conto sia del contributo della marea astronomica che della marea meteorologica.



Figura 65 – Localizzazione delle stazioni della rete mareografica nazionale

21.2. Regime delle onde al largo

Per la caratterizzazione del moto ondoso al largo del paraggio di interesse, si è fatto riferimento alla stazione di misura di Mazara del Vallo, facente parte della rete ondometrica nazionale (R.O.N.) ed attiva dal 1989. La stazione è costituita da una boa ondometrica direzionale, ancorata su un fondale dell'ordine di circa 100 m. La boa segue e registra il movimento della superficie dell'acqua; le registrazioni sono quindi elaborate per determinare l'altezza d'onda significativa, il periodo d'onda medio e di picco e la direzione media di propagazione dell'onda.

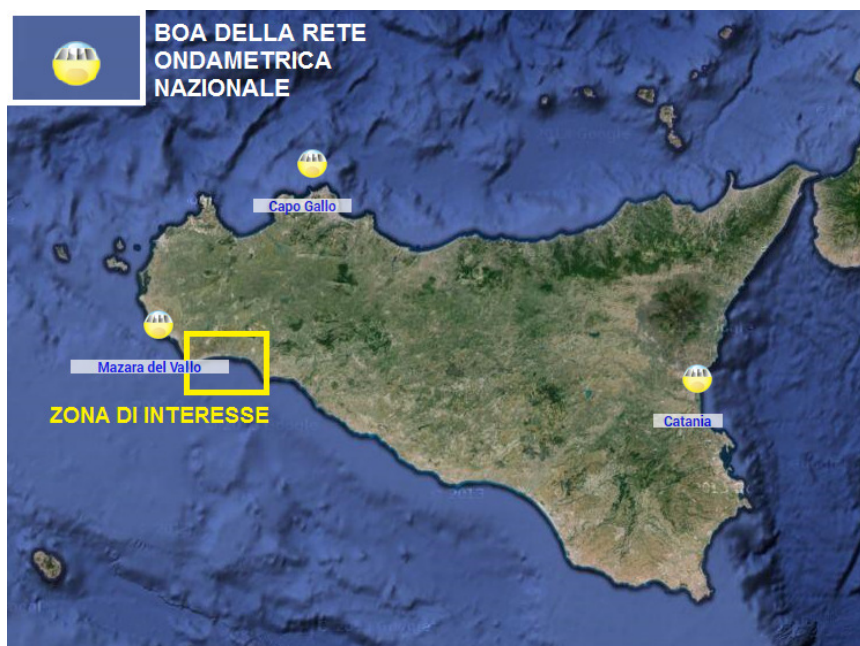


Figura 66 – Localizzazione delle stazioni della rete ondometrica nazionale

Sono stati acquisiti i dati misurati dalla boa dal luglio 1989 all'aprile 2008. Nella tabella a doppia entrata seguente è riportata la distribuzione delle altezza d'onda significative misurate dalla boa, in funzione della direzione di provenienza del moto ondoso, con riferimento all'intero intervallo temporale acquisito.

Figura 67 – Distribuzione altezza d'onda/direzione del moto ondoso registrato dalla boa di Mazara del Vallo

N.D.A.	N.D.P.	N.D.M.	Calme																										
54784	106143	-51360	28773																										
N	<=15	<=30	<=45	<=60	<=75	<=90	<=105	<=120	<=135	<=150	<=165	<=180	<=195	<=210	<=225	<=240	<=255	<=270	<=285	<=300	<=315	<=330	<=345	<=360	>360	TOT			
m																													
>9.5																													
<=9.5																													
<=9																													
<=8.5																													
<=8																													
<=7.5	1																												
<=7																				3									
<=6.5													1							4									
<=6														1						22	4								
<=5.5		1																											
<=5										11	2	2	1	6	6	2	8	4	2	4	56	12		1	2	1			
<=4.5											17	2	2	1	6	6	2	8	4	2	1	120	30	14	1	1	3		
<=4	2	1	1	4			2	3	15	3	11	13	2	2	5	17	4	28	128	36	7	3	1	2		25			
<=3.5	1	2	7	3	2	1	5	5	39	23	9	7	12	3	5	24	15	40	307	74	14	6	3	7		6			
<=3	7	8	12	7	3	13	8	12	137	74	16	18	24	38	35	23	27	106	515	173	31	17	10	16		1330			
<=2.5	27	18	16	22	16	21	21	35	266	166	31	32	39	50	55	44	60	194	1006	310	77	31	33	28		2598			
<=2	31	42	52	28	27	42	54	86	451	441	105	81	71	81	80	95	111	373	1896	692	221	66	59	50		5235			
<=1.5	78	74	79	64	73	85	117	169	1130	1099	402	272	248	197	161	181	239	767	3602	1599	428	117	84	65		11330			
<=1	170	129	149	131	137	196	242	299	1851	2277	962	586	529	420	339	296	460	1323	5388	2785	939	341	200	185		20334			
<=0.5	312	278	248	246	243	290	348	782	2330	3567	2615	1660	1164	957	757	814	1045	2266	6534	4412	2293	1309	425	405		35300			
<=0	273	260	217	242	270	310	431	596	1227	1757	1982	1871	1589	1511	1458	1263	1497	2150	3455	2940	1953	866	348	266	1	28733			
TOT	902	813	782	747	771	958	1228	1987	7476	9410	6136	4543	3687	3267	2898	2769	3464	7272	23037	13067	5977	2758	1166	1028	1	106143			

Nella prima riga sono riportate le informazioni relative ai dati attesi, i dati pervenuti, i dati mancanti e le calme (stati di mare con altezza d'onda inferiore a 0.5 m).

Nella figura che segue, il clima ondoso misurato dalla boa è rappresentato invece in forma grafica, sottoforma di diagramma a rosa. Il grafico mostra chiaramente la predominanza, sia in termini di frequenza che in termini di intensità, delle onde provenienti dal settore 270-300° N. Un secondo picco, si ha in corrispondenza del settore 120-150° N, sebbene con frequenze inferiori. Si osserva che, in questa rappresentazione, sono state considerate "calme" le condizioni caratterizzate da un'altezza d'onda significativa inferiore a 0.25 m.

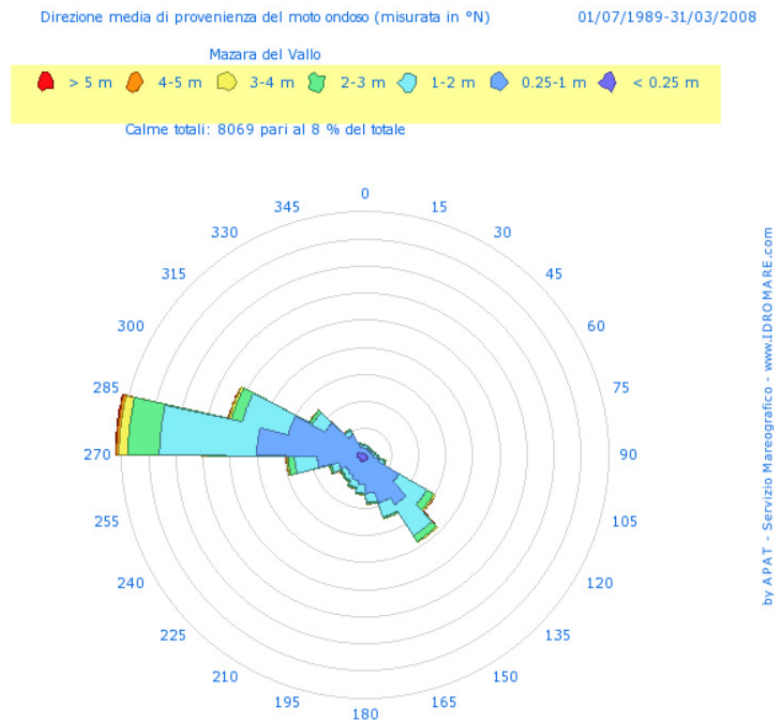


Figura 68 – Clima ondoso misurato dalla boa di Mazara del Vallo (da APAT)

Caratterizzato il clima ondoso al largo, si è proceduto all'identificazione delle direzioni dalle quali possono effettivamente provenire gli attacchi di moto ondoso che interessano il tratto di costa di interesse. Innanzitutto, è stato individuato il settore di traversia geografico del paraggio di interesse, rappresentato nella figura che segue.

Il settore di traversia geografico fornisce una prima indicazione sulle possibili direzioni di provenienza del moto ondoso; tuttavia, esso non rappresenta l'effettivo ventaglio di direzioni dalle quali possono sopraggiungere i treni d'onda che incidono sul tratto di costa di interesse. Infatti, il settore di traversia geografico è individuato sulla base di pure considerazioni geometriche sulla schermatura del paraggio da parte di promontori, isole o tratti costieri adiacenti, ma non tiene conto delle trasformazioni che i treni d'onda possono subire per effetto delle variazioni batimetriche del fondo.



Figura 69 – Individuazione del settore di traversia geografico

Un treno d'onde proveniente da una data direzione al largo, propagandosi su fondali di profondità progressivamente decrescente, è soggetto ad un processo di rifrazione che porta i fronti d'onda a ruotare tendendo ad orientarsi parallelamente alle curve batimetriche; ciò modifica la direzione di propagazione dei treni d'onda e può comportare la penetrazione nel paraggio di interesse di onde che hanno originariamente una direzione esterna al settore di traversia. Considerando i possibili percorsi dei treni d'onda provenienti dal largo, sulla base delle informazioni batimetriche a disposizione e considerando diversi periodi ed altezza delle onde incidenti, si è stabilito di considerare, quali possibili direzioni di provenienza al largo, quelle comprese tra 90°N e 285°N.

21.3. L'onda di progetto al largo

Esaminato il regime del moto ondoso al largo ed individuate le direzioni dalle quali possono provenire gli attacchi di moto ondoso che incidono sul tratto di costa di interesse, è possibile caratterizzare l'onda di progetto al largo, ovvero in acque profonde. L'onda di progetto è un'onda regolare che rappresenta, sinteticamente, le proprietà del moto ondoso reale, attraverso un'opportuna assegnazione dei parametri che la caratterizzano.

I parametri fondamentali dell'onda di progetto sono:

- altezza d'onda significativa;
- periodo d'onda associato all'altezza d'onda significativa;
- direzione dell'onda al largo.

L'onda di progetto viene determinata con riferimento ad un appropriato tempo di ritorno, stabilito in base alla vita utile dell'opera e al gradi di rischio residuo ritenuto accettabile. Si è assunta una vita utile dell'opera pari a 50 anni. Considerato che l'opera di progetto è di tipo flessibile, quindi riparabile, e che il rischio per la vita umana e la ripercussione economica/ambientale dell'incipiente danneggiamento dell'opera sono limitati, si è ritenuto accettabile un livello di rischio residuo del 40%. Fissato questo, si è calcolato il tempo di ritorno di riferimento secondo la relazione:

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - E)^{1/L}}$$

dove T_R è il tempo di ritorno, E il rischio residuo ed L la vita utile dell'opera, trovando $T_R = 100$ anni.

Per determinare l'altezza dell'onda di progetto in acque profonde è quindi necessario eseguire un'elaborazione statistica delle altezze d'onda estreme relative alla serie storica delle misure ondametriche registrate dalla boa di Mazara del Vallo. Poiché il regime di moto ondoso è contraddistinto dalla presenza di due direzioni di provenienza principali, corrispondenti a mareggiate aventi origine da venti diversi ed in zone di mare distinte, si è ritenuto opportuno trattare separatamente gli eventi ad esse associati. Pertanto, sono state condotte due analisi distinte: una per le onde provenienti dal settore 240-285°N ed una per le onde provenienti dal settore 120-165°N.

Per ciascuna direzione di interesse è stata costruita la serie delle altezze d'onda massime annuali, sulla base dei dati disponibili. Le serie hanno durata pari a 20 anni.

Assumendo che la distribuzione di probabilità delle altezze d'onda massime annuali segua la legge di Gumbel:

$$P(H_{\max}) = \exp[-\exp[-\alpha(H_{\max} - \varepsilon)]]$$

sono stati stimati i parametri α ed ε della distribuzione secondo il metodo dei momenti, il metodo dei minimi quadrati ed il metodo di Gumbel. Sono quindi state calcolate le altezze d'onda corrispondenti a diversi tempi di ritorno, secondo i diversi metodi applicati. I risultati sono riportati nella tabella seguente.

Figura 70 – Risultati dell'analisi statistica delle altezze d'onda massime annuali

DIREZIONE 240-285°N				
Altezza d'onda significativa				
Tempo di ritorno	Gumbel	Minimi quadrati	Momenti	Media
10	6.45	6.37	6.39	6.40
20	7.02	6.92	6.90	6.94
50	7.77	7.62	7.55	7.64
100	8.33	8.14	8.03	8.17
DIREZIONE 120-165°N				
Altezza d'onda significativa				
Tempo di ritorno	Gumbel	Minimi quadrati	Momenti	Media
10	5.78	5.67	5.70	5.72
20	6.37	6.21	6.20	6.26
50	7.13	6.91	6.85	6.97
100	7.70	7.44	7.34	7.49

I valori di altezza d'onda utilizzati nel seguito sono quelli medi, caratterizzati da un tempo di ritorno di 100 anni.

Le altezze d'onda significative di progetto sono quindi:

- $H_s = 8.17$ m, per il settore 240-285°N: direzione di provenienza 262.5°N;
- $H_s = 7.49$ m, per il settore 120-165°N: direzione di provenienza 142.5°N.

Per quanto riguarda il periodo d'onda, si è stabilito di non fare riferimento alle tabelle a doppia entrata altezza d'onda/periodo ricavate dalle misure della boa ondometrica, poiché si riscontra una considerevole dispersione dei dati, soprattutto, anche per altezze d'onda medio-alte. Si è fatto invece ricorso alla formula di Grancini che mette in relazione il periodo dell'onda con l'altezza d'onda significativa:

$$T_m = 3.86\sqrt{H_s}$$

dove T_m è il periodo associato all'onda di progetto (in secondi) ed H_s è l'altezza d'onda significativa di progetto (in metri).

Con i valori calcolati in precedenza si trova quindi:

- $T_m = 11.03$ s, per il settore 240-285°N: direzione di provenienza 262.5°N;
- $T_m = 10.56$ s, per il settore 120-165°N: direzione di provenienza 142.5°N.

Riassumendo, i parametri delle onde di progetto sono:

Figura 71 – Onde di progetto al largo

		Onda 1	Onda 2
Tempo di ritorno	T_R (anni)	100	100
Altezza d'onda significativa al largo	$H_{s,0}$ (m)	8.17	7.49
Altezza d'onda $H_{1/10}$ al largo	$H_{1/10,0}$ (m)	10.38	9.51
Periodo	T_m (s)	11.03	10.56
Direzione di provenienza al largo	θ_0 (°N)	262.5	142.5

Si è riportato anche il valore di $H_{1/10}$, poiché esso è solitamente utilizzato per il dimensionamento dei massi delle opere a gettat; il valore è stato calcolato in funzione dell'altezza d'onda significativa, nell'ipotesi di validità della distribuzione Rayleighiana delle creste e dei cavi d'onda (accettabile in acque profonde), come

$$H_{1/10} = 1.27H_s.$$

21.4. Trasformazione dell'onda di progetto sottocosta

Per determinare le caratteristiche del moto ondoso che incide sulla struttura, a partire dalle sue caratteristiche al largo, è necessario capire come questo si trasformi propagandosi verso la costa.

Al paragrafo precedente sono stati calcolati i parametri dell'onda di progetto al largo; si vuole ora ricostruire la trasformazione subita dall'onda durante la sua propagazione, per ricavare le caratteristiche dell'onda di progetto presso la struttura.

Si sono considerati i fenomeni di shoaling, rifrazione e si è determinato il punto di frangimento del treno d'onde, assumendo che il processo di rottura dell'onda abbia inizio quando il rapporto tra altezza d'onda significativa e profondità d'acqua supera 0.6.

Con riferimento alla direzione di provenienza 262.5°N, i fronti d'onda si presentano, in prossimità della costa, molto inclinati, con un angolo prossimo agli 82 gradi rispetto alle batimetriche. Essi subiscono quindi una marcata rifrazione e l'altezza d'onda sottocosta risulta essere fortemente ridotta. Il treno d'onde frange su una profondità di 5.4 m, con un'altezza d'onda significativa di 3.284 m ed un'altezza $H_{1/10}$ di 4.171 m.

Con riferimento alla direzione di provenienza 142.5°N, il treno d'onde frange su una profondità di 10.8 m, con un'altezza d'onda significativa di 6.563 m ed un'altezza $H_{1/10}$ di 8.335 m.

Figura 72 – Onde di progetto sottocosta

		Onda 1	Onda 2
Profondità al frangimento	h_b (m)	5.4	10.8
Altezza d'onda significativa al frangimento	$H_{s,b}$ (m)	3.284	6.563
Altezza d'onda $H_{1/10}$ al frangimento	$H_{1/10,b}$ (m)	4.171	8.335

In entrambe le condizioni, le onde frangono molto prima di raggiungere l'opera. La situazione più gravosa risulta essere quella associata al secondo treno d'onde, per il quale si è quindi proceduto al calcolo del setup (innalzamento del livello medio mare associato al frangimento dell'onda) e del runup (risalita dell'onda sulla spiaggia o struttura).

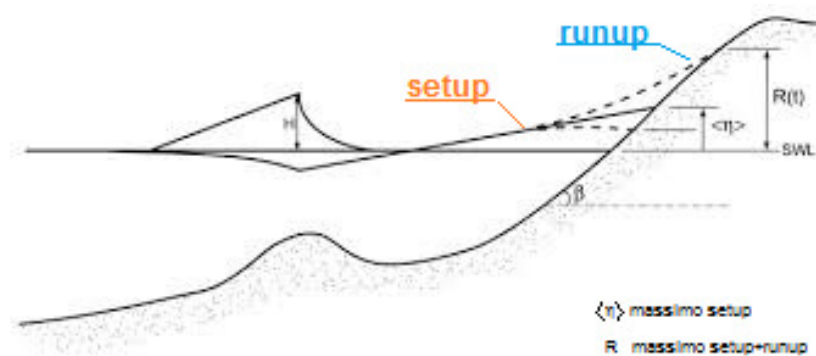


Figura 73– Schematizzazione dei fenomeni di setup e runup

Il setup massimo è dato dalla relazione:

$$\Delta z_{\max} = \frac{5}{16} H_{s,b} \gamma_b$$

dove $H_{s,b}$ è l'altezza dell'onda frangente e γ_b è il rapporto tra altezza d'onda e profondità d'acqua in corrispondenza dell'incipiente frangimento, assunto pari a 0.6. Per il treno d'onde di progetto si trova quindi:

- setup massimo pari a 1.231 m.

Per quanto riguarda la risalita dell'onda, si è fatto riferimento alla relazione proposta da Van der Meer per la stima dell'altezza di risalita caratterizzata da una probabilità di superamento pari al 2%, tipicamente utilizzata per il dimensionamento delle barriere emerse:

$$R_{u2\%} = H_s \cdot b \xi_m^c$$

dove H_s è l'altezza dell'onda al piede dell'opera, b e c sono parametri che dipendono dal valore di ξ_m a sua volta dato da

$$\xi_m = \frac{\tan \beta}{H_{s,0} / L_0} = 2.4$$

con $H_{s,0}$ altezza dell'onda al largo, L_0 è lunghezza dell'onda al largo e $\tan \beta = 0.5$ pendenza della struttura. Essendo $\xi_m > 1.5$, si è assunto $b = 1.17$ e $c = 0.46$; l'altezza d'onda al piede della struttura è stata stimata in funzione della profondità d'acqua al piede della struttura (h), assumendo $H_s = 0.6 h$. Tenendo conto del setup, si ha $h = 0.575$ m, pertanto si trova $H_s = 0.345$ m. Il runup risulta quindi

- $R_{u2\%} = 0.605$ m.

Il livello massimo presso la struttura è dato da tre contributi: il livello di riferimento, assunto pari alla media dei massimi livelli giornalieri registrati, il setup ed il runup. Nel caso in esame si trova che il livello massimo è pari a 2.81 m s.l.m..

21.5. Il dimensionamento della scogliera

I parametri essenziali per il dimensionamento dell'opera di difesa, calcolati al paragrafo precedente, sono sintetizzati nella tabella che segue.

Figura 74 – Parametri di dimensionamento

Livello medio mare di riferimento	SWL (m slm)	0.974
Livello massimo presso la struttura	Z_{max} (m slm)	2.809
Altezza d'onda significativa al frangimento	$H_{s,b}$ (m)	6.563
Altezza d'onda $H_{1/10}$ al frangimento	$H_{1/10,b}$ (m)	8.335
Profondità al frangimento	h_b (m)	10.800
Profondità d'acqua al piede della struttura	h (m)	0.560

Considerata la bassa profondità d'acqua al piede della struttura, si può ritenere che l'onda la raggiunga avendo già dissipato quasi completamente la propria energia.

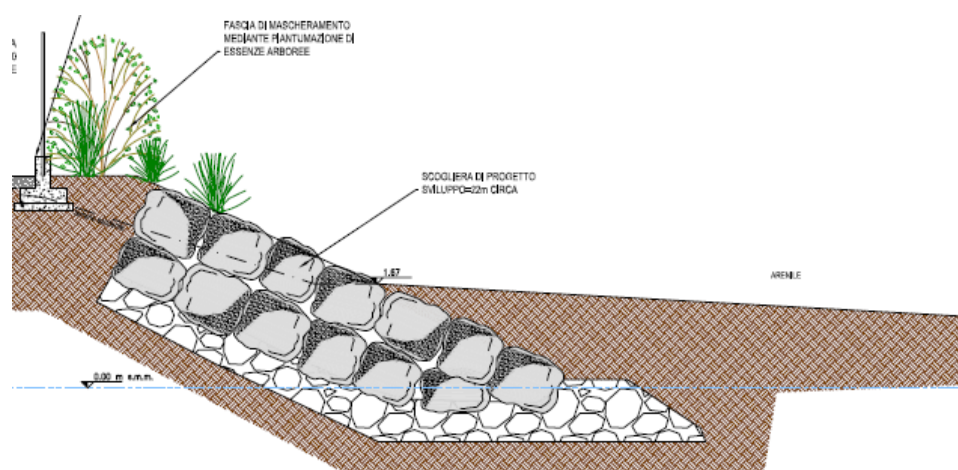


Figura 75 – Sezione della scogliera a protezione degli impianti di sollevamento.

Sulla base dei risultati ottenuti, la scogliera verrà realizzata con uno strato filtro in massi di pezzatura compresa tra 150 – 250 kg e una mantellata esterna con massi di pezzatura compresa tra 1 -1,5 t.

22. IL FUNZIONAMENTO DEL SISTEMA DURANTE IL PERIODO INVERNALE

Durante il periodo invernale la popolazione si riduce ai soli residenti che ammontano a circa 700 abitanti.

Il contributo di portata dei residenti in tale periodo risulta pertanto pari a :

$$Q = \frac{700 \cdot 250 \cdot 1,3 \cdot 1,15 \cdot \frac{24}{14}}{86400} = 5,19 \ell / s$$

Per evitare la prolungata permanenza dei reflui nelle vasche di raccolta dei reflui, in particolar modo negli impianti a mare si prevede su quest'ultimi l'installazione di una pompa di portata pari a 1,5 l/s al fine garantire lo svuotamento dell'impianto.

23. VERIFICHE MECCANICHE E STATICHE DELLE TUBAZIONI IN PEAD

23.1. Generalità

La verifica meccanica delle tubazioni di progetto è stata eseguita secondo i contenuti del Decreto Ministeriale de Lavori Pubblici del 12 dicembre 1985 pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 61 del 14 marzo 1986.

Il criterio di dimensionamento per una tubazione soggetta a pressione interna è la seguente:

$$PN \geq p_E + p_o$$

Dove PN (pressione nominale) è una caratteristica del tubo, p_E è la massima pressione di esercizio e p_o è la pressione equivalente.

Per tubazioni in PEAD - PE 100 – SDR 17 la pressione nominale è pari a 10.

Per le modalità di verifica e determinazione dell'azioni sulle tubazioni di progetto si è fatto riferimento al testo "Tubazioni in polietilene per il trasporto di acqua" – A. Pavan – R. Frassine – SPRINGER Editore.

23.2. Determinazione della pressione di esercizio

La normativa tecnica relativa al dimensionamento di condotte per i trasporto d'acqua definisce p_E la massima pressione di esercizio del sistema idraulico. Tale pressione è pari a :

$$\text{EMBED Equation.3 } p_E = p_i + \Delta p_a$$

Dove:

- p_i : massima pressione idrostatica raggiunta dal fluido durante il funzionamento a regime dell'impianto;
- Δp_a : massima sovrappressione raggiunta durante le fasi di transitorio in seguito a colpi d'ariete.

23.3. Sovrappressione per colpo d'ariete

Durante le fasi di transitorio dell'impianto idrico si possono generare variazioni improvvise di pressione del fluido trasportato. Tali fluttuazioni di pressione dipendono dalla durata dell'operazione di regolazione della portata (nel caso in esame avvio/arresto delle pompe degli impianti di sollevamento), t_r rispetto ad un valore critico t_c . Tale valore è pari a:

$$t_c = \frac{2L^*}{a}$$

In cui a è la velocità di propagazione della particella e L^* è la lunghezza della condotta a monte del punto di manovra.

La velocità di propagazione di una perturbazione nella condotta è determinata dall'equazione:

$$a = \frac{c_o}{\sqrt{1 + \frac{E_a}{E_s} \cdot (SDR - 2)}}$$

In cui E_a è il modulo di compressibilità del fluido e E_s il modulo di elasticità a breve termine del PE e c_o è la celerità del suono nel fluido, pari a 1425 m/s per l'acqua.

Si possono verificare due condizioni:

- $t_r < t_c$ è l'operazione è di tipo brusco : la sovrappressione massima Δp_a , raggiunta per effetto della manovra è determinabile dall'equazione di Allievi:

$$\Delta p_a = a \cdot v \cdot p_a$$

- $t_r > t_c$ è l'operazione è di tipo lento : la sovrappressione massima Δp_a , è determinata dall'equazione di Michaud:

$$\Delta p_a = \frac{2 \cdot L^* \cdot c \cdot p_a}{t_r}$$

23.4. Determinazione della pressione equivalente

I carichi esterni trasmessi dal terreno inducono nella parete del tubo uno stato di sforzo complesso che si sovrappone a quello generato dalla pressione interna. Il D.M. del 12 dicembre 1985 impone di tener conto di questo effetto considerando una pressione interna equivalente p_o che provoca nel tubo uno sforzo circonferenziale pari alla risultante di tutti gli sforzi circonferenziali indotti dalle sollecitazioni esterne. In generale le più importanti sollecitazioni trasmesse dal terreno alla tubazione sono:

- Peso del terreno sovrastante Q_t ;
- Sovraccarichi esterni statici e/o dinamici Q_s (es. traffico stradale);
- Peso del fluido trasportato Q_a ;
- Azione delle falde acquifere Q_f ;
- Reazione laterale del terreno .

La procedura di calcolo è schematizzata nelle seguenti fasi:

- Calcolo dei carichi verticali Q e orizzontali R per unità di lunghezza di tubo e delle rispettive pressioni q e r trasmesse dal terreno al tubo;
- Calcolo dell'azione circonferenziale risultante N e del momento risultante M , per effetto di tali carichi nelle sezioni del tubo maggiormente sollecitate;
- Calcolo del massimo sforzo circonferenziale σ_o [MPa] prodotto dalle azioni risultanti dei carichi esterni agenti sulla parete del tubo;
- Calcolo della pressione equivalente p_o [bar] mediante l'equazione di Mariotte:

$$p_o = \frac{20 \cdot e_n \cdot \sigma_o}{d_n - e_n}$$

Il calcolo della pressione equivalente p_o è eseguito valutando le sollecitazioni presenti nelle sezioni A, B e C illustrate nella figura seguente.

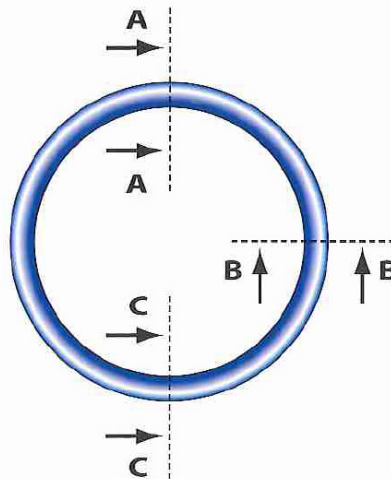


Figura 76 - Sezioni di calcolo per il dimensionamento meccanico.

L'azione N, nelle tre sezioni considerate, è determinabile dalle equazioni:

- $N_A = 0.02 \cdot (Q_t + Q_s + Q_f) + 0.2 \cdot Q_a - 0.5 \cdot R_t$
- $N_B = -0.5 \cdot (Q_t + Q_s + Q_f) + 0.07 \cdot Q_a$
- $N_C = -0.02 \cdot (Q_t + Q_s + Q_f) + 0.45 \cdot Q_a - 0.5 \cdot R_t$

L'azione M è determinabile dalla relazione:

- $M_A = [0.07 \cdot (Q_t + Q_s + Q_f) + 0.03 \cdot Q_a - 0.06 \cdot R_t] \cdot d_n$
- $M_B = [0.07 \cdot (R_t - Q_f - Q_t - Q_s) - 0.04 \cdot Q_a] \cdot d_n$
- $M_C = [0.07 \cdot (Q_t + Q_s + Q_f - R_t) + 0.04 \cdot Q_a] \cdot d_n$

Gli sforzi di trazione, valutati sia sulla parete interna del tubo $\sigma_{oi,int}$ che sulla parete esterna $\sigma_{oi,est}$, sono determinabili dalle seguenti equazioni:

- $\sigma_{oi,int} = \frac{N_i}{e_n} + \frac{6M_i}{e_n^2}$
- $\sigma_{oi,est} = \frac{N_i}{e_n} - \frac{6M_i}{e_n^2}$

23.5. Azione del terreno

L'azione del terreno sul tubo dipende dal tipo di trincea e dalla rigidità relativa del tubo rispetto al terreno. Quest'ultimo effetto è tenuto in conto mediante un coefficiente di rigidità relativa n definito come:

$$n = \left(\frac{E_t}{E_l} \right) \cdot \left(\frac{SDR}{2} - 1 \right)^3$$

In cui E_t è il modulo del terreno e E_l è il modulo elastico a lungo termine del PE.

L'azione esercitata dal terreno è strettamente dipendente dal tipo di trincea utilizzato per la posa della condotta. Le trincee sono caratterizzate dall'altezza di copertura h e dalla larghezza B .

Per le tubazioni in progetto si sono assunte trincee di tipo stretto.

L'azione del terreno su un tubo deformabile posato in trincea stretta è calcolata in accordo con il modello di Marston. Il carico per lunghezza unitaria generato dal peso del terreno Q_t , è pari a:

$$Q_t = c_d \cdot \gamma_t \cdot d_n \cdot B$$

In cui c_d è detto coefficiente di Marston e γ_t è il peso specifico del terreno.

Il coefficiente di Marston c_d per la posa in trincea stretta di tubi deformabili, si determina mediante le seguenti equazioni:

$$c_d = \frac{1 - \exp\left(\frac{-2 \cdot k_a \cdot h \cdot \tan \alpha}{B}\right)}{2 \cdot k_a \cdot \tan \Theta}$$

$$k_a = \tan^2\left(\frac{90^\circ - \Phi}{2}\right)$$

In cui Θ è l'angolo di attrito tra il terreno di riempimento e il terreno originale, k_a è il coefficiente di spinta attiva e Φ è l'angolo di attrito del terreno di scavo.

La ripartizione del carico Q_t del terreno sulla superficie superiore del tubo per una lunghezza pari alla corda compresa in un angolo al centro di 90° , la pressione verticale q_t risulta pari a:

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\sqrt{2} \cdot d_n}$$

23.6. Azione dei sovraccarichi

Sul terreno possono agire ulteriori carichi P_s , che causano sollecitazioni aggiuntive sul tubo. Essi possono essere di due tipi:

- Dinamici, legati ad esempi al traffico stradale;
- Statici, legati a corpi posti sul terreno e gravanti sul tubo.

Per quanto riguarda i sovraccarichi dinamici per il dimensionamento della tubazione soggetta a traffico veicolare si è fatto riferimento alla norma DIN 1072:1985. La pressione q_s generata sulla superficie della condotta da veicoli in movimenti è determinabile come segue:

$$q_s = 0.5281 \frac{P_s}{h^{1.0461}} \cdot \varphi, \text{ traffico stradale pesante;}$$

$$q_s = 0.8743 \frac{P_s}{h^{1.5194}} \cdot \varphi, \text{ traffico stradale leggero;}$$

in cui h è l'altezza di ricopertura del tubo espressa in [m], φ è un coefficiente dinamico che per carichi stradali è pari a:

$$\varphi = 1 + \frac{0.3}{h}$$

E P_s è il carico per ruota esercitato dal mezzo espresso in [N] (Traffico stradale pesante $P_s = 10 \times 10^4$; traffico stradale leggero $P_s = 4 \times 10^4$).

Per quanto riguarda i sovraccarichi statici dato un carico P_s distribuito su una superficie di area A di forma rettangolare avente lati di lunghezza u_1 e u_2 , si dimostra che la pressione si distribuisce nel terreno secondo un cono con angolo α pari a circa 45° .

La pressione q_s che agisce sul tubo è quindi pari a:

$$q_s = \frac{P_s}{(u_1 + 2h) \cdot (u_2 + 2h)}$$

Il carico Q_s che agisce su un tratto di condotta di lunghezza unitaria si determina con l'equazione:

$$Q_s = \frac{\beta \cdot P_s \cdot d_n}{(u_1 + 2h) \cdot (u_2 + 2h)}$$

In cui β è un coefficiente pari a 0,71 per una trincea stretta.

23.7. Azione del peso del fluido

Il peso Q_a dell'acqua contenuta in un tratto di tubo di lunghezza unitaria è pari a :

$$Q_a = \rho_a \cdot g \cdot \left(\frac{\pi \cdot d_i^2}{4} \right)$$

Questo carico è normalmente trascurabile rispetto alle altre sollecitazioni presenti in una condotta interrata.

23.8. Azione delle falde acquifere

La pressione verticale q_f esercitata da una falda acquifera presente nel terreno è pari a:

$$q_f = \rho_a \cdot g \cdot \left(h - h_f + \frac{d_n}{2} \right)$$

Dove h_f è la profondità della falda. Il carico Q_f esercitato dalla falda su un tratto di tubo di lunghezza unitaria è pari a :

$$Q_f = q_f \cdot d_n$$

23.9. Reazione laterale del terreno

I carichi esercitati dal terreno tendono a provocare un'ovalizzazione del tubo, normalmente contrastata dal contenimento laterale del terreno attraverso una pressione laterale r_t uniformemente distribuita su una corda corrispondente ad un angolo al centro di ampiezza pari a 90° .

Tale pressione è pari:

$$r_t = \frac{(q_t + q_s + q_f) \cdot c_r \cdot d_n^4}{c_r \cdot d_n^4 + 18.3 \cdot E_t \cdot e_n^3}$$

In cui E_t è il modulo a lungo termine del PE e c_r è un coefficiente di rigidità del terreno [N/cm³] pari a:

$$c_r = f_c \cdot h$$

In cui h è l'altezza di ricopertura del tubo in [m] e f_c è il fattore di compattazione del terreno.

La forza di reazione R_t del terreno su un tratto di tubo di lunghezza unitaria è pari a :

$$R_t = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot r_t \cdot d_n$$

23.10. Verifica dell'instabilità elastica (buckling)

Una condotta può essere soggetta ad una pressione esterna maggiore rispetto alla pressione interna dell'acqua trasportata per particolari condizioni di esercizio come ad esempio durante transitori nella gestione di un impianto. In questo caso è necessario individuare le condizioni limite per l'instabilità elastica (buckling).

La depressione massima Δp , pari alla differenza tra la pressione esterna e quella interna, deve verificare la seguente condizione:

$$\Delta p \leq \frac{E_s}{(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{e_n}{d_n - e_n} \right)^3 = p_{cr}$$

In cui ν è il coefficiente di Poisson e p_{cr} è la pressione di instabilità della tubazione. Nel caso di condotte interrato, la pressione è valutata supponendo che la condotta non sia in pressione (condizione più gravosa) e può essere calcolata in base all'equazione seguente: ν

$$\Delta p = p_{ext} = \frac{(Q_t + Q_s + Q_f)}{d_n}$$

23.11. Verifica della massima deformazione di schiacciamento

Pur in presenza di un'azione di contenimento laterale data dal terreno, i carichi esterni agenti sulla tubazione possono provocare un'ovalizzazione della stessa. E' pertanto necessario valutare l'entità della deformazione al fine di verificare che essa sia inferiore al massimo valore ammissibile per materiale. Una sua stima può essere condotta in base alle seguenti ipotesi semplificative:

- Deformazione libera: il tubo è assimilato ad un anello sottoposto a pressione esterna, trascurando il vincolo esercitato dai tratti di condotta adiacenti;
- Condotta deformabile : questa ipotesi è valida per la maggior parte delle condotte in PE;
- Pressione uniforme : i carichi verticali Q si distribuiscono uniformemente sull'intera larghezza della condotta;

- Azione di contenimento : i carichi orizzontali R dovuti all'azione di contenimento del terreno agiscono sulla superficie della condotta con una distribuzione di tipo parabolico lungo una corda con angolo al centro pari a 100° .

Il rapporto tra la deformazione verticale e il diametro nominale del tubo si determina in base all'equazione seguente:

$$\frac{\delta}{d_n} = \frac{c_s \cdot (f_r \cdot q_t + q_s + q_f)}{\frac{2 \cdot E_t \cdot e_n^3}{3 \cdot d_n^3} + 0.061 \cdot E_t}$$

In cui c_s ed f_r sono rispettivamente il coefficiente di appoggio e il fattore di ritardo dell'inflessione mentre E_t è il modulo di elasticità del terreno. Tale valore deve essere sempre minore di 0,05.

23.12. Verifica delle tubazioni in PEAD di progetto

La verifica è stata condotta dapprima per le tubazioni prementi in uscita dagli impianti di sollevamento, a meno della premente in uscita dall'impianto S1 in quanto il materiale prescelto è la ghisa ed è stato eseguito uno studio dedicato, e successivamente per la linea a gravità posata lungo la spiaggia e lungo via mediterraneo.

23.12.1. Impianto S2 – Pead De 250 mm – PE 100 – PN 10 – SDR 17

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA CONDOTTA

L	350 ml	Lunghezza della condotta
V	1.05 m/s	Velocità in condotta
SDR	17	
D_n	0.25 m	Diametro Esterno
e_n	0.0148 m	Spessore della tubazione in PE
L	0.8 m	Larghezza della trincea di scavo
R	1.1 m	Ricoprimento minimo della condotta
Es	1000000000 Pa	Modulo elastico a breve termine
El	160000000 Pa	Modulo elastico a lungo termine
ν	0.4	Coefficiente di Poisson
pi	1.5 bar	Pressione di esercizio

COLPO D'ARIETE

Co	1425 m/s	Celerità del suono nell'acqua
a	254.1 m/s	Velocità di propagazione dell'onda di perturbazione
tc	2.8 s	Tempo Critico
Δpa	266804.9 Pa	Sovrapressione per colpo d'ariete
Δpa	2.7 bar	Sovrapressione per colpo d'ariete
p_E	4.2 bar	Massima pressione di esercizio

PESO DEL TERRENO

θ	30°	Angolo di attrito
ϕ	30°	Angolo di attrito
Modulo del terreno	6.9 Mpa	Modulo del terreno

AZIONE DEI SOVRACCARICHI

PESO DEL FLUIDO TRASPORTATO

Q_a	374.08 N/m	Peso dell'acqua trasportata dalla tubazione
-------	------------	---

DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE EQUIVALENTE

N_A	-5959.28	N/m	Forza nella sezione A
-------	----------	-----	-----------------------

SOLLECITAZIONI CIRCONFERENZIALI

$\sigma_{0a,int}$	3638811	3.64 Mpa
-------------------	---------	----------

Pressione nominale da garantire	PN	8.7
---------------------------------	----	-----

VERIFICA DELLA MASSIMA DEFORMAZIONE

C_s	0.085	Coefficiente di appoggio
-------	-------	--------------------------

VERIFICA DELLA RESISTENZA ALLA PRESSIONE ESTERNA

p_{cr}	593231 Pa	Pressione critica di instabilità del tubo
p_{cr}	0.59 Mpa	
p_{ext}	77102 Pa	Pressione esterna
p_{ext}	0.1 Mpa	$< p_{cr}$

23.12.2. Impianto S3 – Pead De 160 mm – PE 100 – PN 10 – SDR 17

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA CONDOTTA

L	800 m	Lunghezza della condotta
V	0.83 m/s	Velocità in condotta
SDR	17	Standard Dimension Ratio
D_n	0.16 m	Diametro Esterno
e_n	0.0095 m	Spessore della tubazione in PE
L	0.6 m	Larghezza della trincea di scavo
R	1 m	Ricoprimento minimo della condotta
E_s	1000000000 Pa	Modulo elastico a breve termine
E_l	1600000000 Pa	Modulo elastico a lungo termine
ν	0.4	Coefficiente di Poisson
p_i	2.5 bar	Pressione di esercizio

COLPO D'ARIE

c_0	1425 m/s	Celerità del suono nell'acqua
a	254.1 m/s	Velocità di propagazione dell'onda di perturbazione
t_c	6.3 s	Tempo Critico
Δp_a	211553.3 Pa	Sovrapressione per colpo d'ariete
Δp_a	2.1 bar	Sovrapressione per colpo d'ariete
p_E	4.6 bar	Massima pressione di esercizio

PESO DEL TERRENO

θ	30°	Angolo di attrito
ϕ	30°	Angolo di attrito
Modulo del terreno	6.9 Mpa	Modulo del terreno
Peso del terreno	19000 N/m ³	Peso specifico
n	18.19	Coefficiente di rigidità
K_a	0.33	Coefficiente di Martson
C_d	1.23	Coefficiente di Martson
Q_t	2250.30 N/m	Azione del terreno sul tubo
q_t	19808.99 Pa	Carico specifico del terreno sul tubo

AZIONE DEI SOVRACCARICHI

φ	1.30	Coefficiente dinamico
q_s	45463.60 Pa	Carico specifico per traffico leggero
Q_s	7274.18 N/m	Azione del traffico stradale

PESO DEL FLUIDO TRASPORTATO

Q_a	153.10 N/m	Peso dell'acqua trasportata dalla tubazione
-------	------------	---

REAZIONE LATERALE DEL TERRENO

C_r	14.00 N/cm ³	Coefficiente di rigidità del terreno
-------	-------------------------	--------------------------------------

r_t	51250.01	N/m ²	Reazione laterale specifica
R_t	5822.00	N/m	Reazione laterale del terreno
DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE EQUIVALENTE			
N_A	-2689.89	N/m	Forza nella sezione A
N_B	-4751.52	N/m	Forza nella sezione B
N_C	-3032.60	N/m	Forza nella sezione C
M_A	51.52	N/m ²	Momento nella sezione A
M_B	-42.45	N/m ²	Momento nella sezione B
M_C	42.45	N/m ²	Momento nella sezione C
SOLLECITAZIONI CIRCONFERENZIALI			
$\sigma_{0a,int}$	3141861	3.14	Mpa
$\sigma_{0a,est}$	-3708154	-3.71	Mpa
$\sigma_{0b,int}$	3322159.697	-3.32	Mpa
$\sigma_{0b,est}$	2321839.316	2.32	Mpa
$\sigma_{0c,int}$	2502778.97	2.50	Mpa
$\sigma_{0c,est}$	3141220.043	-3.14	Mpa
Massimo sforzo circonferenziale		3.14	Mpa
Pressione equivalente calcolata tramite Mariotte		p_o 3966468.8	Pa
			3.97 bar
Pressione nominale da garantire		PN	8.6
Classe di pressione nominale prevista		PN	10
VERIFICA DELLA MASSIMA DEFORMAZIONE			
C_s	0.085		Coefficiente di appoggio
f_r	2		Fattore di ritardo dell'inflessione
δ/d_n	0.02	<	0.05
VERIFICA DELLA RESISTENZA ALLA PRESSIONE ESTERNA			
p_{cr}	598842	Pa	Pressione critica di instabilità del tubo
p_{cr}	0.60	Mpa	
p_{ext}	59528	Pa	Pressione esterna
p_{ext}	0.1	Mpa	< p_{cr}

23.12.3. Impianto S4 – Pead De 315 mm – PE 100 – PN 10 – SDR 17

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA CONDOTTA

L	1745	ml	Lunghezza della condotta
V	0.83	m/s	Velocità in condotta
SDR	17		Standard Dimension Ratio
D_n	0.315	m	Diametro Esterno
e_n	0.0187	m	Spessore della tubazione in PE
L	0.8	m	Larghezza della trincea di scavo
R	1.2	m	Ricoprimento minimo della condotta

E_s	1000000000	Pa	Modulo elastico a breve termine
E_l	160000000	Pa	Modulo elastico a lungo termine
ν	0.4		Coefficiente di Poisson
p_i	3.5	bar	Pressione di esercizio

COLPO D'ARIE

c_0	1425	m/s	Celerità del suono nell'acqua
a	254.1	m/s	Velocità di propagazione dell'onda di perturbazione
t_c	13.7	s	Tempo Critico
Δp_a	209916.1	Pa	Sovrapressione per colpo d'ariete
Δp_a	2.1	bar	Sovrapressione per colpo d'ariete
p_E	5.6	bar	Massima pressione di esercizio

PESO DEL TERRENO

θ	30°		Angolo di attrito
ϕ	30°		Angolo di attrito
Modulo del terreno	6.9	Mpa	Modulo del terreno
Peso del terreno	19000	N/m ³	Peso specifico
n	18.19		Coefficiente di rigidità
K_a	0.33		Coefficiente di Martson
C_d	1.14		Coefficiente di Martson
Q_t	5470.47	N/m	Azione del terreno sul tubo
q_t	24459.97	Pa	Carico specifico del terreno sul tubo

AZIONE DEI SOVRACCARICHI

φ	1.25		Coefficiente dinamico
q_s	54549.99	Pa	Carico specifico per traffico pesante
Q_s	17183.25	N/m	Azione del traffico stradale

PESO DEL FLUIDO TRASPORTATO

Q_a	593.44	N/m	Peso dell'acqua trasportata dalla tubazione
-------	--------	-----	---

REAZIONE LATERALE DEL TERRENO

C_r	16.80	N/cm ³	Coefficiente di rigidità del terreno
r_t	70812.93	N/m ²	Reazione laterale specifica
R_t	15837.31	N/m	Reazione laterale del terreno

DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE EQUIVALENTE

N_A	-7346.89	N/m	Forza nella sezione A
N_B	-11285.32	N/m	Forza nella sezione B
N_C	-8104.68	N/m	Forza nella sezione C
M_A	205.80	N/m ²	Momento nella sezione A
M_B	-157.78	N/m ²	Momento nella sezione B
M_C	157.78	N/m ²	Momento nella sezione C
SOLLECITAZIONI CIRCONFERENZIALI			
$\sigma_{0a,int}$	3138200	3.14	Mpa
$\sigma_{0a,est}$	-3923964	-3.92	Mpa
$\sigma_{0b,int}$	3310676.728	-3.31	Mpa

$\sigma_{0b,est}$	2103690.709	2.10 Mpa
$\sigma_{0c,int}$	2273778.29	2.27 Mpa
$\sigma_{0c,est}$	3140589.147	-3.14 Mpa
Massimo sforzo circonferenziale		3.14 Mpa
Pressione equivalente calcolata tramite Mariotte	p_0	3961144 Pa 3.96 bar
Pressione nominale da garantire	PN	9.6
Classe di pressione nominale prevista	PN	10

VERIFICA DELLA MASSIMA DEFORMAZIONE

C_s	0.085	Coefficiente di appoggio
f_r	2	Fattore di ritardo dell'inflessione
δ/d_n	0.02	< 0.05

VERIFICA DELLA RESISTENZA ALLA PRESSIONE ESTERNA

p_{cr}	598523 Pa	Pressione critica di instabilità del tubo
p_{cr}	0.60 Mpa	
p_{ext}	71917 Pa	Pressione esterna
p_{ext}	0.1 Mpa	< p_{cr}

23.12.4. Impianto S5 – Pead De 140 mm – PE 100 – PN 10 – SDR 17

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA CONDOTTA

L	280 m	Lunghezza della condotta
V	1.09 m/s	Velocità in condotta
SDR	17	Standard Dimension Ratio
D_n	0.14 m	Diametro Esterno
e_n	0.0083 m	Spessore della tubazione in PE
L	0.6 m	Larghezza della trincea di scavo
R	1 m	Ricoprimento minimo della condotta
E_s	1000000000 Pa	Modulo elastico a breve termine
E_l	1600000000 Pa	Modulo elastico a lungo termine
ν	0.4	Coefficiente di Poisson
p_i	1 bar	Pressione di esercizio

COLPO D'ARIETE

C_0	1425 m/s	Celerità del suono nell'acqua
a	254.1 m/s	Velocità di propagazione dell'onda di perturbazione
t_c	2.2 s	Tempo Critico
Δp_a	276202.6 Pa	Sovrapressione per colpo d'ariete
Δp_a	2.8 bar	Sovrapressione per colpo d'ariete
p_E	3.8 bar	Massima pressione di esercizio

PESO DEL TERRENO

θ	30°	Angolo di attrito
ϕ	30°	Angolo di attrito

<i>Modulo del terreno</i>	6.9	Mpa	Modulo del terreno
<i>Peso del terreno</i>	19000	N/m ³	Peso specifico
<i>n</i>	18.19		Coefficiente di rigidità
<i>K_a</i>	0.33		Coefficiente di Martson
<i>C_d</i>	1.23		Coefficiente di Martson
<i>Q_t</i>	1969.01	N/m	Azione del terreno sul tubo
<i>q_t</i>	19808.99	Pa	Carico specifico del terreno sul tubo

AZIONE DEI SOVRACCARICHI

φ	1.30		Coefficiente dinamico
<i>q_s</i>	45463.60	Pa	Carico specifico per traffico leggero
<i>Q_s</i>	6364.90	N/m	Azione del traffico stradale

PESO DEL FLUIDO TRASPORTATO

<i>Q_a</i>	117.27	N/m	Peso dell'acqua trasportata dalla tubazione
----------------------	--------	-----	---

REAZIONE LATERALE DEL TERRENO

<i>C_r</i>	14.00	N/cm ³	Coefficiente di rigidità del terreno
<i>r_t</i>	49777.39	N/m ²	Reazione laterale specifica
<i>R_t</i>	4947.87	N/m	Reazione laterale del terreno

DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE EQUIVALENTE

<i>N_A</i>	-2283.80	N/m	Forza nella sezione A
<i>N_B</i>	-4158.75	N/m	Forza nella sezione B
<i>N_C</i>	-2587.85	N/m	Forza nella sezione C
<i>M_A</i>	40.60	N/m ²	Momento nella sezione A
<i>M_B</i>	-33.84	N/m ²	Momento nella sezione B
<i>M_C</i>	33.84	N/m ²	Momento nella sezione C

SOLLECITAZIONI CIRCONFERENZIALI

$\sigma_{0a,int}$	3261157	3.26	Mpa
$\sigma_{0a,est}$	-3811471	-3.81	Mpa
$\sigma_{0b,int}$	3448355.471	-3.45	Mpa
$\sigma_{0b,est}$	2446246.933	2.45	Mpa
$\sigma_{0c,int}$	2635512.609	2.64	Mpa
$\sigma_{0c,est}$	3259089.795	-3.26	Mpa
<i>Massimo sforzo circonferenziale</i>		3.26	Mpa

<i>Pressione equivalente calcolata tramite Mariotte</i>	p _o	4110493.9	Pa
		4.11	bar

Pressione nominale da garantire

PN 7.9

Classe di pressione nominale prevista

PN 10

VERIFICA DELLA MASSIMA DEFORMAZIONE

<i>C_s</i>	0.085		Coefficiente di appoggio
<i>f_r</i>	2		Fattore di ritardo dell'inflexione
δ/d_n	0.02	<	0.05

VERIFICA DELLA RESISTENZA ALLA PRESSIONE ESTERNA

p_{cr}	595974 Pa	Pressione critica di instabilità del tubo
p_{cr}	0.60 Mpa	
p_{ext}	59528 Pa	Pressione esterna
p_{ext}	0.1 Mpa	< p_{cr}

23.12.5. Impianto S6 – Pead De 125 mm – PE 100 – PN 10 – SDR 17

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA CONDOTTA

L	245 m	Lunghezza della condotta
V	0.63 m/s	Velocità in condotta
SDR	17	Standard Dimension Ratio
D_n	0.125 m	Diametro Esterno
e_n	0.0074 m	Spessore della tubazione in PE
L	0.6 m	Larghezza della trincea di scavo
R	1 m	Ricoprimento minimo della condotta
E_s	1000000000 Pa	Modulo elastico a breve termine
E_l	160000000 Pa	Modulo elastico a lungo termine
ν	0.4	Coefficiente di Poisson
p_i	1 bar	Pressione di esercizio

COLPO D'ARIETE

c_o	1425 m/s	Celerità del suono nell'acqua
a	254.1 m/s	Velocità di propagazione dell'onda di perturbazione
t_c	1.9 s	Tempo Critico
Δp_a	159846.3 Pa	Sovrapressione per colpo d'ariete
Δp_a	1.6 bar	Sovrapressione per colpo d'ariete
p_E	2.6 bar	Massima pressione di esercizio

PESO DEL TERRENO

θ	30°	Angolo di attrito
ϕ	30°	Angolo di attrito
Modulo del terreno	6.9 Mpa	Modulo del terreno
Peso del terreno	19000 N/m ³	Peso specifico
n	18.19	Coefficiente di rigidità
K_a	0.33	Coefficiente di Martson
C_d	1.23	Coefficiente di Martson
Q_t	1758.05 N/m	Azione del terreno sul tubo
q_t	19808.99 Pa	Carico specifico del terreno sul tubo

AZIONE DEI SOVRACCARICHI

φ	1.30	Coefficiente dinamico
q_s	45463.60 Pa	Carico specifico per traffico leggero
Q_s	5682.95 N/m	Azione del traffico stradale

PESO DEL FLUIDO TRASPORTATO

Q_a	93.52 N/m	Peso dell'acqua trasportata dalla tubazione
-------	-----------	---

REAZIONE LATERALE DEL TERRENO

C_r	14.00	N/cm ³	Coefficiente di rigidità del terreno
r_t	48452.90	N/m ²	Reazione laterale specifica
R_t	4300.20	N/m	Reazione laterale del terreno

DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE EQUIVALENTE

N_A	-1982.57	N/m	Forza nella sezione A
N_B	-3713.95	N/m	Forza nella sezione B
N_C	-2256.83	N/m	Forza nella sezione C
M_A	33.21	N/m ²	Momento nella sezione A
M_B	-27.95	N/m ²	Momento nella sezione B
M_C	27.95	N/m ²	Momento nella sezione C
SOLLECITAZIONI CIRCONFERENZIALI			
$\sigma_{0a,int}$	3370649	3.37	Mpa
$\sigma_{0a,est}$	-3906480	-3.91	Mpa
$\sigma_{0b,int}$	3564298.495	-3.56	Mpa
$\sigma_{0b,est}$	2560527.484	2.56	Mpa
$\sigma_{0c,int}$	2757435.439	2.76	Mpa
$\sigma_{0c,est}$	-3367390.54	-3.37	Mpa
Massimo sforzo circonferenziale		3.37	Mpa
Pressione equivalente calcolata tramite Mariotte	p_o	4241973.7	Pa
		4.24	bar
Pressione nominale da garantire	PN	6.8	
Classe di pressione nominale prevista	PN	10	

VERIFICA DELLA MASSIMA DEFORMAZIONE

C_s	0.085		Coefficiente di appoggio
f_r	2		Fattore di ritardo dell'inflexione
δ/d_n	0.02	<	0.05

VERIFICA DELLA RESISTENZA ALLA PRESSIONE ESTERNA

p_{cr}	593231	Pa	Pressione critica di instabilità del tubo
p_{cr}	0.59	Mpa	
p_{ext}	59528	Pa	Pressione esterna
p_{ext}	0.1	Mpa	< p_{cr}

23.12.6. Impianto S7 – Pead De 125 mm – PE 100 – PN 10 – SDR 17

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA CONDOTTA

L	410	ml	Lunghezza della condotta
V	0.63	m/s	Velocità in condotta
SDR	17		Standard Dimension Ratio
D_n	0.125	m	Diametro Esterno
e_n	0.0074	m	Spessore della tubazione in PE
L	0.6	m	Larghezza della trincea di scavo

R	1 m	Ricoprimento minimo della condotta
E_s	1000000000 Pa	Modulo elastico a breve termine
E_l	160000000 Pa	Modulo elastico a lungo termine
ν	0.4	Coefficiente di Poisson
p_i	3 bar	Pressione di esercizio

COLPO D'ARIE

C_0	1425 m/s	Celerità del suono nell'acqua
a	254.1 m/s	Velocità di propagazione dell'onda di perturbazione
t_c	3.2 s	Tempo Critico
Δp_a	159846.3 Pa	Sovrapressione per colpo d'ariete
Δp_a	1.6 bar	Sovrapressione per colpo d'ariete
p_E	4.6 bar	Massima pressione di esercizio

PESO DEL TERRENO

θ	30°	Angolo di attrito
ϕ	30°	Angolo di attrito
Modulo del terreno	6.9 Mpa	Modulo del terreno
Peso del terreno	19000 N/m ³	Peso specifico
n	18.19	Coefficiente di rigidità
K_a	0.33	Coefficiente di Martson
C_d	1.23	Coefficiente di Martson
Q_t	1758.05 N/m	Azione del terreno sul tubo
q_t	19808.99 Pa	Carico specifico del terreno sul tubo

AZIONE DEI SOVRACCARICHI

φ	1.30	Coefficiente dinamico
q_s	45463.60 Pa	Carico specifico per traffico leggero
Q_s	5682.95 N/m	Azione del traffico stradale

PESO DEL FLUIDO TRASPORTATO

Q_a	93.52 N/m	Peso dell'acqua trasportata dalla tubazione
-------	-----------	---

REAZIONE LATERALE DEL TERRENO

C_r	14.00 N/cm ³	Coefficiente di rigidità del terreno
r_t	48452.90 N/m ²	Reazione laterale specifica
R_t	4300.20 N/m	Reazione laterale del terreno

DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE EQUIVALENTE

N_A	-1982.57 N/m	Forza nella sezione A
N_B	-3713.95 N/m	Forza nella sezione B
N_C	-2256.83 N/m	Forza nella sezione C
M_A	33.21 N/m ²	Momento nella sezione A
M_B	-27.95 N/m ²	Momento nella sezione B
M_C	27.95 N/m ²	Momento nella sezione C

SOLLECITAZIONI CIRCONFERENZIALI

$\sigma_{0a,int}$	3370649	3.37 Mpa
$\sigma_{0a,est}$	-3906480	-3.91 Mpa
$\sigma_{0b,int}$	-	-3.56 Mpa

	3564298.495		
$\sigma_{0b,est}$	2560527.484	2.56	Mpa
$\sigma_{0c,int}$	2757435.439	2.76	Mpa
$\sigma_{0c,est}$	-3367390.54	-3.37	Mpa
Massimo sforzo circonferenziale		3.37	Mpa
Pressione equivalente calcolata tramite Mariotte	p_0	4241973.7	Pa
		4.24	bar
Pressione nominale da garantire	PN	8.8	
Classe di pressione nominale prevista	PN	10	

VERIFICA DELLA MASSIMA DEFORMAZIONE

C_s	0.085		Coefficiente di appoggio
f_r	2		Fattore di ritardo dell'inflessione
δ/d_n	0.02	<	0.05

VERIFICA DELLA RESISTENZA ALLA PRESSIONE ESTERNA

p_{cr}	593231	Pa	Pressione critica di instabilità del tubo
p_{cr}	0.59	Mpa	
p_{ext}	59528	Pa	Pressione esterna
p_{ext}	0.1	Mpa	< p_{cr}

23.12.7. Impianto S8 – Pead De 180 mm – PE 100 – PN 10 – SDR 17

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA CONDOTTA

L	420	ml	Lunghezza della condotta
V	1.06	m/s	Velocità in condotta
SDR	17		Standard Dimension Ratio
D_n	0.18	m	Diametro Esterno
e_n	0.0107	m	Spessore della tubazione in PE
L	0.6	m	Larghezza della trincea di scavo
R	1.25	m	Ricoprimento minimo della condotta
E_s	1000000000	Pa	Modulo elastico a breve termine
E_l	160000000	Pa	Modulo elastico a lungo termine
ν	0.4		Coefficiente di Poisson
p_i	3.5	bar	Pressione di esercizio

COLPO D'ARIE

c_0	1425	m/s	Celerità del suono nell'acqua
a	254.1	m/s	Velocità di propagazione dell'onda di perturbazione
t_c	3.3	s	Tempo Critico
Δp_a	269345.9	Pa	Sovrapressione per colpo d'ariete
Δp_a	2.7	bar	Sovrapressione per colpo d'ariete
p_E	6.2	bar	Massima pressione di esercizio

PESO DEL TERRENO

θ	30°		Angolo di attrito
----------	-----	--	-------------------

ϕ	30°	Angolo di attrito
Modulo del terreno	6.9 Mpa	Modulo del terreno
Peso del terreno	19000 N/m ³	Peso specifico
n	18.19	Coefficiente di rigidità
K_a	0.33	Coefficiente di Martson
C_d	1.44	Coefficiente di Martson
Q_t	2950.51 N/m	Azione del terreno sul tubo
q_t	23086.93 Pa	Carico specifico del terreno sul tubo

AZIONE DEI SOVRACCARICHI

φ	1.24	Coefficiente dinamico
q_s	34337.18 Pa	Carico specifico per traffico leggero
Q_s	6180.69 N/m	Azione del traffico stradale

PESO DEL FLUIDO TRASPORTATO

Q_a	193.71 N/m	Peso dell'acqua trasportata dalla tubazione
-------	------------	---

REAZIONE LATERALE DEL TERRENO

C_r	17.50 N/cm ³	Coefficiente di rigidità del terreno
r_t	48043.54 N/m ²	Reazione laterale specifica
R_t	6139.96 N/m	Reazione laterale del terreno

DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE EQUIVALENTE

N_A	-2848.62 N/m	Forza nella sezione A
N_B	-4552.04 N/m	Forza nella sezione B
N_C	-3165.44 N/m	Forza nella sezione C
M_A	49.79 N/m ²	Momento nella sezione A
M_B	-39.08 N/m ²	Momento nella sezione B
M_C	39.08 N/m ²	Momento nella sezione C

SOLLECITAZIONI CIRCONFERENZIALI

$\sigma_{0a,int}$	2342956	2.34 Mpa
$\sigma_{0a,est}$	-2875408	-2.88 Mpa
$\sigma_{0b,int}$	2473688.085	-2.47 Mpa
$\sigma_{0b,est}$	1622839.24	1.62 Mpa
$\sigma_{0c,int}$	1752428.346	1.75 Mpa
$\sigma_{0c,est}$	2344098.979	-2.34 Mpa
Massimo sforzo circonferenziale		2.34 Mpa

Pressione equivalente calcolata tramite Mariotte

p_o 2961563.4 Pa
2.96 bar

Pressione nominale da garantire

PN 9.2

Classe di pressione nominale prevista

PN 10

VERIFICA DELLA MASSIMA DEFORMAZIONE

C_s	0.085	Coefficiente di appoggio
f_r	2	Fattore di ritardo dell'inflexione

δ/d_n	0.02	<	0.05
--------------	------	---	------

VERIFICA DELLA RESISTENZA ALLA PRESSIONE ESTERNA

p_{cr}	601078 Pa	Pressione critica di instabilità del tubo
p_{cr}	0.60 Mpa	
p_{ext}	50729 Pa	Pressione esterna
p_{ext}	0.1 Mpa	< p_{cr}

23.12.8. Impianto S9 – Pead De 200 mm – PE 100 – PN 10 – SDR 17

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA CONDOTTA

L	330 m	Lunghezza della condotta
V	1.11 m/s	Velocità in condotta
SDR	17	Standard Dimension Ratio
D_n	0.2 m	Diametro Esterno
e_n	0.0119 m	Spessore della tubazione in PE
L	0.8 m	Larghezza della trincea di scavo
R	1 m	Ricoprimento minimo della condotta
E_s	1000000000 Pa	Modulo elastico a breve termine
E_l	160000000 Pa	Modulo elastico a lungo termine
ν	0.4	Coefficiente di Poisson
p_i	2.5 bar	Pressione di esercizio

COLPO D'ARIE

c_0	1425 m/s	Celerità del suono nell'acqua
a	254.1 m/s	Velocità di propagazione dell'onda di perturbazione
t_c	2.6 s	Tempo Critico
Δp_a	281362.8 Pa	Sovrapressione per colpo d'ariete
Δp_a	2.8 bar	Sovrapressione per colpo d'ariete
p_E	5.3 bar	Massima pressione di esercizio

PESO DEL TERRENO

θ	30°	Angolo di attrito
ϕ	30°	Angolo di attrito
Modulo del terreno	6.9 Mpa	Modulo del terreno
Peso del terreno	19000 N/m ³	Peso specifico
n	18.19	Coefficiente di rigidità
K_a	0.33	Coefficiente di Martson
C_d	0.99	Coefficiente di Martson
Q_t	3023.09 N/m	Azione del terreno sul tubo
q_t	21289.36 Pa	Carico specifico del terreno sul tubo

AZIONE DEI SOVRACCARICHI

φ	1.30	Coefficiente dinamico
q_s	45463.60 Pa	Carico specifico per traffico leggero
Q_s	9092.72 N/m	Azione del traffico stradale

PESO DEL FLUIDO TRASPORTATO

Q_a	239.08	N/m	Peso dell'acqua trasportata dalla tubazione
REAZIONE LATERALE DEL TERRENO			
C_r	14.00	N/cm ³	Coefficiente di rigidità del terreno
r_t	54703.24	N/m ²	Reazione laterale specifica
R_t	7767.86	N/m	Reazione laterale del terreno
DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE EQUIVALENTE			
N_A	-3593.80	N/m	Forza nella sezione A
N_B	-6041.17	N/m	Forza nella sezione B
N_C	-4018.66	N/m	Forza nella sezione C
M_A	77.84	N/m ²	Momento nella sezione A
M_B	-62.78	N/m ²	Momento nella sezione B
M_C	62.78	N/m ²	Momento nella sezione C
SOLLECITAZIONI CIRCONFERENZIALI			
$\sigma_{0a,int}$	2996137	3.00	Mpa
$\sigma_{0a,est}$	-3600136	-3.60	Mpa
$\sigma_{0b,int}$	3167810.743	-3.17	Mpa
$\sigma_{0b,est}$	2152488.224	2.15	Mpa
$\sigma_{0c,int}$	2322447.077	2.32	Mpa
$\sigma_{0c,est}$	2997851.891	-3.00	Mpa
<i>Massimo sforzo circonferenziale</i>		3.00	Mpa
<i>Pressione equivalente calcolata tramite Mariotte</i>	p_o	3790964.9	Pa
		3.79	bar
Pressione nominale da garantire	PN	9.1	
Classe di pressione nominale prevista	PN	10	
VERIFICA DELLA MASSIMA DEFORMAZIONE			
C_s	0.085		Coefficiente di appoggio
f_r	2		Fattore di ritardo dell'inflessione
δ/d_n	0.02	<	0.05
VERIFICA DELLA RESISTENZA ALLA PRESSIONE ESTERNA			
p_{cr}	602872	Pa	Pressione critica di instabilità del tubo
p_{cr}	0.60	Mpa	
p_{ext}	60579	Pa	Pressione esterna
p_{ext}	0.1	Mpa	< p_{cr}

23.12.9. Impianto S10 – S11 – S12 – S13 – S14 – S15 – S16 – Pead De 90 mm – PE
100 – PN 10 – SDR 17

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA CONDOTTA

L	320	ml	Lunghezza della condotta
V	0.41	m/s	Velocità in condotta
SDR	17		Standard Dimension Ratio
D_n	0.09	m	Diametro Esterno
e_n	0.0054	m	Spessore della tubazione in PE
L	0.6	m	Larghezza della trincea di scavo
R	1	m	Ricoprimento minimo della condotta
E_s	1000000000	Pa	Modulo elastico a breve termine
E_l	160000000	Pa	Modulo elastico a lungo termine
ν	0.4		Coefficiente di Poisson
p_i	3.2	bar	Pressione di esercizio

COLPO D'ARIETE

C_o	1425	m/s	Celerità del suono nell'acqua
a	254.1	m/s	Velocità di propagazione dell'onda di perturbazione
t_c	2.5	s	Tempo Critico
Δp_a	103156.0	Pa	Sovrapressione per colpo d'ariete
Δp_a	1.0	bar	Sovrapressione per colpo d'ariete
p_E	4.2	bar	Massima pressione di esercizio

PESO DEL TERRENO

Θ	30°		Angolo di attrito
Φ	30°		Angolo di attrito
Modulo del terreno	6.9	Mpa	Modulo del terreno
Peso del terreno	19000	N/m ³	Peso specifico
n	18.19		Coefficiente di rigidità
K_a	0.33		Coefficiente di Martson
C_d	1.23		Coefficiente di Martson
Q_t	1265.79	N/m	Azione del terreno sul tubo
q_t	19808.99	Pa	Carico specifico del terreno sul tubo

AZIONE DEI SOVRACCARICHI

φ	1.30		Coefficiente dinamico
q_s	45463.60	Pa	Carico specifico per traffico leggero
Q_s	4091.72	N/m	Azione del traffico stradale

PESO DEL FLUIDO TRASPORTATO

Q_a	48.30	N/m	Peso dell'acqua trasportata dalla tubazione
-------	-------	-----	---

REAZIONE LATERALE DEL TERRENO

C_r	14.00	N/cm ³	Coefficiente di rigidità del terreno
r_t	43458.77	N/m ²	Reazione laterale specifica
R_t	2777.02	N/m	Reazione laterale del terreno

DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE EQUIVALENTE

N_A	-1271.70	N/m	Forza nella sezione A
-------	----------	-----	-----------------------

N_B	-2675.38	N/m	Forza nella sezione B
N_C	-1473.92	N/m	Forza nella sezione C
M_A	18.89	N/m ²	Momento nella sezione A
M_B	-16.43	N/m ²	Momento nella sezione B
M_C	16.43	N/m ²	Momento nella sezione C
SOLLECITAZIONI CIRCONFERENZIALI			
$\sigma_{0a,int}$	3650695	3.65	Mpa
$\sigma_{0a,est}$	-4121694	-4.12	Mpa
$\sigma_{0b,int}$	3876318.223	-3.88	Mpa
$\sigma_{0b,est}$	2885437.472	2.89	Mpa
$\sigma_{0c,int}$	3107929.5	3.11	Mpa
$\sigma_{0c,est}$	3653826.195	-3.65	Mpa
Massimo sforzo circonferenziale		3.65	Mpa
Pressione equivalente calcolata tramite Mariotte	p_0	4660462.1	Pa
		4.66	bar
Pressione nominale da garantire	PN	8.9	
Classe di pressione nominale prevista	PN	10	
VERIFICA DELLA MASSIMA DEFORMAZIONE			
C_s	0.085		Coefficiente di appoggio
f_r	2		Fattore di ritardo dell'inflexione
δ/d_n	0.02	<	0.05
VERIFICA DELLA RESISTENZA ALLA PRESSIONE ESTERNA			
p_{cr}	619186	Pa	Pressione critica di instabilità del tubo
p_{cr}	0.62	Mpa	
p_{ext}	59528	Pa	Pressione esterna
p_{ext}	0.1	Mpa	< p_{cr}

23.12.10. Condotta a Gravità di via Mediterraneo – Pead De 280 mm – PE 100 – PN 10
– SDR 17

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA CONDOTTA			
L	-	ml	Lunghezza della condotta
V	-	m/s	Velocità in condotta
SDR	17		Standard Dimension Ratio
D_n	0.28	m	Diametro Esterno
e_n	0.0166	m	Spessore della tubazione in PE
L	1	m	Larghezza della trincea di scavo
R	1	m	Ricoprimento minimo della condotta
E_s	1000000000	Pa	Modulo elastico a breve termine

EI	160000000 Pa	Modulo elastico a lungo termine
ν	0.4	Coefficiente di Poisson
pi	0.1 bar	Pressione di esercizio
COLPO D'ARIETE		
C_0	- m/s	Celerità del suono nell'acqua
a	- m/s	Velocità di propagazione dell'onda di perturbazione
tc	- s	Tempo Critico
Δpa	- Pa	Sovrapressione per colpo d'ariete
Δpa	- bar	Sovrapressione per colpo d'ariete
p_E	0.1 bar	Massima pressione di esercizio
PESO DEL TERRENO		
Θ	30°	Angolo di attrito
ϕ	30°	Angolo di attrito
Modulo del terreno	6.9 Mpa	Modulo del terreno
Peso del terreno	19000 N/m ³	Peso specifico
n	18.19	Coefficiente di rigidità
K_a	0.33	Coefficiente di Martson
C_d	0.83	Coefficiente di Martson
Q_t	4423.76 N/m	Azione del terreno sul tubo
q_t	22252.32 Pa	Carico specifico del terreno sul tubo
AZIONE DEI SOVRACCARICHI		
φ	1.30	Coefficiente dinamico
q_s	45463.6 Pa	Carico specifico per traffico leggero
Q_s	12729.81 N/m	Azione del traffico stradale
PESO DEL FLUIDO TRASPORTATO		
Q_a	469.06 N/m	Peso dell'acqua trasportata dalla tubazione
REAZIONE LATERALE DEL TERRENO		
C_r	14.00 N/cm ³	Coefficiente di rigidità del terreno
r_t	58595.78 N/m ²	Reazione laterale specifica
R_t	11648.84 N/m	Reazione laterale del terreno
DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE EQUIVALENTE		
N_A	-5387.54 N/m	Forza nella sezione A
N_B	-8543.95 N/m	Forza nella sezione B
N_C	-5956.41 N/m	Forza nella sezione C
M_A	144.45 N/m ²	Momento nella sezione A
M_B	-113.15 N/m ²	Momento nella sezione B
M_C	113.15 N/m ²	Momento nella sezione C
SOLLECITAZIONI CIRCONFERENZIALI		
$\sigma_{0a,int}$	2820671	2.82 Mpa
$\sigma_{0a,est}$	-3469772	-3.47 Mpa
$\sigma_{0b,int}$	2978322.318	-2.98 Mpa
$\sigma_{0b,est}$	1948930.675	1.95 Mpa

$\sigma_{0c,int}$	2104806.324	2.10	Mpa
$\sigma_{0c,est}$	2822446.669	-2.82	Mpa
Massimo sforzo circonferenziale		2.82	Mpa
Pressione equivalente calcolata tramite Mariotte	p_0	3555287.7	Pa
		3.56	bar
Pressione nominale da garantire	PN	3.7	
Classe di pressione nominale prevista	PN	10	
VERIFICA DELLA MASSIMA DEFORMAZIONE			
C_s	0.085		Coefficiente di appoggio
f_r	2		Fattore di ritardo dell'inflessione
δ/d_n	0.02	<	0.05
VERIFICA DELLA RESISTENZA ALLA PRESSIONE ESTERNA			
p_{cr}	595974	Pa	Pressione critica di instabilità del tubo
p_{cr}	0.60	Mpa	
p_{ext}	61263	Pa	Pressione esterna
p_{ext}	0.1	Mpa	< p_{cr}

23.12.11. Condotta a Gravità prevista lungo il litorale – Pead De 280 mm – PE 100 – PN 10 – SDR 17

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA CONDOTTA			
L	-	ml	Lunghezza della condotta
V	-	m/s	Velocità in condotta
SDR	17		Standard Dimension Ratio
D_n	0.28	m	Diametro Esterno
e_n	0.0166	m	Spessore della tubazione in PE
L	1.5	m	Larghezza della trincea di scavo
R	1.5	m	Ricoprimento minimo della condotta
L_f	1	m	Livello della falda
E_s	1000000000	Pa	Modulo elastico a breve termine
E_l	160000000	Pa	Modulo elastico a lungo termine
ν	0.4		Coefficiente di Poisson
p_i	1.1	bar	Pressione di esercizio
COLPO D'ARIETE			
c_0	-	m/s	Celerità del suono nell'acqua
a	-	m/s	Velocità di propagazione dell'onda di perturbazione
t_c	-	s	Tempo Critico
Δp_a	-	Pa	Sovrapressione per colpo d'ariete
Δp_a	-	bar	Sovrapressione per colpo d'ariete
p_E	1.1	bar	Massima pressione di esercizio
PESO DEL TERRENO			

θ	30°	Angolo di attrito
ϕ	30°	Angolo di attrito
Modulo del terreno	6.9 Mpa	Modulo del terreno
Peso del terreno	19000 N/m ³	Peso specifico
n	18.19	Coefficiente di rigidità
K_a	0.33	Coefficiente di Martson
C_d	0.59	Coefficiente di Martson
Q_t	4698.03 N/m	Azione del terreno sul tubo
q_t	23631.95 Pa	Carico specifico del terreno sul tubo
AZIONE DEI SOVRACCARICHI		
φ	1.20	Coefficiente dinamico
q_s	41465.64 Pa	Carico specifico per traffico leggero
Q_s	11610.38 N/m	Azione del traffico stradale
PESO DEL FLUIDO TRASPORTATO		
Q_a	469.06 N/m	Peso dell'acqua trasportata dalla tubazione
AZIONE DELLE FALDE ACQUIFERE		
q_f	6278.4 N/m ²	Pressione esercitata dalla falda acquifera
Q_f	1757.952 N/m	Azione della falda
REAZIONE LATERALE DEL TERRENO		
C_r	21.00 N/cm ³	Coefficiente di rigidità del terreno
r_t	64666.03 N/m ²	Reazione laterale specifica
R_t	12855.61 N/m	Reazione laterale del terreno
DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE EQUIVALENTE		
N_A	-5972.66 N/m	Forza nella sezione A
N_B	-9000.35 N/m	Forza nella sezione B
N_C	-6578.05 N/m	Forza nella sezione C
M_A	142.07 N/m ²	Momento nella sezione A
M_B	-107.38 N/m ²	Momento nella sezione B
M_C	107.38 N/m ²	Momento nella sezione C
SOLLECITAZIONI CIRCONFERENZIALI		
$\sigma_{0a,int}$	2733537	2.73 Mpa
$\sigma_{0a,est}$	-3453135	-3.45 Mpa
$\sigma_{0b,int}$	2880358.492	-2.88 Mpa
$\sigma_{0b,est}$	1795979.336	1.80 Mpa
$\sigma_{0c,int}$	1941900.66	1.94 Mpa
$\sigma_{0c,est}$	2734437.167	-2.73 Mpa
Massimo sforzo circonferenziale		2.73 Mpa
Pressione equivalente calcolata tramite Mariotte	p_o	3445461 Pa 3.45 bar
Pressione nominale da garantire	PN	4.5

Classe di pressione nominale prevista		PN	10
VERIFICA DELLA MASSIMA DEFORMAZIONE			
C_s	0.085	Coefficiente di appoggio	
f_r	2	Fattore di ritardo dell'inflessione	
δ/d_n	0.02	<	0.05
VERIFICA DELLA RESISTENZA ALLA PRESSIONE ESTERNA			
p_{cr}	595974 Pa	Pressione critica di instabilità del tubo	
p_{cr}	0.60 Mpa		
p_{ext}	58244 Pa	Pressione esterna	
p_{ext}	0.1 Mpa	< p_{cr}	

23.13. Ancoraggi

A causa dell'energia cinetica posseduta il fluido esercita una spinta sulle pareti del tubo in prossimità di cambiamenti di conformazione del terreno o particolari singolarità della tubazione come ad esempio:

- Curve;
- Diramazione a T;
- Brusche variazioni di pendenza;
- Cambiamenti di sezione della condotta.

Il progetto prevede un sistema di giunzione delle tubazioni mediante saldatura testa a testa e pertanto il comportamento della condotta risulta del tipo monolitico e pertanto l'attrito tra il tubo ed il terreno è sufficiente a contrastare eventuali movimenti in normali condizioni di esercizio.

23.14. Calcolo della zavorra per l'affondamento delle tubazioni lungo il litorale

Poiché il Polietilene ha un peso specifico inferiore a quello dell'acqua, per la posa e affondamento della tubazione lungo il litorale è necessario prevedere una zavorra.

Per la determinazione della spinta di galleggiamento Z della condotta vuota si è applicata la seguente espressione:

$$Z = \frac{\pi L}{4} [\gamma_m d_n^2 - \gamma_{PE} (d_n^2 - d_i^2)]$$

Il peso complessivo P_t della zavorra da realizzare deve essere superiore alla spinta di galleggiamento.

Si riporta di seguito il calcolo della zavorra.

ZAVORRA

L	24 m	Lunghezza della tubazione da posare
D_n	0.28 m	Diametro Esterno
e_n	0.0166 m	Spessore della tubazione in PE
D_i	0.2468 m	Diametro interno
C_z	0.6	Coefficiente di forma
f	0.30	Coefficiente di attrito
γ_m	1025 kg/m ³	Peso specifico dell'acqua esterna
γ_a	1000 kg/m ³	Peso specifico dell'acqua trasportata nella condotta
γ_{PE}	949 kg/m ³	Peso specifico del polietilene
V_{cm}	0 m/s	Velocità della corrente
Z	1202 kg	Spinta di galleggiamento
P_t	1322 kg	Peso complessivo della zavorra
D_b	4 m	distanza tra i blocchi
Na	6	Numero di Blocchi
Pa	220 kg	Peso di ciascun blocco

Si prevede la realizzazione di n.ro 6 blocchi posti ad interasse di 4 m e del peso ciascuno di 220 kg.

24. VERIFICHE MECCANICHE E STATICHE DELLE TUBAZIONI IN PVC

La scelta dello spessore di parete del tubo dipende in gran parte da:

- Scelta dei materiali per il sottofondo, il rinfilanco ed il ricoprimento;
- Compattamento;
- Trincea della minor larghezza possibile.

Per le modalità di verifica e determinazione dell'azioni sulle tubazioni di progetto si è fatto riferimento al testo "Le condotte in PVC – progetto, posa in opera e verifica di acquedotti, fognature ed impianti tecnici" – Ing. Marco Piana – Jona Srl, Paderno Dugnano (MI).

I progressi compiuti negli ultimi anni nello studio delle condotte rigide e di quelle flessibili hanno ampiamente dimostrato i vantaggi che proprio la flessibilità dei tubi interrati offre nel sostenere i carichi sfruttando le reazioni laterali del terreno.

I tubi flessibili si deformano più del terreno circostante. Da soli quindi non sarebbero in grado di resistere a forti carichi verticali. Con un adeguato riempimento della trincea la loro resistenza aumenta notevolmente in quanto gran parte del carico sovrastante il tubo viene sopportato dal terreno.

Il tubo flessibile deformandosi nel piano orizzontale, provoca una reazione laterale del terreno. Si ha così sul tubo un carico radiale che porta ad una sollecitazione di compressione sulle pareti del tubo del tutto analoga a quella tipica dell'arco. L'azione del terreno aumenta la capacità di resistenza del tubo flessibile.

La resistenza meccanica dei tubi destinati alle fognature è determinata dai carichi esterni (Q) e non dalla pressione idraulica interna accidentale.

I carichi esterni sono dati dalla somma dei seguenti.

- Carico del terreno q_r ;
- Carico di traffico o carichi mobili q_m ;
- Acqua di falda q_f ;

Per quando riguarda il carico del terreno si rimanda al paragrafo relativo alle tubazioni in PEAD.

Per quanto riguarda i carichi mobili le pareti della trincea assorbono una parte del carico. Tuttavia per semplicità e per motivi di massima sicurezza, di riporta l'uso della formula prevista nel caso meno favorevole, cioè nel caso in cui il tubo si trova in una trincea infinita o terrapieno. Il carico mobile è dato da.

Dove:

- P : rappresenta il carico concentrato in kg costituito da una ruota o da una coppia di ruote;
- D : diametro nominale del tubo;
- H : altezza di riempimento misurata dalla generatrice superiore del tubo;
- ϕ : coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto dinamico dei carichi.

Per quanto riguarda le interazioni tubo terreno le flessioni della tubazione sottoposto ad un carico sono espresse dalla formula di Spangler:

$$\Delta y = N_{\Delta y} \frac{QD^3}{\beta EI}$$

$$\Delta x = N_{\Delta x} \frac{QD^3}{\beta EI}$$

Dove I è il momento di inerzia della parete del tubo pari a $S^3/12$; E è il modulo di elasticità del materiale costituente il tubo. Nel caso di un tubo flessibile interrato, la deformazione laterale comprime il terreno che a sua volta sviluppa una reazione nei confronti del tubo, proporzionale ad modulo elastico del terreno E_1 . Pertanto le deformazioni sopra enunciate si attenuano e assumono un valori pari a :

$$\Delta x = \Delta y = \frac{0.083QD^3}{8EI + 0.061E_1D^3}$$

E per un tubo liscio:

$$\Delta x = \Delta y = \frac{0.125QD^3}{E(s/D)^3 + 0.0915E_1}$$

Le suddette formule sono valide per determinare la deformazione al tempo iniziale $t=0$. Per tenere conto della variazione nel tempo sia le caratteristiche del PVC che del comportamento del terreno, si inserisce nella suddetta formula un coefficiente T. Si ottiene pertanto:

$$\Delta x = \Delta y = \frac{0.125TQ}{\frac{E}{T}(s/D)^3 + 0.0915E_1}$$

Dove T=2 è il valore raccomandato.

Il valore di E_1 si può calcolare in base alla seguente espressione:

$$E_1 = \frac{9 \cdot 10^4}{\alpha'} (H + 4)$$

In cui H è l'altezza del riempimento a partire dalla generatrice superiore del tubo ed è un fattore che dipende dalla compattazione del rinfiacco del tubo e che è collegato alla prova Proctor.

Un tubo caratterizzato da pareti mobili molto sottili, invece che per sovratensioni o per eccessiva deformazione diametrale, si può rompere anche per collasso. Per gli spessori previsti per i tipi UNI EN 1401-1 il collasso non si verifica. Il valore della deformazione è il vincolo più limitativo.

24.1. Verifica delle tubazioni in PVC di progetto

Il progetto prevede per la realizzazione delle linee secondarie tubazioni in PVC De 250 mm, SN 8 N/m². Si riporta di seguito la verifica della tubazione.

CALCOLO MECCANICO DELLE RETI INETERRATE IN PVC

De	250 mm	Diametro esterno
Dn	200 mm	Diametro nominale del tubo
s	9.2 mm	Spessore del tubo
Di	231.6 mm	Diametro interno
s/De	0.0368	Rapporto diametro esterno - spessore del tubo
SN	8 KN/m ²	Serie
SDR	34	Standard Dimension Ratio
H	1 m	Altezza minima di ricoprimento della condotta
B	0.6 m	Larghezza della trincea
E	300000000 kg/m ²	Modulo di Elasticità

CARICO DEL TERRENO

θ	30°	Angolo di attrito
ϕ	30°	Angolo di attrito
γ	1900 kg/m ³	Peso specifico del terreno
K	0.33	Rapporto tra pressione orizzontale e verticale nel material di riempimento
C _{d1}	1.23	Coefficiente di carico per il riempimento in trincea stretta
Q _{t1}	1406.44 kg/m ²	Carico del terreno per unità di superficie
Q _t	351.61 kg/m	Carico del terreno per unità di lunghezza

CARICHI MOBILI

P	6000 kg	Carico concentrato
φ	1.3	Coefficiente dinamico
q _m	3077.9 kg/m ²	Carico specifico per traffico leggero
Q _m	769.5 kg/m	Carico mobile per unità di lunghezza

INTERAZIONI TUBO TERRENO

α'	1.5	Prova Proctor (90°)
E ₁	300000 kg/m ²	Fattore che dipende dalla compattazione del rinfiamento del tubo
T	2	Coefficiente che tiene conto della variazione nel tempo del PVC e comportamento del terreno
α	180° gradi	Angolo di distribuzione del carico
β	180° gradi	Angolo di supporto del letto di posa
$\Delta x/D$	0.331%	Flessione del tubo alla posa in opera
$\Delta x/D$	0.802%	Flessione del tubo nel tempo