Consorzio 5 Toscana Costa

C.F. 01779220498 - www.cbtoscanacosta.it

ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO DEGLI IMPIANTI ESISTENTI NEI DISTRETTI IRRIGUI APPARTENENTI ALLA FOSSA CALDA
CUP: G62E18000350002

PSR 2014-2020 - Misura 4.3.1. Annualità 2018

PROGETTO DEFINITIVO
Relazione Tecnica

Gruppo di progettazione:	Progettisti esterni:
Ing. Giorgio Vannucci	Ing. Francesco Borrelli
Ing. Elisa Totti	Ing. Giulio Passarini
Ing. Riccardo Benifei	
Geom. Angela Nencioni	
Geol. Marco Casini	

R.U.P.	
Ing. Roberto Benvenuto	
DATA Novembre 2023	ELABORATO **A2**

Consorzio Associato

Via degli Speziali, 17 - Loc. Venturina Terme
57021 CAMPIGLIA M.ma (LI)
Tel: +39 0565 85761 Fax: +39 0565 857690
cb5@pec.cbtoscanacosta.it - protocollo@cbtoscanacosta.it

Sommario

1. PREMESSA 3
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE 3
3. NATURA E FINI DEL PROGETTO 4
3.1. Tubazione di collegamento ed elementi accessori 5
3.2. Logica di funzionamento degli impianti 10
4. FASE REALIZZATIVA 11
5. DIMENSIONAMENTO DELLA TUBAZIONE DI COLLEGAMENTO TRA GLI INVASI ESISTENTI 12
5.1. Criterio di massima economia 12
5.2. accettabile. Perdite di carico 14
5.3. Scelta del tipo di pompa da adottare 16
6. DIMENSIONAMENTO STATICO DELLE TUBAZIONI 18
6.1. Azioni sulle tubazioni interrate 18
6.1.1. Azioni dovute al terreno di ricoprimento 18
Azioni dovute ai sovraccarichi verticali mobili concentrati 20
Azioni dovute ai sovraccarichi verticali mobili distribuiti 20
6.2. Azioni dovute al peso proprio della tubazione e dell'acqua in essa contenuta 22
7. VERIFICHE SULLE TUBAZIONI 22
7.1. Verifica alle massime tensioni ammissibili 22
7.2. Verifica alle massime deformazioni (verifica all'ovalizzazione della tubazione) 27
Verifica all'instabilità elastica per depressione interna 28
8. DIMENSIONAMENTO DEI BLOCCHI DI ANCORAGGIO PER CURVE SUL PIANO ORIZZONTALE 29
8.1. Verifica allo scorrimento 31
8.2. Verifica di resistenza del calcestruzzo 31
8.3. Verifica di resistenza del terreno 31
9. DIMENSIONAMENTO VASCA DI ASPIRAZIONE ED ELEMENTI ACCESSORI 32
9.1. Vasca di aspirazione in c.a. 32
9.2. Struttura in acciaio 33
9.2.1. Unione bullonata resistente a taglio 36
9.2.2. Verifiche 37
10. GESTIONE DELLE TERRE E ROCCE DA SCAVO 40
11. MODALITA' DI ESECUZIONE DELLE VASCHE DI CARICO 45
11.1. Pozzo autoaffondante 45
11.2. Microtunneling 46
11.3. Wellpoint 48

12. MISURATORI DI PORTATA 51
13. ALLEGATO 52
13.1. BLOCCHI DI ANCORAGGIO 52

1. PREMESSA

Gli interventi proposti hanno come obiettivo il miglioramento ed il potenziamento degli impianti posti a servizio dei distretti irrigui appartenenti alla fossa Calda.
Più precisamente, il presente lotto funzionale prevede la realizzazione di una condotta interrata per il collegamento degli invasi esistenti, in modo da bilanciare la disponibilità di risorsa all'interno di ciascun distretto mediante trasferimento di un certo volume liquido.
Tale implementazione mira a ridurre la durata del periodo di mancata erogazione della risorsa a causa della siccità, cercando di soddisfare le richieste delle utenze, soprattutto nei mesi di maggior necessità.

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

I distretti interessati dalla presente progettazione sono ubicati in prossimità dell'aggregato urbano di Venturina Terme, all'interno del Comune di Campiglia Marittima (LI).
Più precisamente, risultano delimitati a nord – est dalla S.P. 39 Aurelia Nord, a sud – ovest dalla S.S.1 (E80), separati tra loro dalla S.P. delle Caldanelle che li attraversa. Da qui il primo distretto "*Polledraia*" si estende per circa 245 ha in direzione ovest fino a raggiungere la località Lumiere, mentre il secondo "*Molino di Fondo*" copre la zona a sud – est per circa 200 ha sino alla strada vicinale di via dell'Aeroporto.

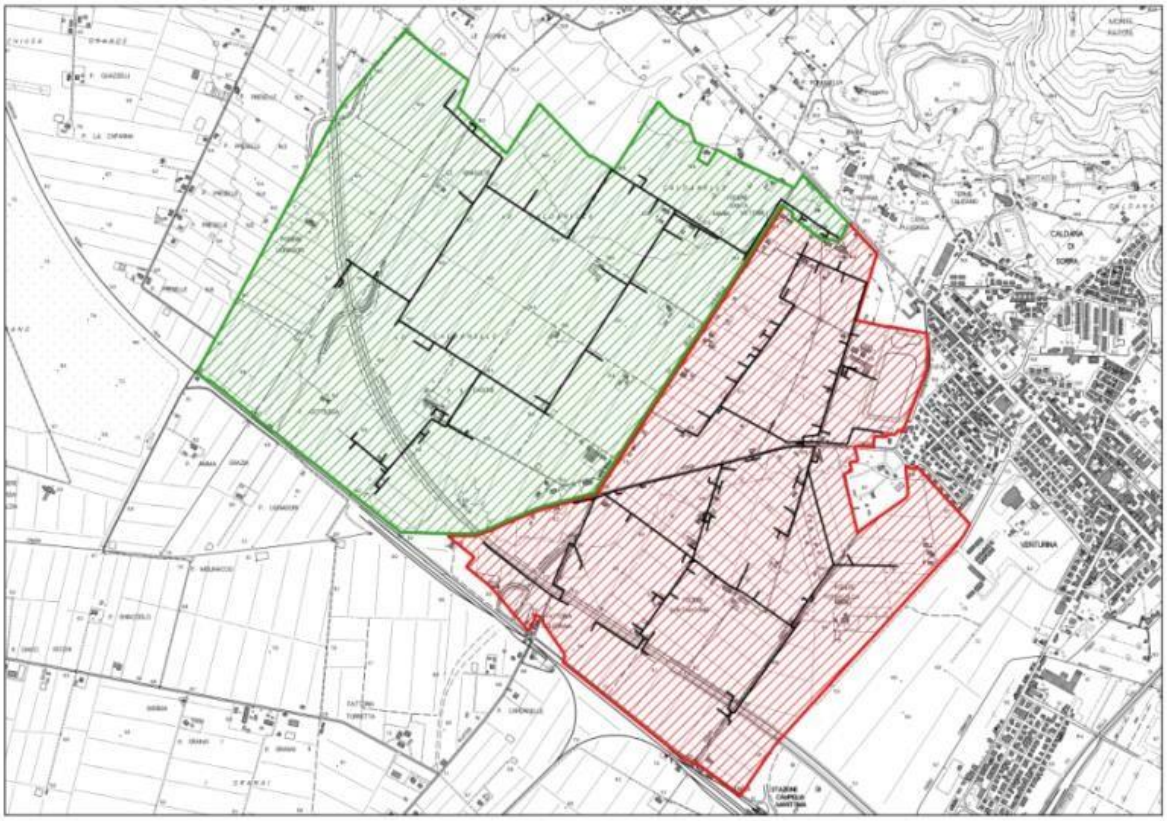


Figura 1 - Distretti irrigui oggetto di interesse per la presente progettazione.

3. NATURA E FINI DEL PROGETTO

La decisione di progettare un'opera volta al potenziamento della rete irrigua nasce a seguito dei sempre più frequenti ed intensi periodi di siccità che stanno affliggendo il territorio in esame e che mettono a rischio la fornitura di acqua per scopi irrigui.

In particolare, la scelta di realizzare un collegamento tra i due invasi esistenti è sorta per far fronte al possibile squilibrio idrico che si può manifestare tra i due distretti irrigui della Fossa Calda. La tubazione in progetto ha come obiettivo il trasferimento di un certo quantitativo di volume liquido da una vasca all'altra in entrambe le direzioni, in modo da equidistribuire la risorsa a disposizione, e quindi limitare il periodo di non erogazione degli impianti anche in occasione di eventi di siccità estrema.

Figura 2 – Planimetria degli interventi

3.1. Tubazione di collegamento ed elementi accessori

La scelta della tipologia di tubazione da adottare per la realizzazione del collegamento tra gli invasi esistenti è stata dettata dalle esigenze progettuali. Si è pertanto optato per tubi in materiale plastico, dotati di maggiore flessibilità e resistenza alla corrosione e alla compressione dovuta al peso del terreno di ricoprimento e da eventuali sovraccarichi generati dal transito in sommità di trattrici agricole e macchine operatrici in genere.

Per quanto concerne il funzionamento dell'impianto, è stato necessario impiegare un sollevamento meccanico in entrambe le direzioni di deflusso a causa della modesta prevalenza geodetica presente tra le due vasche. Per motivi tecnico – economici le pompe da impiegare dovranno inoltre presentare le medesime caratteristiche, in modo da prevedere una pompa di riserva per ciascuna stazione di pompaggio.

La stazione di pompaggio a servizio di ciascuna vasca (vasca del 1° distretto irriguo e del 2° distretto irriguo) sarà costituita da 2 (due) elettropompe ad asse verticale posizionate in parallelo.

Ciascun gruppo di elettropompe sarà installata su una struttura in acciaio, appositamente realizzata, costituita da un'orditura principale e una secondaria di travi collegate tra loro mediante giunzione bullonata, e poggiante sulla sommità di una vasca di aspirazione prefabbricata in cemento da interrare ed ubicare ad una quota di 4 metri al di sotto del piano campagna nelle immediate vicinanze dell'invaso esistente. Tale vasca sarà dotata di una camera di aspirazione centrale, avente dimensioni adeguate tali da rispettare i requisiti imposti dalla casa produttrice della pompa, e sarà affiancata da due camere di manovra poste alle estremità per l'alloggiamento di una valvola a saracinesca. Al fine di raccogliere ed allontanare le acque accidentalmente presenti all'interno dei vani, sarà installata una pompa sommergibile che andrà a recapitare le suddette acque nell'adiacente vasca di aspirazione, così da mantenere gli organi di manovra all'asciutto e in sicurezza.

Onde evitare cedimenti differenziali tra i due manufatti, sarà necessario inoltre predisporre uno strato di magrone di livellamento e una soletta in calcestruzzo armato. Condizione fondamentale affinché il funzionamento dell'opera non venga inficiato è che le due vasche (invaso ed aspirazione) abbiano la medesima quota di fondo, in modo che i due elementi possano funzionare secondo il principio dei vasi comunicanti.

Sulla sommità del manufatto sarà infine posato un grigliato di copertura, sul quale saranno praticate due aperture per permettere agli addetti l'accesso agli organi sottostanti.

La gestione degli elementi elettrici sarà affidata ad un quadro di comando e controllo ubicato all'interno della centrale di spinta.

Un'ulteriore realizzazione riguarda i blocchi di ancoraggio della tubazione al fine di evitare spostamenti durante il funzionamento della pompa. Il dimensionamento, riportato nei successivi paragrafi, dovrà far si che i blocchi con il proprio peso vadano a contrastare la spinta radiale del fluido in pressione esercitata sull'estradosso di ciascuna curva.

	Dati progettuali – Schema riepilogativo		
Specifiche tubazione	Lunghezza complessiva tubazione	1118	m
	Diametro Nominale	250	mm
	Materiale tubazione	PE100 (SDR17 – PN 10)	-
	Pressione massima di esercizio	10	bar
	Profondità di posa	-1,20	m
	Quota altimetrica minima	10	m s.l.m.
	Quota altimetrica massima	19	m s.l.m.
	Prevalenza geodetica	5	m
	Perdite di carico concentrate	1,25	m
	Perdite di carico distribuite	8,25	m
	Perdite di carico totali	14	m
Specifiche elettropompa	Portata	216	mc/h
	Prevalenza	20	m
	Potenza	15	kW

Un qualsiasi sistema di pompaggio può essere interessato da fenomeni di carattere transitorio, quale il colpo d'ariete. Tale situazione si genera nel momento in cui viene a mancare, in maniera istantanea, il carico, dando luogo ad un arresto della pompa; tale arresto provoca la nascita di sovrappressioni molto elevate all'interno della condotta. Per affrontare questo tipo di problema la teoria utilizzata è quella di Mendiluce, basata su uno studio di laboratorio e su intuizioni teoriche dello studioso. Questi partì dalla constatazione che la sovrappressione massima risulta essere funzione del tempo di manovra T_c, tempo che occorre per passare da una situazione di regime ad un'altra. Il comportamento qualitativo del colpo d'ariete è molto complesso. A seguito della mancanza di carico da parte della pompa, si viene a creare una depressione nella condotta di mandata della pompa. Tale onda si propaga lungo tutta la tubazione, con una velocità a, che rappresenta la celerità del liquido cioè la velocità di propagazione dell'onda d'urto, ed arriva fino alla sommità della condotta; il valore della celerità risulta essere pari a 1.425 m/s nel caso di condotta indeformabile, se invece risulta deformabile il valore che assume è dato dalla seguente formula:

$$a = \frac{\sqrt{\frac{\varepsilon}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{D \cdot \varepsilon}{s \cdot D}}}$$

dove ε indica il modulo di comprimibilità del liquido, ρ la densità del liquido, D il diametro della condotta, s lo spessore della condotta ed E il modulo di elasticità lineare del materiale della condotta (PEAD). Una volta sviluppatesi, le sovrappressioni si comportano come un'onda, muovendosi avanti e indietro nella condotta; ovviamente essendo un processo irreversibile i valori delle sovrappressioni tendono a smorzarsi, fino ad annullarsi a causa delle forze d'attrito interne al liquido e quelle della tubazione. Il tempo di fase dipende essenzialmente dalla lunghezza della condotta e dalla celerità del liquido:

$$T = \frac{2 \cdot L}{a}$$

Per parlare di manovra brusca è necessario che il tempo di manovra sia minore, al limite uguale, al valore T, se maggiore si parlerà allora di manovra lenta. Il valore delle sovrappressioni massime verrà fornito da due formule, molto simili fra loro, ma che tengono conto del diverso tipo di manovra, e che prendono il nome degli studiosi che si occuparono di questo problema. Le formule vengono portate qui di seguito:

$$T_c \leq \frac{2 \cdot L}{a} \rightarrow \text{Manovra brusca} \rightarrow \left(\frac{\Delta p}{\gamma}\right)_{max} = \pm \frac{a \cdot U_0}{g} \text{ (Joukowski} - \text{Allievi)}$$

$$T_c > \frac{2 \cdot L}{a} \rightarrow \text{Manovra lenta} \rightarrow \left(\frac{\Delta p}{\gamma}\right)_{max} = \pm \frac{a \cdot U_0}{g \cdot \theta} \text{ (Michaud)}$$

Dove U_0 è la velocità di regione, L la lunghezza della tubazione di mandata e θ è il numero di fasi, rapporto fra il tempo di manova e una singola fase:

$$\theta = \frac{T_c}{\frac{2 \cdot L}{a}}$$

Il problema vero nell'ambito degli impianti di sollevamento è conoscere il tempo di manovra, che è rappresentato dal tempo che impiega il gruppo moto-pompa a fermarsi e dal tempo di annullamento della velocità di flusso della corrente liquida ascendente. Il tempo che viene preso come riferimento è il tempo di annullamento della velocità della colonna liquida, questo perché il tempo di arresto della colonna risulta avvenire per un tempo inferiore rispetto al totale arresto della girante della pompa. Inoltre, il moto della colonna liquida risulta essere indipendente dal comportarsi della pompa nelle fasi successive all'arresto. Mendiluce, imponendo l'uguaglianza tra l'energia cinetica della corrente e le forze gravimetrica e d'attrito che si sviluppano lungo la condotta, ha fornito la seguente formula:

$$T_c = C + K \cdot \frac{U_0 \cdot L}{g \cdot H_m}$$

dove, oltre a Tc, Uo e g, sono presenti H_m che rappresenta la prevalenza manometrica della pompa, C e K due coefficienti sperimentali. K dipende dalla lunghezza della condotta:

$$L > 2.000\ m \rightarrow K = 1$$

$$L < 2.000\ m \rightarrow K = 2 - 0{,}0005 \cdot L$$

Mentre il valore di C dipende dalla "pendenza piezometrica" H_m/L:

H_m/L	0-0,20	0,21-0,28	0,29-0,32	0,33-0,37	0,38-0,40
C	1,00	0,75	0,50	0,25	0,00

Per il diametro e lo spessore si considera un valore unico dato che la condotta è unica ed omogenea per tutta la sua lunghezza. I valori così ottenuti sono riportati di seguito:

Modulo di comprimibilità del liquido	Densità del liquido	Diametro nominale della condotta	Spessore della condotta	Diametro interno della condotta	Modulo elastico del materiale
ε	ρ	DN	s	D	E
Kg/m^2	$Kg\ sec^2\ m^{-4}$	mm	mm	mm	Kg/m^2
2,00 ·108	101,94	250	14,8	220,4	9*107

Il valore che si ottiene per a, in m/s, è il seguente:

$$a = \frac{\sqrt{\frac{\varepsilon}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{D \cdot \varepsilon}{s \cdot D}}} = \frac{\sqrt{\frac{2{,}00 \cdot 10^8}{101{,}94}}}{\sqrt{1 + \frac{220{,}4 \cdot 2{,}00 \cdot 10^8}{14{,}8 \cdot 9 \cdot 10^7}}} = 237{,}29\ m/s$$

Come condizione di regime il riferimento è la condizione con pompaggio della portata massima, dato che con portate inferiori le sovrappressioni sono inferiori; i dati sono i seguenti:

Portata di regime		Prevalenza	Lunghezza della tubazione
Q		Hm	L
m^3/h	l/s	m	m
216	60	20	1.118

va all'ora di massimo sollevamento, che rappresenta l'intervallo di tempo più disagevole per il funzionamento del sistema di rilancio. La velocità Uo è la velocità di regime, quindi si ottiene una velocità Uo pari a:

$$U_0 = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\frac{\pi \cdot D^2}{4}} = \frac{216}{\frac{\pi \cdot (0{,}2204)^2}{4}} = \frac{216}{0{,}0382} = 5.654 \text{ m/h} \rightarrow 1{,}57 \text{ m/s}$$

La H_m, come detto, rappresenta la prevalenza manometrica della pompa, ed è pari alla differenza di pressione fra la condotta di mandata e quella di aspirazione; quindi, alla fine è pari al valore di prevalenza della pompa in condizione di pieno regime:

$$H_m = 20 \text{ m}$$

$$L = 1.118 \text{ m}$$

La lunghezza L è valutata dall'impianto di rilancio fino all'apice del primo rilievo. Il valore del rapporto H_m/L e di K è pari a:

$$\frac{H_m}{L} = \frac{20}{1.118} = 0{,}018 \rightarrow C = 1{,}00$$

$$L = 1.118 \text{ m} < 2.000 \text{ m} \rightarrow K = 2 - 0{,}0005 \cdot 1.100 = 1{,}45$$

Il valore dei periodi è pari a:

$$T = \frac{2 \cdot L}{a} = \frac{2 \cdot 1.118}{237{,}29} = 9{,}42 \text{ s}$$

$$T_c = C + K \cdot \frac{U_0 \cdot L}{g \cdot H_m} = 1{,}00 + 1{,}45 \cdot \frac{1{,}57 \cdot 1.118}{9{,}81 \cdot 20} = 13{,}97 \text{ s}$$

quindi la manovra può ritenersi lenta; per le sovrappressioni si considera la formula di Michaud. Il valore del numero di fasi è pari a:

$$\theta = \frac{T_c}{\frac{2 \cdot L}{a}} = \frac{13{,}78}{9{,}42} = 1{,}46$$

il valore delle sovrappressioni è pari a:

$$\left(\frac{\Delta p}{\gamma}\right)_{max} = \pm \frac{a \cdot U_0}{g \cdot \theta} = \pm \frac{237{,}29 \cdot 1{,}57}{9{,}81 \cdot 1{,}49} = 25{,}59 \text{ m} \rightarrow 2{,}56 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 2{,}47 \text{ atm}$$

circa i valori limiti delle sovrappressioni massime consentite all'interno delle tubazioni si deve far riferimento al D.M. LL.PP. del 12.12.1985, che pone i seguenti limiti:

Pressione idrostatica (kg/m^2)	<6	6-10	10-20	20-30
Sovrapressioni massime di colpo d'ariete (kg/cm^2)	3	3-4	4-5	5-6

Come si può notare, per pressioni idrostatiche che si avvicinano a quelle massime consentite negli acquedotti il valore limite è di 3 atm, quindi, siamo al di sotto delle massime sovrappressioni; in questo caso l'introduzione di un sistema di smorzamento del colpo d'ariete risulta essere non necessario e non è pertanto previsto.

3.2. Logica di funzionamento degli impianti

L'insieme della tubazione di collegamento degli invasi esistenti, degli organi di misurazione e di regolazione, nonché delle elettropompe ad asse verticale, installate su apposita vasca di aspirazione, costituiscono l'impianto a sollevamento meccanico per lo scambio di un certo volume liquido tra i distretti irrigui ogniqualvolta ve ne sia bisogno.
A tal proposito si osserva che la tubazione potrà essere percorsa dalla portata defluente in entrambe le direzioni, pertanto al fine di gestirla, evitando interferenze tra le pompe, è stato deciso di posizionare un raccordo a croce in prossimità di ciascuna vasca di aspirazione.
Lo schema di funzionamento dell'impianto (figura 3) mostra come, in caso di carenza di risorsa idrica in un determinato distretto, sia necessario disporre di un tratto di tubazione libero costituito da mandata del gruppo pompe – collegamento – recapito nell'invaso recettore.
Per perseguire tale scopo è stato previsto l'impiego di valvole a saracinesca in corrispondenza di ciascun ramo del raccordo, in modo che la loro manovra predisponga il tratto interessato dalla portata defluente (nel presente lotto funzionale uno dei rami di recapito sarà disattivato e predisposto per futuri allacciamenti).

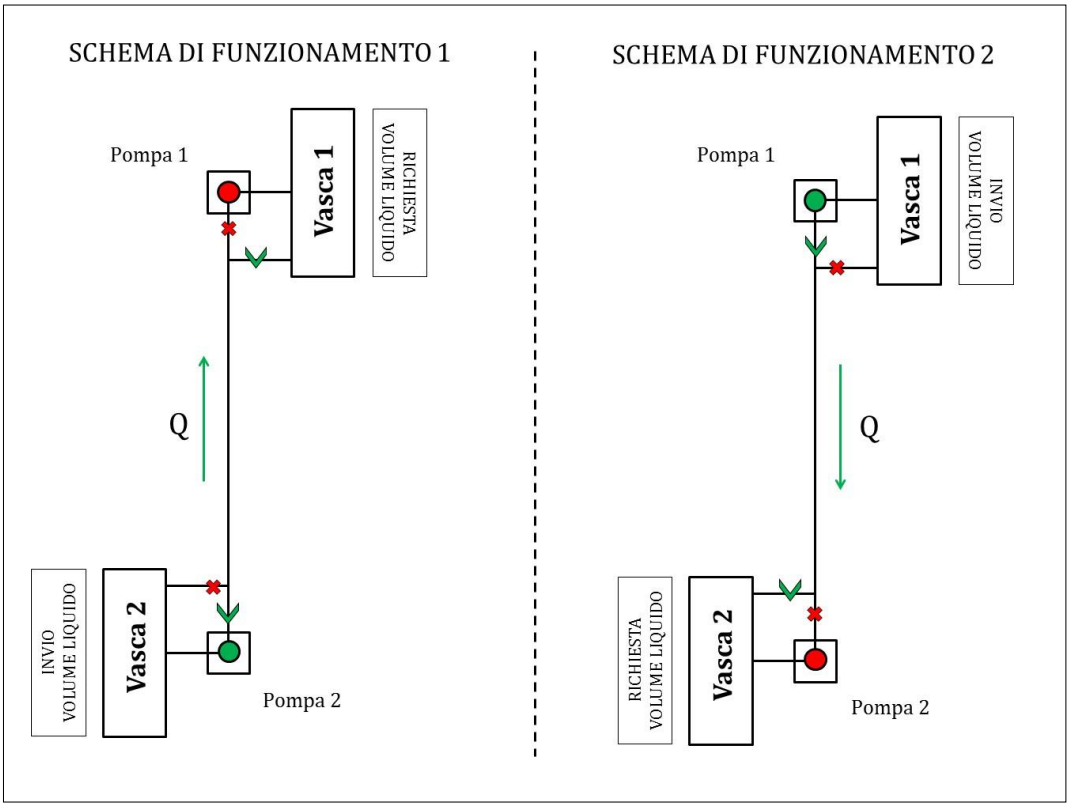


Figura 3 – Schema di funzionamento dell'impianto di collegamento dei distretti irrigui.

Al fine di monitorare lo stato dell'impianto, cercando di individuare eventuali perdite e malfunzionamenti, nonché stimare il bilancio idrologico, saranno installati dei misuratori di portata elettromagnetici da posizionare sulle tubazioni in ingresso ed in uscita dal sistema (figura 4).

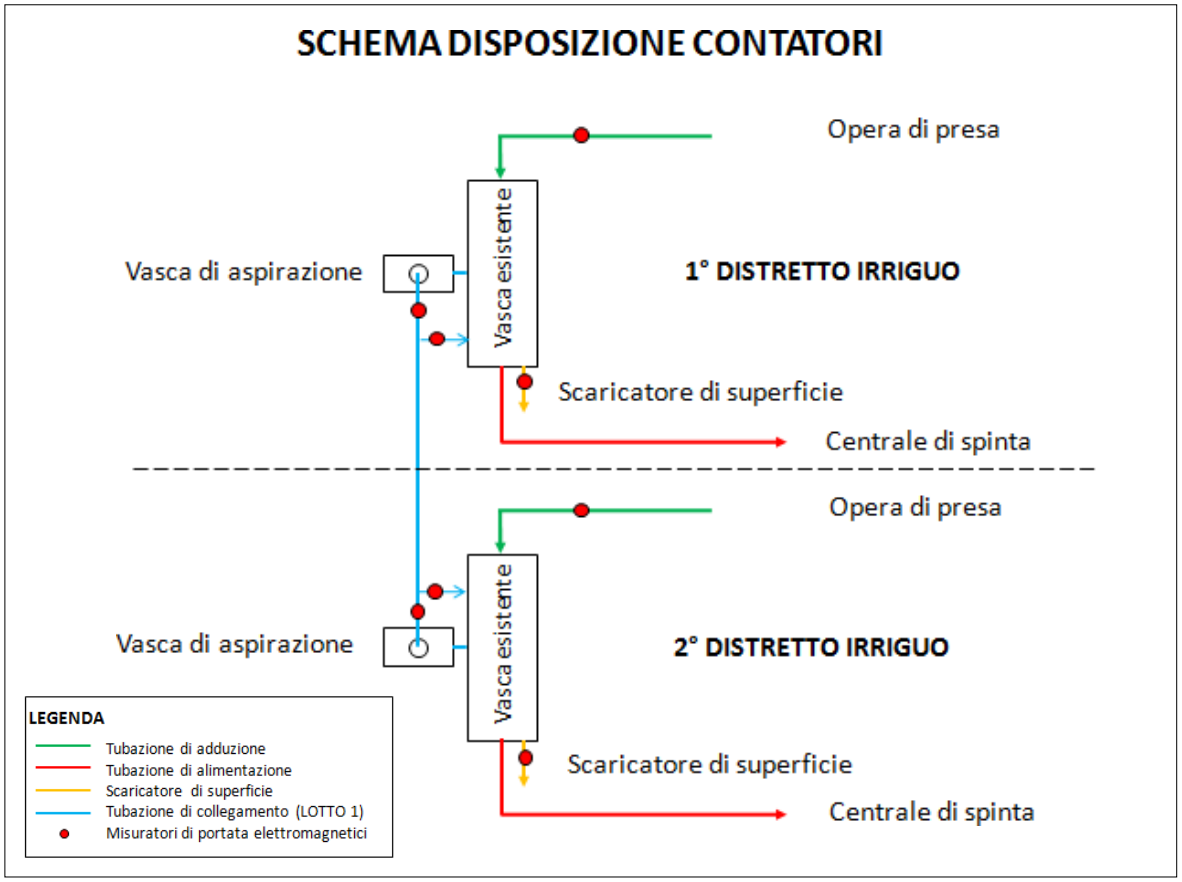


Figura 4 – Schema di posizionamento dei misuratori di portata

4. FASE REALIZZATIVA

La realizzazione del primo lotto funzionale ha inizio con un'operazione di scotico del piano campagna, per una profondità massima di 30 cm, al fine di asportare le piante erbacee ed arbustive eventualmente presenti.

Lo scavo prosegue con una sezione ristretta obbligata continua di forma trapezia fino ad una profondità massima di 1,40 m, seguito dalla posa della tubazione e dalla gettata in opera dei blocchi di ancoraggio in corrispondenza di ciascuna singolarità presentata dal percorso. Tali blocchi saranno da realizzarsi in conglomerato cementizio non armato e andranno ad inglobare la tubazione durante la fase di getto.

Si specifica che il terreno asportato verrà parzialmente reimpiegato, mentre l'eccesso sarà trattato come materiale di risulta da conferire in appositi impianti di smaltimento autorizzati.

Nelle immediate vicinanze delle vasche di accumulo sarà invece effettuato, tramite ausilio di mezzi meccanici, uno scavo di splateamento per una profondità di 4,50 m, con successiva stabilizzazione

delle pareti mediante palancole, in modo da consentire la gettata in opera di magrone e soletta in cemento armato per l'ubicazione della vasca prefabbricata in cemento.
Gli interventi previsti saranno ultimati con l'attestazione del gruppo di elettropompe ad asse verticale sulla sommità di ciascuna vasca di aspirazione, seguita dal posizionamento di saracinesche e misuratori di portata, ed infine completati dall'installazione di un controllore a logica programmabile (PLC) in grado di gestire ed organizzare la componente elettronica delle varie apparecchiature.

5. DIMENSIONAMENTO DELLA TUBAZIONE DI COLLEGAMENTO TRA GLI INVASI ESISTENTI

Il presente dimensionamento si prefigge lo scopo di determinare un diametro tale da permettere il trasferimento di un certo volume liquido tra gli invasi esistenti.
Più precisamente, lo studio è stato condotto a partire dalla vasca maggiormente penalizzata dal punto di vista geodetico (2° distretto irriguo), dal quale una volta ricavato il diametro tramite un criterio di massima economia, è stato valutato un possibile funzionamento a gravità della tubazione quando la portata defluente si dirige dalla vasca a quota più elevata in direzione di quella a quota inferiore.
Il calcolo si basa sull'ipotesi di impianto nelle peggiori condizioni (vasca con livello massimo – vasca con livello minimo), in cui viene previsto di destinare al trasferimento metà dell'intero volume contenuto nell'invaso avente a disposizione massima risorsa idrica (attualmente 1.250 mc). Al fine di stimare il tempo necessario al trasferimento del suddetto volume, è stato deciso di assumere un valore di portata leggermente inferiore a quello erogato dalle pompe esistenti in caso di funzionamento a pieno regime (80 l/s).

$$t = \frac{V}{Q \cdot 3600}$$

V	Q		t
mc	mc/s	l/s	ore
1250	0.06	60	6

La determinazione di un valore del diametro della tubazione sufficiente a garantire il transito della portata stabilita in un certo intervallo di tempo è stato reso possibile tramite l'impiego di un criterio di massima economia, il quale permette di considerare i vari fattori di costo, minimizzandone la spesa.

5.1. Criterio di massima economia

All'aumentare del diametro cresce il costo della condotta, mentre per effetto della diminuzione delle perdite di carico, diminuisce la prevalenza dell'impianto di pompaggio e di conseguenza anche il costo annuo dell'energia necessaria per il sollevamento. Esiste dunque un valore del diametro in

corrispondenza del quale risulta minima la somma del costo della condotta, riportato a base annua, e del costo annuo dell'energia necessaria al sollevamento.
Effettivamente sarebbe necessario includere il costo dell'impianto di sollevamento, che diminuisce all'aumentare del diametro della condotta, per la diminuzione della prevalenza e quindi della potenza delle pompe. Generalmente, però, si trascura per semplicità la variazione di tale costo, sia perché essa è di modesta entità rispetto alle variazioni dei primi due, sia perché in pratica risulta difficile commisurare esattamente la potenza dell'impianto a quella teoricamente necessaria, dal momento che occorre installare pompe esistenti in commercio.
Nell'ipotesi che la portata Q da sollevare sia costante, derivando, rispetto al diametro D, la somma del costo globale annuo dell'energia necessaria al sollevamento con il costo totale della condotta premente si ottiene un diametro teorico di massima economia:

$$D = \left(\frac{\mu \cdot 9.81 \cdot b \cdot T \cdot c_W}{r \cdot a \cdot u \cdot \eta} \cdot Q^3\right)^{\frac{1}{u+\mu}}$$

dove:

- μ e b sono dei coefficienti dipendenti dal tipo di materiale della condotta, per i quali, dato che nel presente caso è stato deciso l'impiego di una condotta in polietilene, è possibile assumere i valori per condotte idraulicamente lisce (μ=4.80 e b=0.00092);
- T sono le ore di funzionamento effettivo dell'impianto in un anno (nel caso attuale è stata fatta l'ipotesi di un funzionamento nel periodo di massimo consumo irriguo da Maggio ad Agosto, 4 mesi, con un utilizzo continuato per tutti i giorni della settimana per 9 ore circa. $T = 4 \cdot 30 \cdot 5 = 600\ ore$);
- c_W rappresenta il costo unitario dell'energia ($c_W = 0.24$ €);
- r è il tasso complessivo annuo, comprendente il tasso di ammortamento, di interesse e di manutenzione compreso tra il 10 e il 16% ($r = 0.16$);
- a[1] è il costo per unità di lunghezza di una tubazione avente diametro pari ad 1 metro e costituita da un determinato materiale ($a = 860$ €);
- v[1] è un coefficiente dipendente dal tipo di materiale e variabile solitamente tra 1 e 2($u = 1.99$);
- η rappresenta il rendimento complessivo della pompa, costituito dal prodotto di tre rendimenti parziali: rendimento idraulico η_I (0.8 – 0.9), rendimento meccanico η_M (0.9 – 0.95) e rendimento volumetrico η_V(0.88 – 0.95), (nel presente caso è stato assunto η=0.83).

μ	b	T	c_W	r	a	η	v	Q	D
-	-	ore	€	-	€	-	-	mc/s	mm
4.80	0.00092	600	0.24	0.16	860	0.83	1.99	0.06	170

[1] I coefficienti *a* e *v* sono stati ricavati per via analitica tramite una regressione di potenza tra i costi ed i relativi diametri.

Il risultato derivante dall'applicazione del l'equazione di massima economia fornisce dei risultati da definirsi teorici dato che il diametro così ottenuto non è in commercio. Pertanto, è stato necessario passare dalla soluzione così determinata ad una che prevede l'impiego di diametri commerciali.
Per motivi tecnico – pratici, si è deciso di impiegare una tubatura in polietilene PE100, classe SDR 17, e al fine di contenere le perdite di carico è stato assunto un diametro nominale DN pari a 250 mm.

PE 100 (SDR 17)	DN	e_N	D_{INT}	c	p_N	E	v	$J=s^3/12$
	mm	mm	mm	€/m	bar	N/mm^2	-	mm^4/mm
	250	14.8	202.4	53.14	10	900	1.5	270.14

Prima di procedere nei calcoli con il nuovo diametro commerciale, è opportuno verificare che la velocità in condotta sia contenuta tra gli 0.5 e i 2 m/s, in cui il limite inferiore ha lo scopo di evitare la formazione di incrostazioni all'interno del tubo ed impedire il deposito di solidi sospesi, mentre il limite superiore, specie nelle condotte a sollevamento meccanico, viene introdotto per prevenire le sovrappressioni da colpo di ariete, le sollecitazioni nei giunti e nei punti singolari (cambi di direzione, riduzioni, diramazioni, valvole, …).

$$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2}$$

Q	D	v
mc/s	m	m/s
0.06	0.2204	1.57

Il valore della velocità risulta compreso all'interno dell'intervallo indicato e pertanto è da ritenersi

5.2. accettabile. Perdite di carico

In una data tubazione si verifica nel tempo un aumento non trascurabile delle perdite di carico, a parità di portata e di caratteristiche del fluido trasportato. Tale aumento dipende dall'alterazione cui va incontro la parete interna del tubo durante il servizio, dipendente dalle caratteristiche dal liquido trasportato e dal materiale del tubo stesso.

- <u>Distribuite</u>

La formula generica per il calcolo delle perdite distribuite di carico totale nelle condotte in pressione è quella di Darcy – Weisbach:

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

, in cui λ rappresenta un coefficiente adimensionale di attrito, dipendente dal numero di Reynolds *Re*.

La determinazione del coefficiente adimensionale di attrito λ, nel caso di condotte in materiali plastici, da ritenersi idraulicamente lisce, è possibile attraverso l'applicazione della formula di Nikuradse:

$$\lambda = 0.0032 + .221 \cdot Re^{-0.237}$$

$$Re = \frac{v \cdot D}{u}$$

dove:

- *Re* rappresenta il numero di Reynolds, identificativo dello stato di moto delle acque;
- *v* è la velocità in condotta espressa in m/s;
- *D* è il diametro interno espresso in mm;
- *v*è la viscosità cinematica, che per un'acqua pulita a 35°C risulta pari a $u = 7.2 \cdot 10^{-7}$, espressa in m^2/s.

Le perdite di carico distribuite ΔH_D hanno pertanto il seguente valore:

$$\Delta H_D = J \cdot \sum L$$

λ	Q	∑L	D	ΔH_D
-	mc/s	m	m	m
0.0131	0.06	1118	0.2204	8.25

- <u>Concentrate</u>

Tali perdite sono dovute a discontinuità ed a rapidi cambiamenti delle caratteristiche di deflusso di una corrente. Esse si verificano in corrispondenza di singolarità o resistenze localizzate, quali gomiti e curve, giunti di collegamento, biforcazioni e diramazioni, …
In generale in corrispondenza di una qualsiasi singolarità, verificandosi un intenso mescolamento del liquido defluente, si ha un'alterazione del regime uniforme all'interno delle condotte in pressione con variazione della distribuzione della velocità e aumento della turbolenza.
Queste perdite vengono espresse in funzione dell'altezza cinetica della corrente:

$$\Delta H_c = \xi_i \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

, dove ξ rappresenta un coefficiente dipendente dalla geometria della singolarità e quindi da tutta una serie di parametri caratteristici dipendenti dalla singolarità stessa.

Tipo di singolarità	n.	ξ	v	ΔH_C
-	-	-	m/s	m
Imbocco	1	0.5	1.57	0.050
Sbocco	1	1		0.010
Curva a 90°	8	0.9		7.2
Valvola a saracinesca	2	0.2		0.4
	Perdite concentrate totali			1.25

Pertanto le perdite totali complessive da superare, tenendo conto di una prevalenza geodetica H_G pari a 4,70 m, affinché la portata riesca ad arrivare da una vasca all'altra, risultano pari a:

$$\boxed{\Delta H = H_G + \Delta H_D + \Delta H_C = 14.2\ m}$$

5.3. Scelta del tipo di pompa da adottare

Il valore complessivo delle perdite di carico, concentrate e distribuite, presenti lungo la tubazione di collegamento è pari a circa 10 m, pertanto il dislivello geodetico tra i due invasi esistenti (5 m) non è sufficiente a permettere il funzionamento a gravità dell'impianto in alcuna direzione di deflusso, rendendo dunque necessaria la realizzazione di un sollevamento meccanico.
Per motivi tecnico – pratici è preferibile l'impiego di pompe aventi le medesime caratteristiche in modo da disporre di una soltanto come riserva.
In particolare, nello scegliere la tipologia di pompa da impiegare è stata data la priorità a quella da collocare a servizio della vasca ubicata a quota inferiore.
Una prima indicazione è stata fornita da un diagramma apposito (figura …), il quale sulla base delle caratteristiche dell'impianto (portata – prevalenza) individua una certa tipologia di pompe.
Nel presente caso, per una portata di 3600 l/min ed una prevalenza di circa 14 m è stata individuata la classe di pompe centrifughe a flusso radiale aventi una potenza teorica compresa tra i 10 e i 20 kW.

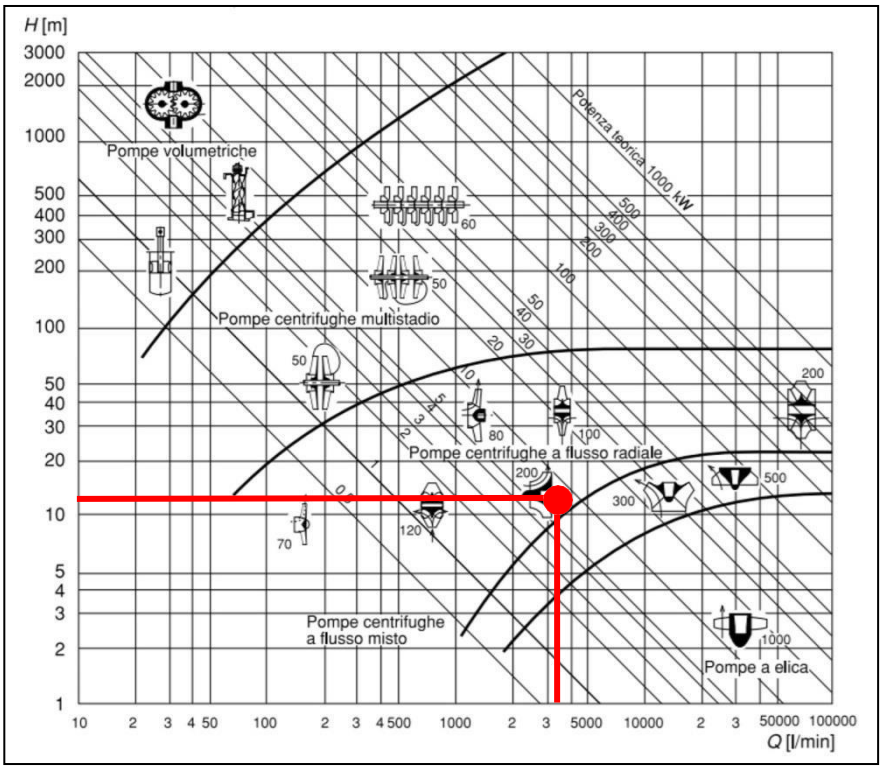


Figura 5 – Diagramma per la scelta di una pompa in funzione della portata e della prevalenza

La tipologia di pompa che meglio si adatta agli scopi previsti dall'attuale progettazione è ad asse verticale con motore elettrico, in grado di sollevare a regime una portata di 60 l/s per una prevalenza massima di 22 m.

Avendo a disposizione i dati di portata e prevalenza è stato possibile, tramite interpolazione polinomiale di secondo grado, ricavare l'equazione della curva caratteristica interna della pompa, che intersecata con la curva caratteristica esterna (o di impianto), ha permesso l'individuazione del punto di funzionamento ottimale.

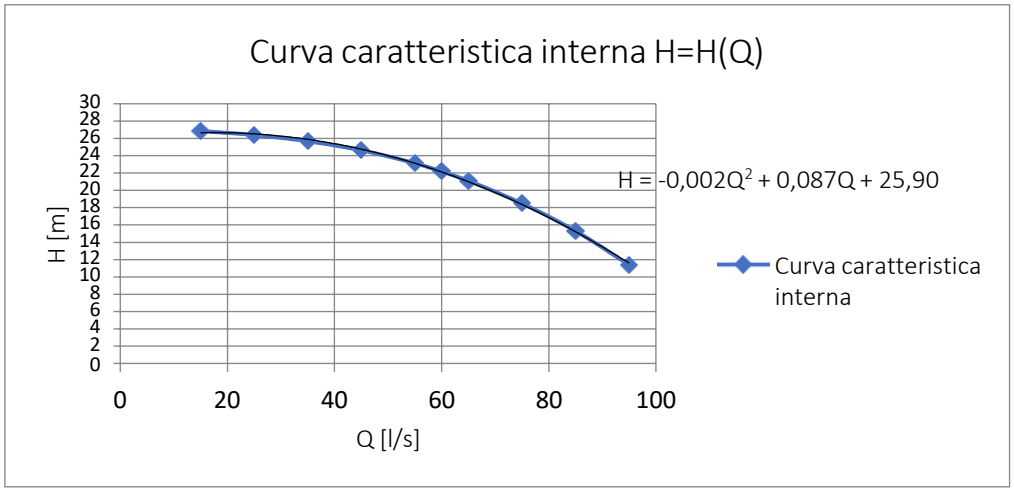


Figura 6 – Curva caratteristica interna portata Q prevalenza H della pompa scelta

6. DIMENSIONAMENTO STATICO DELLE TUBAZIONI

I calcoli statici delle tubazioni delle reti in pressione consistono nella determinazione della tensione di trazione dovuta alla pressione interna di esercizio p_E e le caratteristiche della sollecitazione dovute a tutte le azioni esterne, quali il peso proprio, il peso del terreno di rinterro, i sovraccarichi esterni, statici e dinamici, le variazioni termiche, le spinte dovute alla eventuale presenza delle acque di falda,

6.1. Azioni sulle tubazioni interrate

Un tubo interrato manifesta un comportamento diverso nei confronti delle azioni esterne e dello stato di sollecitazione che queste instaurano, a seconda della loro deformabilità rapportata alla rigidezza del terreno circostante.

Pertanto, ai fini della valutazione delle azioni e dello stato di sollecitazione del tubo, è necessario considerare il sistema tubo – terreno nel suo complesso.

Le azioni verticali agenti (peso del terreno di ricoprimento, peso proprio, eventuali sovraccarichi) tendono ad ovalizzare la tubazione, mentre le deformazioni orizzontali vengono contrastate dalla reazione del terreno circostante. Il comportamento statico del tubo è tanto migliore quanto più elevate risultano le reazioni del terreno che si oppongono.

La tipologia di tubazione da impiegare nella progettazione (PE100 – SDR17) rientra nella categoria delle tubazioni flessibili, per le quali la rottura avviene a seguito del manifestarsi di deformazioni molto elevate, in grado di generare intense reazioni laterali del terreno che contribuiscono in maniera significativa alla resistenza del tubo stesso.

6.1.1. Azioni dovute al terreno di ricoprimento

Le azioni dovute al terreno di ricoprimento differiscono a seconda delle condizioni di posa della tubazione (trincea stretta, larga o con rinterro indefinito) e della propria rigidezza (flessibile o indeformabile).

<u>Condizioni di posa in trincea stretta</u>

$$\boldsymbol{H \geq 1.5B \; per \; B \leq 2D} \qquad (1)$$
$$\boldsymbol{H \geq 3.5B \; per \; 2D < B < 3D} \qquad (2)$$

dove:

- *H* rappresenta l'altezza di ricoprimento a partire dalla generatrice superiore del tubo;
- *B* rappresenta la larghezza della trincea in corrispondenza della suddetta generatrice;
- *D* rappresenta il diametro esterno della tubazione.

La larghezza della trincea B è stata determinata come segue:

$$\boldsymbol{B = D + 0.5 \; per \; D \leq 400 \; mm}$$
$$\boldsymbol{B = 2D \; per \; D > 500 \; mm}$$

Nella presente progettazione sono stati assunti i dati riportati nella tabella sottostante:

D_E	B	H
m	m	m
0.25	0.75	0.65

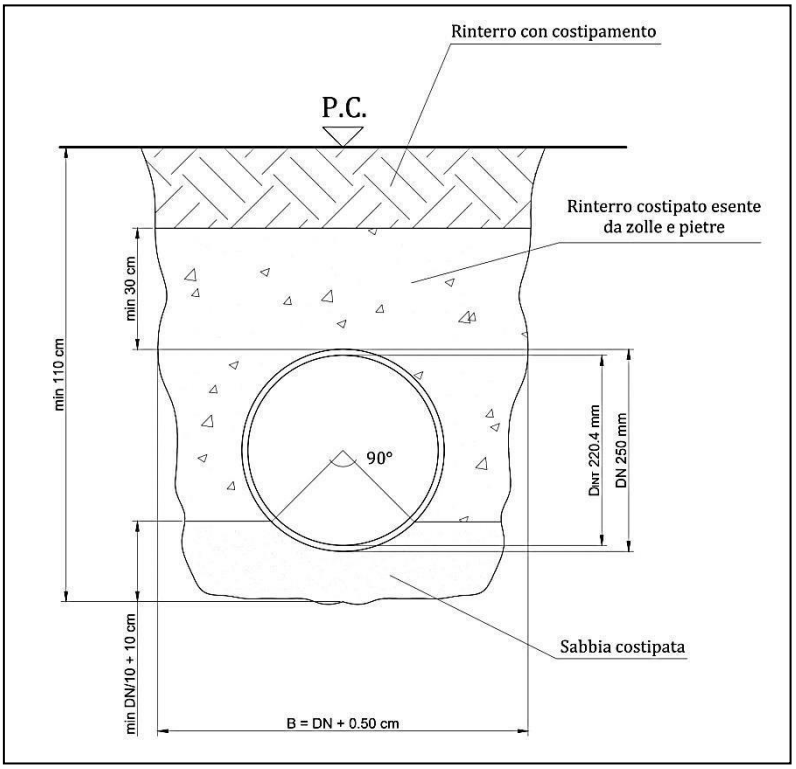


Figura 7 – Sezione tipo di una condotta posata in trincea

È possibile osservare che il valore della larghezza B al di sopra della generatrice ha imposto l'appartenenza alla seconda condizione di posa in trincea stretta, ma l'altezza di ricoprimento è risultata insufficiente per rispettarla. Pertanto la posa risulta in trincea larga. In tal caso non esiste differenza di comportamento tra i tubi rigidi e quelli flessibili.

Per la valutazione dell'azione verticale del terreno di ricoprimento è stata dunque impiegata la seguente relazione:

$$\boldsymbol{P_V = c \cdot \gamma_T \cdot D^2}$$

dove:

- $\boldsymbol{c = \frac{1-e^{-2 \cdot K_a \cdot tg\varphi F \cdot H/B}}{2 \cdot K_a \cdot tg\varphi'}}$ rappresenta un coefficiente specifico, in cui $\boldsymbol{K_a = tg^2(\frac{\pi-\varphi}{2})}$ è il coefficiente di spinta attiva del terreno, ϕ' è l'angolo di attrito tra il terreno di rinterro e quello indisturbato (in genere tgϕ' ≃ tgϕ, il quale rappresenta il coefficiente di attrito del terreno indisturbato che risulta maggiore rispetto all'altro);
- γ_T rappresenta il peso specifico del terreno di rinterro;
- *D* rappresenta il diametro esterno del tubo.

ϕ'	γ_T	D	K_a	c	P_V
-	N/m^3	m	-	-	N/m
14	18000	0.25	1.734	1	1125

Azioni dovute ai sovraccarichi verticali mobili concentrati

Considerando che la tubazione per alcuni tratti andrà ad interessare delle strade rurali, è stato assunto ai fini di calcolo un convoglio tipo costituito da due assi (LT), in modo da rappresentare il transito di una trattrice agricola.
La relazione per computare la pressione totale agente alla quota z della generatrice superiore della tubazione è stata reperita da apposita letteratura tecnica:

$$\boldsymbol{p_Z = 0.8743 \cdot \frac{P_a}{Z^{1.5194}}}$$

dove:

- *z* rappresenta la profondità di installazione della condotta;
- P_a rappresenta il sovraccarico della ruota anteriore.

Il carico complessivo, uniformemente distribuito, agente su una tubazione di lunghezza pari ad 1 metro è dato dal prodotto di p_Z per il diametro eterno del tubo.

P_a		z	p_Z	D_E	P_{VZ}
kgf	ton	m	N/m^2	m	N/m
2000	1.968	0.625	35019.55	0.25	8754.89

Azioni dovute ai sovraccarichi verticali mobili distribuiti

Un sovraccarico mobile distribuito, generato dal transito sul terreno ricoprente la condotta di un mezzo cingolato, dà luogo ad una pressione p_Z alla quota Z della generatrice superiore del tubo che può essere determinata tramite la seguente equazione:

$$\boldsymbol{P'_{VZ} = C_d \cdot p \cdot D_E \cdot \varphi}$$

dove:

- C_d rappresenta un coefficiente di sovraccarico ottenuto per via grafica in funzione del rapporto l/2z e A/2z, in cui l rappresenta la lunghezza di tubazione interessata dal carico $\boldsymbol{l = 2 \cdot z \cdot tg\alpha}$ (α è l'angolo formato dal lato inclinato del tronco di piramide, di diffusione del carico, rispetto alla verticale, ed è dipendente dal tipo di terreno, anche se può essere assunto in prima approssimazione pari a 45°);
- *p* rappresenta l'intensità del carico mobile distribuito;
- $\boldsymbol{\varphi = 1 + \frac{0.3}{H}}$ rappresenta un fattore dinamico specifico per sovraccarichi stradali;
- D_E rappresenta il diametro esterno del tubo.

Per la stima dell'intensità del carico mobile distribuito *p*, è stato ipotizzato il transito di un mezzo cingolato dal peso complessivo pari a 20 tonnellate applicato nel suo baricentro e ripartito uniformemente dai cingoli sul terreno. Come ulteriore ipotesi è stata assunta un'area di impronta di forma rettangolare di ciascun cingolo pari a 500x4000 mm^2.

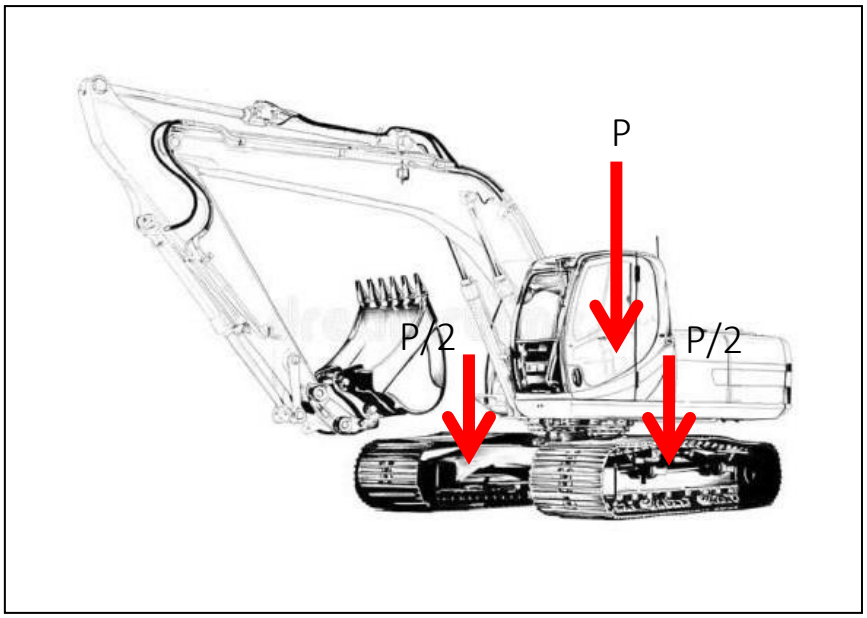


Figura 8 – Schema di ripartizione del peso complessivo di un mezzo cingolato sui due cingoli

Da qui è immediato dedurne il valore:

$$\boldsymbol{p = \frac{P/2}{A}}$$

Nella tabella sottostante si riportano i valori dei parametri impiegati ai fini del calcolo:

P	a	b	A	p	α	l/2z	D_E/2z	C_d	ϕ	$\boldsymbol{P'_{VZ}}$
ton	m	m	m^2	kN/m^2	deg	-	-	-	-	kN/m
20	0.50	4.00	2	50	45	1	0.2	0.2	1.48	3.70

6.2. Azioni dovute al peso proprio della tubazione e dell'acqua in essa contenuta

Le azioni dovute al peso proprio della tubazione e dell'acqua in essa contenuta sono in genere molto limitate, pertanto nella presente progettazione è stato deciso di trascurarle.

7. VERIFICHE SULLE TUBAZIONI

Nei seguenti paragrafi vengono riportate le verifiche eseguite sulle tubazioni volte ad evitare l'insorgere di malfunzionamenti durante il loro esercizio.

7.1. Verifica alle massime tensioni ammissibili

Una volta determinate le sollecitazioni dovute alle forze esterne, la verifica consiste nel calcolo del momento flettente M, dello sforzo di taglio T e dello sforzo normale N in tutte le sezioni della tubazione, ponendo particolare attenzione nella sezione più bassa di appoggio (sezioni verticali estreme) e nelle due sezioni orizzontali mediane maggiormente soggette a sollecitazione. In genere le tensioni nel materiale generate dallo sforzo normale e di taglio risultano trascurabili nei confronti di quelle dovute al momento flettente, il quale viene considerato positivo quando dà luogo a sforzi di trazione sulle fibre interne.
La verifica è stata eseguita considerando la presenza di carichi esterni fissi e mobili e secondo tre differenti condizioni:

- tubazione vuota;
- tubazione piena non in pressione (condizione che si verifica durante la fase di riempimento o svuotamento);
- tubazione piena con pressione di esercizio p_E.

L'ultima condizione è quella più critica in quanto rispetto alle altre in essa la massima tensione di trazione nel materiale risulta notevolmente maggiore.
Ai sensi del D.M. 12/12/1985 la verifica viene effettuata determinando il massimo sforzo di trazione σ in uno o due punti della tubazione, determinando così la pressione equivalente p_0 generata dalle azioni esterne. Tale valore sommato alla pressione di esercizio p_E determina la pressione nominale p_N da confrontare con la pressione nominale di fabbrica del tubo.

$$\boldsymbol{p_{N(Calcolato)} = p_0 + p_E \leq p_{N(Fabbrica)}}$$

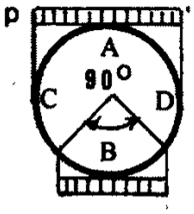
La Normativa definisce:

- pressione di esercizio p_E, come il massimo valore della pressione interna che può verificarsi in asse alla tubazione per il più gravoso funzionamento idraulico del sistema, comprese le eventuali sovrappressioni che si manifestano durante i fenomeni transitori.

- pressione equivalente p_0, come la pressione interna che conferisce al tubo tensioni di trazione pari alla tensione massima.

La verifica ha inizio con il calcolo dei momenti flettenti dovuti alle varie forze esterne nei punti critici della sezione trasversale della tubazione.

<u>Momento flettente dovuto alle pressioni verticali *p* e alle relative reazioni del terreno</u>



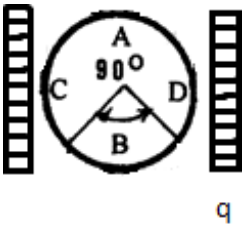
$$M_A = 0{,}274\ p\ r^2$$
$$M_{CD} = -\ 0{,}280\ p\ r^2$$
$$M_B = 0{,}314\ p\ r^2$$

dove:

- $\boldsymbol{p} = \frac{P_v + P_s}{l}$ rappresenta il totale delle pressioni verticali per unità di superficie, in cui $\boldsymbol{l} = \frac{D_E}{\sqrt{2}}$ è la lunghezza della corda che sottende un angolo al centro di 90°;
- *r* rappresenta il raggio interno del tubo.

P_v+P_s	D_E	l	p	r	M_A	M_{C-D}	M_B
N/m	m	m	N/m^2	m	N·m	N·m	N·m
10986.50	0.25	0.1767	62176	0.1102	206.89	-211.42	273.09

<u>Momento flettente dovuto alle pressioni orizzontali *q*</u>



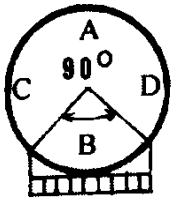
$$M_A = -0.192qr^2$$
$$M_{CD} = 0.211qr^2$$
$$M_B = -0.192qr^2$$

dove:

- $\boldsymbol{q = \frac{p}{1.07+13.70\cdot\frac{EJ}{KR^4}}}$ rappresenta la reazione laterale orizzontale intorno alla tubazione; in particolare, nel presente caso, avendo impiegato una tubazione flessibile, il termine $\boldsymbol{13.7\cdot\frac{EJ}{KR^4}}$ è risultato estremamente modesto e perciò trascurabile (pertanto $\boldsymbol{q \sim 0.93p}$).

p	q	r	M_A	M_{C-D}	M_B
N/m^2	N/m^2	m	N·m	N·m	N·m
62176	57823.70	0.1102	-176.26	192.40	-176.26

Momento flettente dovuto al peso proprio della tubazione



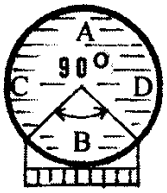
$$M_A = 0{,}42\ p_p\ r^2$$
$$M_{CD} = -\ 0{,}485\ p_p\ r^2$$
$$M_B = 0{,}64\ p_p\ r^2$$

dove:

- $\boldsymbol{p_p = \gamma_{PE100}\cdot s}$ rappresenta il peso unitario della parete del tubo, con $\boldsymbol{\gamma_{PE100}}$ peso specifico del polietilene ad alta densità ed *s* spessore del tubo.

γ_{PE100}	s	p_p	r	M_A	M_{C-D}	M_B
N/m^3	mm	N/m^2	m	N·m	N·m	N·m
9319.50	14.8	137.93	0.1102	0.70	-0.80	1.07

Momento flettente dovuto al peso dell'acqua contenuto nel tubo



$$M_A = 0{,}21\gamma_a\ r^3$$
$$M_{CD} = -\ 0{,}242\ \gamma_a\ r^3$$
$$M_B = 0{,}32\ \gamma_a\ r^3$$

dove:

- γ_A rappresenta il peso specifico dell'acqua defluente in condotta.

γ_A	s	p_p	r	M_A	M_{C-D}	M_B
N/m^3	mm	N/m^2	m	N·m	N·m	N·m
9810	14.8	137.93	0.1102	2.75	-3.18	4.20

In tabella vengono riepilogati i vari momenti flettenti calcolati per ciascun punto della sezione della tubazione.

Sezione	M_T	M_Q	M_P	M_A	M_{TOT}	σ_{Tmax}	p_0
-	N·m	N·m	N·m	N·m	N·m	N/cm^2	bar
A	206.89	-176.26	0.70	2.75	34.08		
C-D	-211.42	192.40	-0.80	-3.18	-23.00		
B	237.09	-176.26	1.07	4.20	66.10	181.10	2.43

La massima tensione di trazione σ è stata calcolata assumendo il maggior momento flettente totale e dividendolo per il modulo di resistenza W della parete della tubazione per una lunghezza pari ad 1 m in senso longitudinale.

$$\boldsymbol{W = \frac{s^2}{6} \cdot 100 = \frac{1.48^2}{6} \cdot 100 = 36.50\ cm^3}$$

Convenzionalmente è stato stabilito che quando i momenti flettenti sono di segno positivo, le tensioni sono di trazione nella fibra interna, viceversa, quando i momenti flettenti sono di segno negativo, le tensioni sono di compressione nella fibra esterna.

Applicando la formula di Mariotte, è stato possibile ricavare il valore della pressione equivalente p_0.

$$\boldsymbol{p_0 = \frac{2 \cdot \sigma \cdot s}{D_{int}}}$$

,assumendo una pressione di esercizio p_E, e tenendo conto delle eventuali sovrappressioni Δp che si manifestano durante i fenomeni transitori

$$\boldsymbol{p_E = 3\ bar}$$

la pressione nominale p_N calcolata avrà il seguente valore da confrontare con quello di fabbrica del tubo.

$$\boldsymbol{p_N = p_0 + p_E = 2.45 + 3 = 5.45\ bar}$$

$$\boxed{\boldsymbol{p_{N_{Calcolata}}(= 5.45\ bar) \leq\ p_{N_{Fabbrica}}(= 10\ bar)}}$$

Pertanto la verifica alle tensioni ammissibili è da ritenersi soddisfatta.

7.2. Verifica alle massime deformazioni (verifica all'ovalizzazione della tubazione)

Questa verifica risulta di fondamentale importanza per le tubazioni interrate di tipo flessibile in quanto le massime deformazioni possono talvolta risultare le più critiche.

La limitazione delle deformazioni si rende necessaria onde evitare un'eccessiva riduzione della sezione del tubo con conseguente diminuzione di portata e insorgimento di tensioni superiori a quelle calcolate.

In genere le deformazioni verticali (accorciamento) ed orizzontali (allungamento) differiscono molto poco tra loro e pertanto risulta sufficiente condurre una verifica solamente su quest'ultime.

La procedura consiste nel determinare la massima deformazione orizzontale (Spangler) e confrontarla con le riduzioni percentuali del diametro esterno nel breve e nel lungo periodo.

La formula di Spangler è basata sull'ipotesi che i carichi verticali permanenti ed i sovraccarichi diano luogo a pressioni verticali in sommità e alla base del tubo uniformemente distribuite sull'intero diametro orizzontale e che le reazioni orizzontali agiscano con andamento parabolico sulle corde verticali che sottendono angoli al centro di 100°.

$$\Delta_{x2} = \frac{K_s \cdot (f_r \cdot P_v + P_s)}{\frac{EJ}{R^3} + 0.061 \cdot E_s}$$

dove:

- K_s rappresenta il coefficiente di appoggio, dipendente dalle condizioni di posa del tubo;
- f_r rappresenta il fattore di ritardo d'inflessione, che tiene conto dell'assestamento del terreno nel tempo;
- P_v rappresenta il carico verticale permanente agente sulla tubazione per unità di lunghezza;
- P_s rappresenta il sovraccarico agente sulla tubazione per unità di lunghezza;
- R_m rappresenta il raggio medio del tubo;
- E rappresenta il modulo elastico (Young) del tubo;
- E_s rappresenta il modulo elastico (Young) del terreno;
- $J = s^3/12$ rappresenta il momento di inerzia di un tronco di tubo di lunghezza unitaria.

K_s	f_r	P_v	P_s	E	J	R_m	E_s	Δ_{x2}
-	-	N/mm	N/mm	N/mm^2	mm^4/mm	m	N/mm^2	mm
0.103	1.20	1.125	9.86	900	$2.7 \cdot 10^{-3}$	0.1176	28	3.60

Il valore della massima deformazione orizzontale è stato confrontato con i seguenti valori per il breve ed il lungo termine rispettivamente.

$$\Delta_{x2}(= 3.60mm) < 0.05 \cdot D_E(= 12.5\ mm)\ \textit{Breve termine}$$
$$\Delta_{x2}(= 3.60mm) < 0.08 \cdot D_E(= 20\ mm)\ \textit{Lungo termine}$$

Anche la verifica alle massime deformazioni può pertanto ritenersi soddisfatta.

Verifica all'instabilità elastica per depressione interna

La verifica presuppone che al momento in cui la pressione interna della tubazione risulta inferiore a quella esterna si possa creare una differenza di pressione *Δp* tale da generare degli sforzi di compressione che tendono ad instabilizzarla.
Al fine di verificare la depressione interna nelle tubazioni interrate è necessario che le sollecitazioni interne ed esterne diano luogo ad un coefficiente di sicurezza pari a 2,5 nel breve termine e pari a 2 nel lungo termine, nel rispetto della seguente equazione.

$$\frac{\Delta_p \cdot D_E}{2 \cdot s} + \frac{P_v + P_s}{2 \cdot s} \leq \frac{\sigma_{CR}}{v_s}$$

dove:

- $\Delta_p = p_E - p_I$ rappresenta la differenza di pressione;
- D_E rappresenta il diametro esterno del tubo;
- s rappresenta lo spessore del tubo;
- P_v rappresenta il carico verticale permanente agente sulla tubazione per unità di lunghezza;
- P_s rappresenta il sovraccarico agente sulla tubazione per unità di lunghezza;
- $\sigma_{cr} = \frac{p_{cr}^{F} \cdot D_E}{2 \cdot s}$ rappresenta la tensione di compressione critica, ricavabile dalla formula di Mariotte, in cui dalla formula di Timoshenko:

$p'_{cr} = \sigma_E \cdot \frac{s}{D} + (1 + 1.5 \cdot \frac{\Delta D}{s}) \cdot \frac{p_{cr}}{2} - \{[\sigma_E \cdot \frac{s}{D} + (1 + 1.5 \cdot \frac{\Delta D}{s}) \cdot \frac{p_{cr}}{2}]^2 - 2 \cdot \sigma_E \cdot \frac{s}{D} \cdot p_{cr}\}^{0.5}$, con $\Delta D = \Delta_{x2} \frac{p_{cr}}{K} \cdot \frac{2}{1.07 + 13.7 \cdot \frac{EJ}{KR^4}}$ $(Spangler)$ che rappresenta la massima deformazione orizzontale e $p_{cr} = \frac{2 \cdot E}{(1 - v^2)} \cdot (\frac{s}{D_m})^3$ $(Eulero)$ che rappresenta invece la pressione critica.

E	D_m	v	σ_E	p_{cr}	K	J	ΔD	p'_{cr}	σ_{cr}	Δp	P_v+P_s	v_s
N/mm²	mm	-	N/mm²	N/mm²	-	mm⁴/mm	mm	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm	-
900	235.20	0.40	24	0.53	0.103	270.14	8	0.46	3.885	0.0785	10.98	3.75

È possibile osservare che il coefficiente di sicurezza v_s, pari a 3.75 risulta superiore a 2.5 per il breve termine e a 2 per il lungo termine, pertanto anche questa verifica può ritenersi soddisfatta.

8. DIMENSIONAMENTO DEI BLOCCHI DI ANCORAGGIO PER CURVE SUL PIANO ORIZZONTALE

I blocchi di ancoraggio hanno lo scopo di assorbire le azioni trasmesse dal fluido alle condotte in pressione nei punti singolari (curve, estremità, diramazioni, variazioni di diametro, …) e di distribuirle in modo opportuno sul terreno circostante.
In particolare, per le tubazioni posate in trincea, le sollecitazioni vengono ripartite dal blocco sul fondo e su una delle pareti dello scavo.

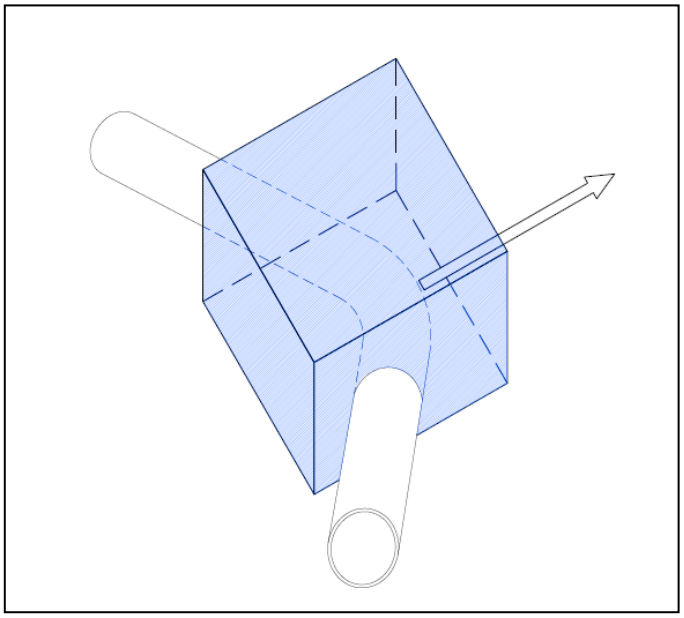


Figura 9 – Particolare di un blocco di ancoraggio

Le sollecitazioni sono state determinate tramite l'applicazione dell'equazione di equilibrio globale applicata ad un volume liquido contenuto all'interno di una superficie chiusa. Nel caso di un fluido incomprimibile soggetto alla sola forza di gravità l'equazione si semplifica nel seguente modo.

$$\boldsymbol{G} + \boldsymbol{I} + \boldsymbol{\Pi} + \mathbf{M} = \mathbf{0}$$

dove:

- *G* rappresenta la risultante delle forze di massa;
- *I* rappresenta la risultante delle forze di inerzia locali;
- M rappresenta la risultante delle pressioni unitarie al contorno del volume liquido;
- *M* rappresenta la risultante della quantità di moto nell'unità di tempo.

Nella presente progettazione, la presenza di un territorio morfologicamente pianeggiante, ha permesso di considerare le curve situate su di un piano orizzontale in cui la spinta del fluido risulta diretta verso l'esterno secondo la bisettrice dell'angolo formato dai piani contenenti le sezioni estreme.

$$\boldsymbol{S} = \boldsymbol{\gamma} \cdot \boldsymbol{h} \cdot \frac{\boldsymbol{\pi} \cdot \boldsymbol{D}^2}{\mathbf{4}} \cdot \mathbf{2} \cdot \boldsymbol{sen}({}^{a}/_{\mathbf{2}})$$

dove:

- *γ* rappresenta il peso specifico del fluido contenuto nella tubazione;
- *h* rappresenta il carico idraulico insistente sulla tubazione;
- *D* rappresenta il diametro esterno;
- *α* rappresenta l'angolo di deviazione della curva.

La spinta agirà normalmente alla parete esterna dello scavo e sarà contrastata in parte dalla spinta passiva del terreno a contatto con il blocco ed in parte dalla forza di attrito generata dal contatto base del blocco – terreno per effetto del peso proprio dell'ancoraggio stesso.

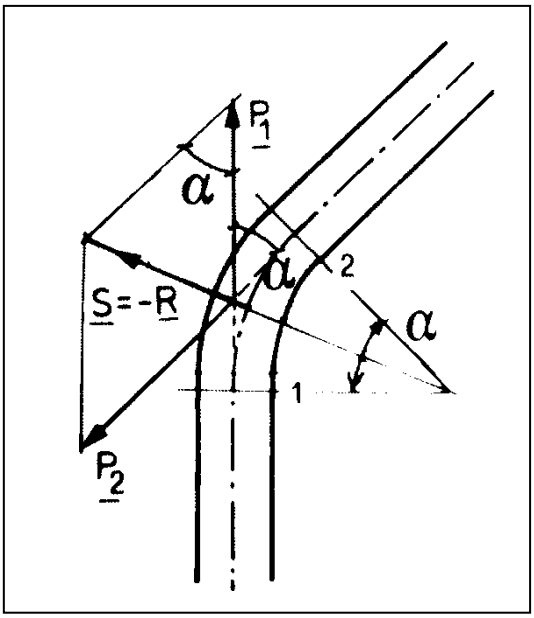


Figura 10 – Sollecitazioni esercitate dal fluido su un tratto curvilineo

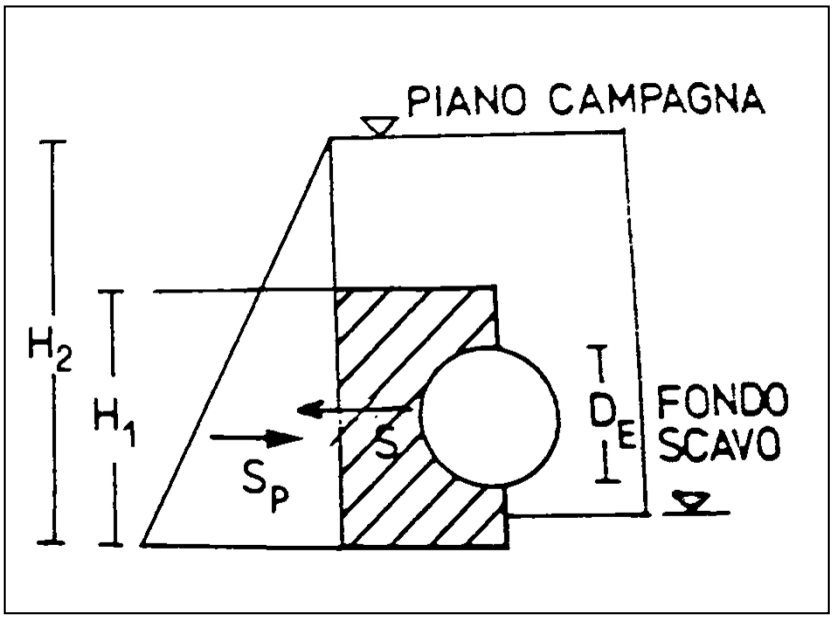


Figura 11–Schema di spinta su blocco di ancoraggio

Le dimensioni del blocco di ancoraggio sono state definite in funzione del diametro e della pressione nominale della tubazione. Dal punto di vista pratico – realizzativo è stato deciso di realizzare i blocchi di forma prismatica a base quadrata.

Lunghezza L	1,00	m
Altezza H_1	0,60	m
Altezza H_2	1,40	m

La scelta della pratica costruttiva e delle caratteristiche di ciascun blocco è stata poi valutata attraverso una serie di verifiche, nelle quali sono stati trascurati il peso della tubazione e del fluido compresi entro le sezioni estreme di ogni curva.

8.1. Verifica allo scorrimento

La verifica consiste nel valutare la possibile traslazione del blocco per effetto della spinta del fluido percorrente la tubazione, ed è da ritenersi soddisfatta quando dal rapporto tra le forze resistive e quelle attive danno luogo ad un coefficiente di sicurezza superiore o pari ad 1,25.

$$\boxed{u_S = \frac{S_p + f \cdot G_B}{S} \geq 1.25}$$

dove:

- $S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_T \cdot \lambda_p \cdot (H^2 - h^2) \cdot L$ rappresenta la spinta passiva esercitata dal terreno sul blocco, in cui γ_T è il peso specifico del terreno di riporto in trincea, $\lambda_p = tg^2\left(45° + \frac{\phi}{2}\right)$ è il coefficiente di spinta passiva, dove ϕ è l'angolo di attrito interno del terreno, ed infine *H* e *h* sono le altezze del fondo dello scavo e del blocco, rispettivamente;
- $f = tg(0.9 \cdot \phi)$ rappresenta il coefficiente di attrito tra calcestruzzo e terreno alla base del blocco;
- $G_B = \gamma_{CLS} \cdot V$ rappresenta il peso del blocco di ancoraggio;
- S rappresenta la spinta idraulica del fluido sulla parete della tubazione.

8.2. Verifica di resistenza del calcestruzzo

La verifica pone a confronto la tensione indotta nel calcestruzzo dalla spinta idraulica agente su una superficie della tubazione, data dal prodotto tra la lunghezza minima della condotta ed il diametro esterno, con una tensione massima ammissibile (considerando che il getto non è armato).

$$\boxed{\sigma_C = \frac{S}{l \cdot D_E} \leq \sigma_{C,AMM} \left(= 200 \frac{N}{cm^2}\right)}$$

8.3. Verifica di resistenza del terreno

La verifica confronta la pressione media trasmessa dal blocco al terreno di appoggio con una tensionemassima ammissibile, funzione del tipo di terreno e del grado di costipamento che esso ha subito:

$$\boxed{\boldsymbol{\sigma_t = \frac{G_B}{A} \leq \sigma_{t,AMM}\ \left(= 0.4\,\frac{kg}{cm^2}\ limi\ e\ argille\right)}}$$

I calcoli sono stati riportati in allegato.

9. DIMENSIONAMENTO VASCA DI ASPIRAZIONE ED ELEMENTI ACCESSORI

Una volta definita la tipologia di pompa più adatta agli scopi della progettazione, è stata prevista la sua installazione su di una struttura prefabbricata in cemento, da interrare ed ubicare nelle immediate vicinanze di ciascun invaso esistente ed avente funzione di vasca di aspirazione e alloggiamento degli organi di regolazione e manovra.

9.1. Vasca di aspirazione in c.a.

Le due vasche (accumulo – aspirazione) dovranno avere la medesima quota di fondo in modo da permettere il funzionamento secondo il principio dei vasi comunicanti. Inoltre, il diametro della tubazione dovrà avere una dimensione tale da consentire l'ingresso nella vasca di aspirazione di una portata superiore o uguale a quella che la pompa è in grado di sollevare affinché non si verifichi uno svuotamento prematuro.

A tale scopo è stata esplicitata l'equazione dell'energia del fluido per unità di peso (carico totale) dalla sezione iniziale dell'impianto (tubazione in ingresso) a quella finale (tubazione in uscita dalla pompa):

$$\boldsymbol{H_F = H_I - \frac{v^2}{2g} \cdot \left(\lambda(Re) \cdot L + \sum_i {}_i\right) + H_P}$$

dove:

- $\boldsymbol{H_F\ e\ H_I}$ rappresentano l'energia del fluido finale ed iniziale rispettivamente;
- $\boldsymbol{\frac{v^2}{2g}}$ rappresenta il termine cinetico;
- $\boldsymbol{\lambda = 0,0032 + 0,221 \cdot Re^{-0,237}}$ rappresenta la formula di Nikuradse per tubi idraulicamente lisci, in cui $\boldsymbol{Re = \frac{vD}{u}}$ è il numero di Reynolds, dato dal prodotto della velocità della corrente per il diametro della condotta, rapportato alla viscosità cinematica per un fluido dagli 0° ai 20°C;
- $\boldsymbol{L}$ rappresenta la lunghezza del tratto considerato;
- $\boldsymbol{\sum_i {}_i}$ rappresenta la sommatoria dei coefficienti relativi alle perdite di carico concentrate;
- $\boldsymbol{H_P}$ rappresenta la prevalenza della pompa.

In tal caso, dato che il livello delle due vasche è il medesimo, l'energia iniziale e finale sarà la stessa e pertanto i due termini si annulleranno, dando luogo alla seguente equazione che permetterà di ottenere il valore del diametro cercato:

$$\boldsymbol{H_P = \frac{Q^2}{2g \cdot \left(\frac{\pi D^2}{4}\right)^2} \cdot \left(\frac{\lambda(Re) \cdot L}{D} + \sum_i \xi_i\right)}$$

L'equazione dovrà essere risolta per successive iterazioni.

Portata	L	ξ_1	ξ_2	H_P	D
m^3/s	m	-	-	m	mm
0,06	2	0,5	1	22	70

Per motivi tecnico-pratici è stato deciso di adottare una tubazione con un diametro nominale pari a 250 mm.
Le dimensioni della vasca di aspirazione dovranno essere tali da rispettare le distanze della linea d'asse dalle pareti imposte dalla casa produttrice della pompa onde evitare turbolenze e moti convettivi che potrebbero danneggiare gli organi mobili.
Il manufatto avrà pertanto dimensioni complessive di 5x2,5xh4 m e sarà costituito da una camera centrale per l'alloggiamento del gruppo pompe di dimensioni pari a 2x2xh4 m e da due camere di manovra poste alle estremità di dimensioni pari a 2x1xh4 m.

All'interno di ciascuna camera di manovra sarà inoltre necessario prevedere l'installazione di una pompa sommergibile per acque reflue in grado di recapitare l'acqua, derivante da precipitazioni e trafilamenti dai giunti, nell'adiacente vasca di aspirazione.

La scelta della pompa sommergibile si è basata sulla prevalenza che deve essere vinta affinché le acque vengano recapitate in vasca.

Q	D	H_G	λ(Re)	ΔH_D	ξ_1	ξ_2	ΔH_C	H_{TOT}
l/s	mm	m	-	m	-	-	m	m
6	60	3,90	0,017	1,37	0,5	1	0,50	5,80

9.2. Struttura in acciaio

L'individuazione della tipologia di profilato più adeguato allo scopo ha avuto luogo andando ad analizzare la trave maggiormente soggetta a sollecitazione.
In particolare, è stata studiata la trave poggiante sul bordo della vasca di aspirazione su cui sono fissate ortogonalmente le travature secondarie volte a sostenere il peso della pompa.
La trave può essere dunque schematizzata come un elemento doppiamente appoggiato e soggetto a due carichi concentrati (rappresentativi del peso della pompa distribuito sulle travi secondarie) e da un carico distribuito (rappresentativo degli elementi accessori come grigliato, saracinesche, … e del personale addetto che eventualmente transita sul piano di calpestio).
Tramite i seguenti calcoli è stato determinato il modulo di resistenza W_x funzione dei carichi agenti e successivamente tramite il sagomario è stato individuato il profilo metallico avente un valore quanto più prossimo a quello di calcolo.

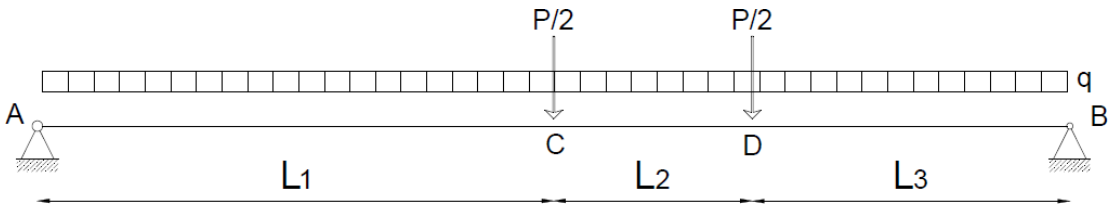


Figura 12 – Schema statico della trave principale

Di seguito vengono riportati i risultati di tale studio, tenendo conto dei valori numerici:

- P = 8 kN Peso della pompa
- q = 2 kN Sovraccarico da affollamento
- L_1 = 1,30 m
- L_2 = 0,50 m
- L_3 = 0,80 m

Equazioni del taglio $T_{(z)}$:

Z [m]	Z_{trave} ∈	z∈	$T_{(z)}$ [kN m]
0	[0,2.6]	[0,2.6]	+ 5.831 - 2 z
1.3	[0,2.6]	[0,2.6]	+ 5.831 - 2 z - 4
1.8	[0,2.6]	[0,2.6]	- 4 - 4

Equazioni del momento $M_{(z)}$:

Z [m]	Z_{trave} ∈	z∈	$M_{(z)}$ [kN m]
0	[0,2.6]	[0,1.3]	+ 5.831 z - z^2
1.3	[0,2.6]	[1.3,1.8]	+ 5.831 z - z^2 - 4 (z - 1.3)

1.8	[0,2.6]	[1.8,2.6]	- 4 (z - 1.3) - 4 (z - 1.8)

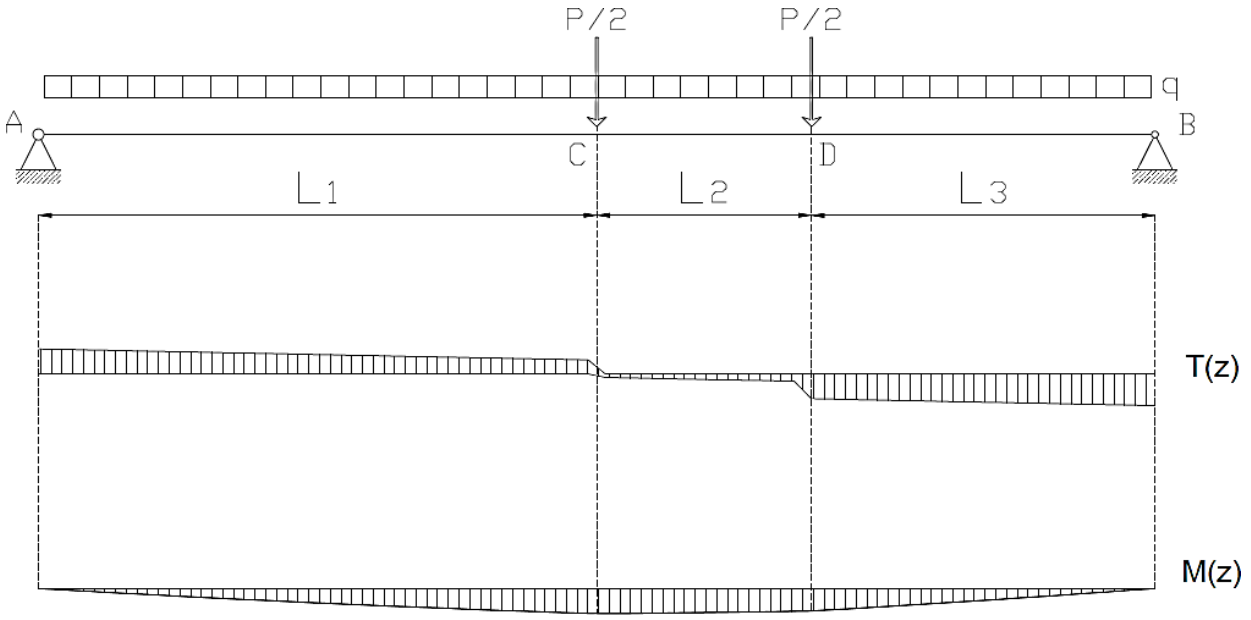


Figura 13 – Diagrammi dello sforzo di taglio e del momento flettente

Il massimo momento flettente risulta essere pari a 8 kN·m.

Per la realizzazione della struttura è stato dunque deciso di impiegare un acciaio S235 (Fe360), il quale ha una tensione ammissibile di 1600 kg/cm^2.

Dalla seguente relazione:

$$\boldsymbol{\sigma_{S235} = \frac{M_{max}}{W_{xmin}}}$$

è stato possibile ricavare il modulo di resistenza della sezione lungo il proprio asse principale.

$$\boxed{\boldsymbol{W_{xmin} = 50.96\ cm^3}}$$

A fronte dei risultati ottenuti ed agendo sempre a favore di sicurezza, è stato deciso di realizzare una struttura costituita da un'orditura principale formata da due correnti HEA140, in modo da disporre della maggior larghezza delle flange per favorire il posizionamento dei tirafondi, e da una secondaria formata da quattro IPE100 scelti per conferire una maggior leggerezza alla struttura.

9.2.1. Unione bullonata resistente a taglio

Il collegamento trave – trave sarà realizzato sulla base del seguente schema:

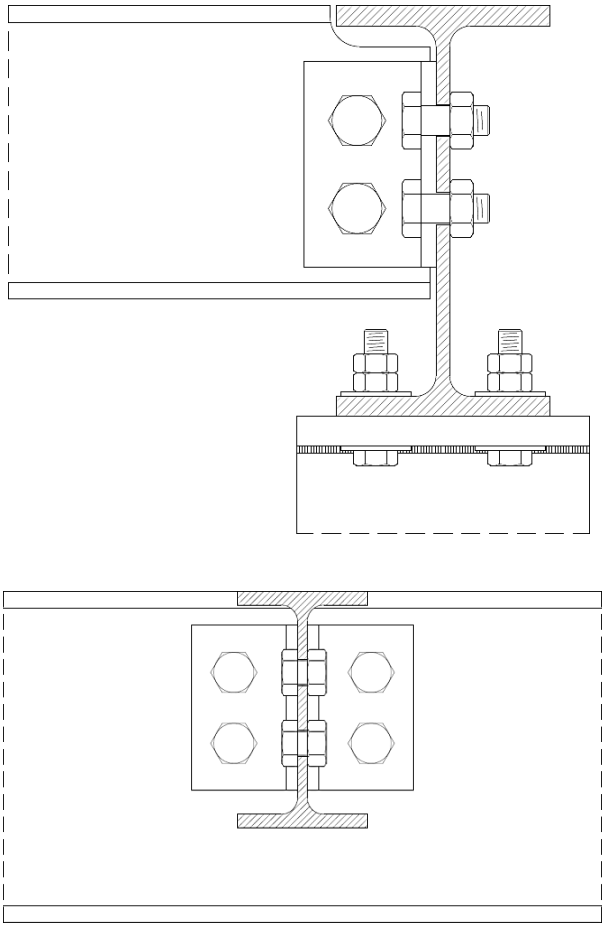


Figura 14 – Schema tipo di giunzione bullonata con l'impiego di squadrette e bulloni A.R.

Per la realizzazione dell'unione è stato scelto di impiegare un profilo angolare (50x5 mm), avente uno spessore all'incirca prossimo alla dimensione dell'anima della trave secondaria.
Nella fase di predimensionamento è stato deciso di impiegare bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 M10, in modo da limitarne il quantitativo a due per ciascun lato della squadretta.
Gli sforzi generati dai carichi statici e dinamici applicati sulla struttura si traducono in sollecitazioni di taglio e momento parassita (generato dal prodotto dello sforzo di taglio per la distanza esistente tra il punto di contatto della squadretta ed il foro su di essa praticato), ed agenti lungo le due sezioni principali dell'unione bullonata: una parallela all'anima della trave principale ed una ortogonale; essendo lungo quest'ultima che la bullonatura risulta maggiormente soggetta a rischi di rottura, le verifiche sono state condotte soltanto su di essa.
Un ulteriore aspetto considerato in fase di progettazione del collegamento riguarda i limiti costruttivi nella disposizione dei bulloni:

1. Interasse dei fori in direzione della forza

- elementi tesi $\boldsymbol{25t_{min} \geq p \geq 3d}$

2. Distanza dei fori dal bordo libero

- in direzione della forza$\boldsymbol{e_1 \geq 2d}$
- in direzione perpendicolare alla forza $\boldsymbol{e_2 \geq 1,5d}$

Sulla base delle seguenti prescrizioni sono stati assunte le seguenti dimensioni:

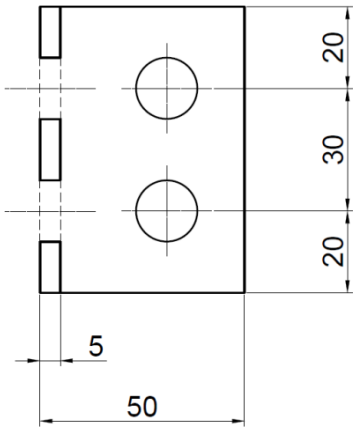


Figura 15–Limitazioni sulla posizione dei fori imposte dalla normativa vigente. Valori espressi in mm.

9.2.2. Verifiche

✓ Verifica dei bulloni

Come osservato in precedenza gli sforzi agenti sono lo sforzo di taglio ed il momento parassita, i quali si ripartiscono nel seguente modo sulla bullonatura:

$$\boldsymbol{F_{T,Ed} = \frac{T_{Ed}}{n_b}}$$

$$\boldsymbol{F_{Mp,Ed} = T_{Ed} \cdot a \cdot \frac{y_{max}}{\sum_i (y_i)^2}}$$

La risultante degli sforzi agenti è data pertanto dalla loro somma vettoriale:

$$F_{V,Ed} = \sqrt{(F_{T,Ed})^2 + (F_{Mp,Ed})^2}$$

La forza di taglio totale agente su ciascun bullone deve essere minore o uguale alla resistenza di calcolo a taglio.

$$F_{V,Ed} \leq F_{V,Rd} = \frac{0{,}6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

T_{Ed}	a	$M_{p,Ed}$	n_b	$F_{T,Ed}$	y_{max}	$\sum y_i^2$	$F_{Mp,Ed}$	$F_{V,Ed}$	f_{tb}	A_{res}	γ_{M2}	$F_{V,Rd}$
kN	mm	kN·mm	-	kN	mm	mm	kN	kN	kN	mm^2	-	kN
6	32	192	2	3	20.5	840.5	4.7	5.6	0.8	58.9	1.25	22.6

✓ Verifica a rifollamento delle squadrette

Lo sforzo tagliante agente sui bulloni e quindi sul bordo di ciascun foro della squadretta deve essere inferiore o al più uguale allo sforzo resistente esercitato dall'elemento stesso.

$$F_{b,Ed\,SQ} = F_{V,Ed} \leq F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot k \cdot f_{tk} \cdot \Phi_b \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

, dove:

$$k = \min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7\,;2{,}5\right)$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}\,;\,\frac{f_{tb}}{f_t}\,;1\right)$$

T_{Ed}	a	$M_{p,Ed}$	n_b	$F_{T,Ed}$	y_{max}	$\sum y_i^2$	$F_{Mp,Ed}$	$F_{V,Ed}$	α	k	Φ_b	f_{tk}	γ_{M2}	$F_{b,Rd\,SQ}$
kN	mm	kN·mm	-	kN	mm	mm	kN	kN	-	-	mm	kN	-	kN
6	32	192	2	3	20.5	840.5	4.7	5.6	0.88	2.5	10.5	0.41	1.25	36

✓ Verifica al rifollamento del profilato

Analogamente alla precedente, questa verifica risulta soddisfatta se la tensione di rifollamento esercitata dal contatto gambo della vite – foro risulta inferiore alla resistenza di calcolo offerta dall'acciaio con cui è stato realizzato il profilato.

$$\sigma_{Rif} = \frac{F_{V,Ed}}{\Phi_b \cdot t} \leq F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot k \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

T_{Ed}	a	$M_{p,Ed}$	n_b	$F_{T,Ed}$	y_{max}	$\sum y_i^2$	$F_{Mp,Ed}$	$\frac{F_{V,Ed}}{\Phi_b \cdot t}$	α	k	f_{tk}	γ_{M2}	$F_{b,Rd}$

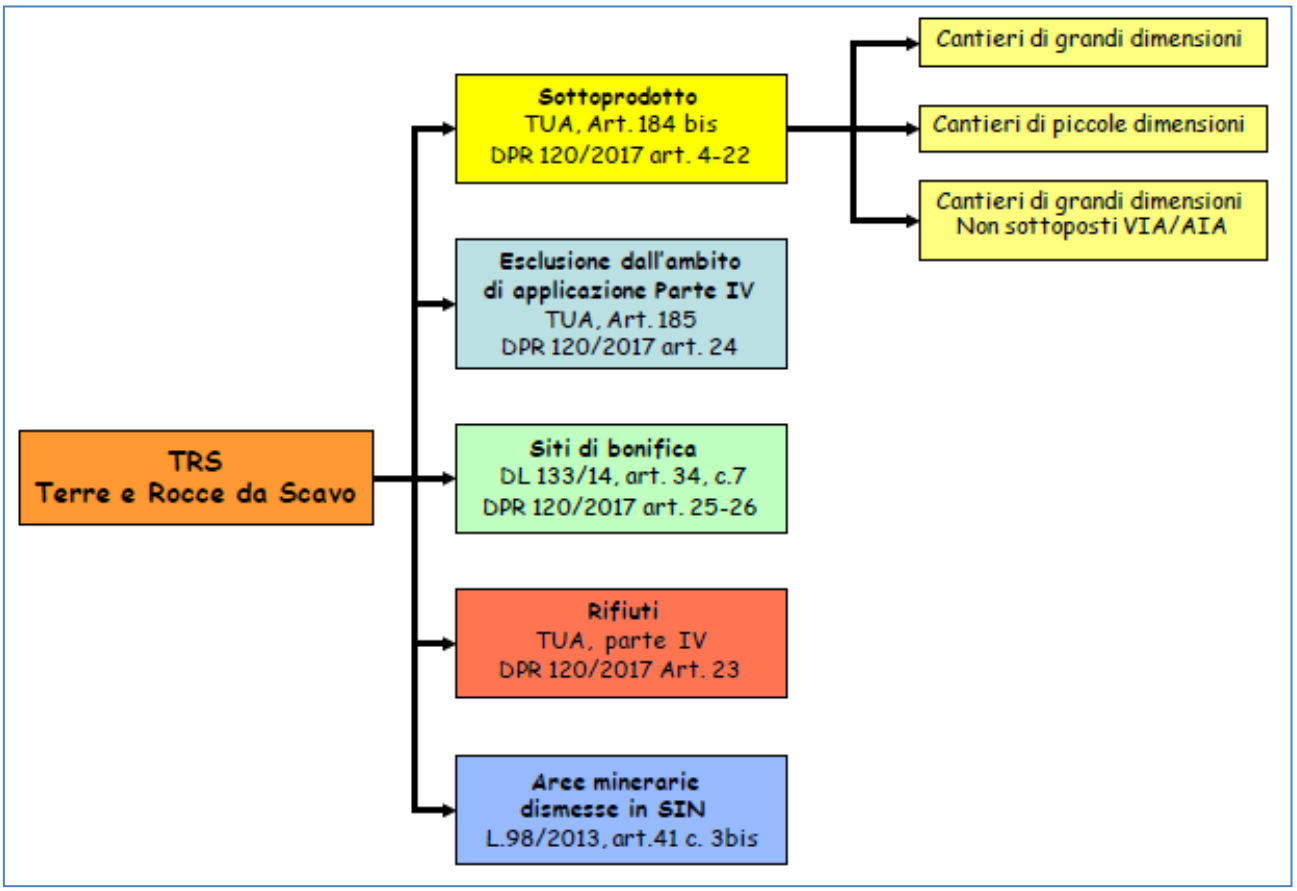
kN	mm	kN·mm	-	kN	mm	mm	kN	kN/mm^2	-	-	kN	-	kN/mm^2
6	32	192	2	3	20.5	840.5	4.7	0.112	0.88	2.5	0.41	1.25	0.72

10. GESTIONE DELLE TERRE E ROCCE DA SCAVO

Con riferimento al DPR 120 del 13/06/2017, il cantiere oggetto della presente progettazione dovrà andare a gestire anche le movimentazioni di terra e rocce da scavo risultanti dalle lavorazioni necessarie alla realizzazione dell'opera. Tale aspetto non è secondario dato che rappresenta la lavorazione di base per tutte le opere del progetto, andando a movimentare un quantitativo di terreno pari a circa 900 mc totali, come riportato in dettaglio nella tabella seguente:

Elemento di scavo	Volume (mc)
Trave guida	84,80
Tubazione	840,00
Pozzetto rilancio	137,50
Allacci vari	9,45
TOTALE	**1.071,45**

La gestione delle terre e rocce da scavo è un ampio argomento che presenta degli aspetti giuridici e tecnici collegati, come sopra citato, al DPR 120/2017 e al Testo Unico Ambiente D.Lgs 152/2006. Nello schema seguente si chiarisce quele che sono i vari rami della materia:



In base all'articolo 2, comma 1, lettera t del DPR sopra citato il cantiere si configura quindi come cantiere di piccole dimensioni, in quanto il movimento totale delle terre e rocce da scavo ammonta ad un valore inferiore a 6.000mc totali.

Per utilizzare le terre e rocce da scavo come sottoprodotto del ciclo di lavoro, ed evitare quindi la possibilità di classificare il prodotto come rifiuto e smaltirlo presso discarica autorizzata, è necessario rispettare i dettami dell'art.4 del DPR 120/2017, il quale stabilisce che le terre e rocce da scavo possono essere considerate come sottoprodotti se:

a) sono generate durante la realizzazione di un'opera, di cui costituiscono parte integrante e il cui scopo primario non è la produzione di tale materiale;
b) il loro utilizzo è conforme alle disposizioni del piano di utilizzo di cui all'articolo 9 o della dichiarazione di cui all'articolo 21 del DPR120/2017, e si realizza:
    1) nel corso dell'esecuzione della stessa opera nella quale è stato generato o di un'opera diversa, per la realizzazione di reinterri, riempimenti, rimodellazioni, rilevati, miglioramenti fondiari o viari, recuperi ambientali oppure altre forme di ripristini e miglioramenti ambientali;
    2) in processi produttivi, in sostituzione di materiali di cava;
c) sono idonee ad essere utilizzate direttamente, ossia senza alcun ulteriore trattamento diverso dalla normale pratica industriale;
d) soddisfano i requisiti di qualità ambientale espressamente previsti dal Capo II o dal Capo III o dal Capo IV del DPR 120/2017, per le modalità di utilizzo specifico di cui alla lettera b)

Il rispetto dei requisiti di qualità ambientale di cui all'articolo 184-bis, comma 1, lettera d), del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, per l'utilizzo delle terre e rocce da scavo come sottoprodotti, è garantito quando il contenuto di sostanze inquinanti all'interno delle terre e rocce da scavo, comprendenti anche gli additivi utilizzati per lo scavo, sia inferiore alle Concentrazioni Soglia di Contaminazione (CSC), di cui alle colonne A e B, Tabella 1, Allegato 5, al Titolo V, della Parte IV, del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, con riferimento alla specifica destinazione d'uso urbanistica, o ai valori di fondo naturali.
Le terre e rocce da scavo così come definite ai sensi del Decreto sono utilizzabili per reinterri, riempimenti, rimodellazioni, miglioramenti fondiari o viari oppure per altre forme di ripristini e miglioramenti ambientali, per rilevati, per sottofondi e, nel corso di processi di produzione industriale, in sostituzione dei materiali di cava:

- se la concentrazione di inquinanti rientra nei limiti di cui alla colonna A, in qualsiasi sito a prescindere dalla sua destinazione;
- se la concentrazione di inquinanti è compresa fra i limiti di cui alle colonne A e B, in siti a destinazione produttiva (commerciale e industriale).

In fase progettuale si è stabilito il numero minimo di punti di prelievo da localizzare nei cantieri di piccole dimensioni, che è individuato tenendo conto della correlazione di due elementi: l'estensione della superficie di scavo e il volume di terre e rocce oggetto di scavo. La tabella che segue riporta il numero minimo di campioni da analizzare, incrementabile in relazione all'eventuale presenza di elementi sito specifici quali singolarità geolitologiche o evidenze organolettiche. Nel caso di scavi lineari (per posa condotte e/o sottoservizi, realizzazione scoli irrigui o di bonifica, ecc.), dovrà essere

prelevato un campione ogni 500 metri di tracciato, e in ogni caso ad ogni variazione significativa di litologia,fermo restando che deve essere comunque garantito almeno un campione ogni 3.000 mc.

	Area di scavo	Volume di scavo	Numero minimo di campioni
a	≤ 1.000mq	≤ 3.000mc	1
b	≤ 1.000mq	3.000mc-6.000mc	2
c	1.000mq-2.500mq	≤ 3.000mc	2
d	1.000mq-2.500mq	3.000mc-6.000mc	4
e	> 2.500mq	< 6.000mc	DPR 120/2017 All.2

Nel caso di opere infrastrutturali lineari, il campionamento è effettuato almeno ogni 500 metri lineari di tracciato ovvero ogni 2.000 metri lineari in caso di studio di fattibilità o di progetto di fattibilità tecnica ed economica, salva diversa previsione del piano di utilizzo, determinata da particolari situazioni locali, quali, la tipologia di attività antropiche svolte nel sito; in ogni caso è effettuato un campionamento ad ogni variazione significativa di litologia.
La profondità d'indagine è determinata in base alle profondità previste degli scavi. I campioni da sottoporre ad analisi chimico-fisiche sono almeno:

- campione 1: da 0 a 1 m dal piano campagna;
- campione 2: nella zona di fondo scavo;
- campione 3: nella zona intermedia tra i due.

Per scavi superficiali, di profondità inferiore a 2 metri, i campioni da sottoporre ad analisi chimico-fisiche sono almeno due: uno per ciascun metro di profondità.
Nel nostro caso è stato deciso quindi di procedere in tal senso:

- Vasca rilancio: per ognuna vasca almeno tre campioni sulla verticale di scavo, uno nel primo metro, uno a metà e uno in fondo con sondaggio diretto;
- Tubazione: uno ogni 500 metri per un totale di n.2 campioni sul tracciato della tubazione con sondaggio diretto.

Per ulteriori precisazioni si rimanda alla Relazione Geologica; in questo ambito riportiamo i risultati dei singoli sondaggi effettuati, come riportato nella tabella seguente, e i punti di prelievo:

Campione	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8
Colonna A	X	X	X	X	O	X	X	X
Colonna B	O	O	O	O	O	O	O	O

In conclusione per il tratto di pertinenza del campione C5 è terreno che può essere reimpiegato in qualsiasi il terreno quindi verrà riutilizzato nell'ambito del cantiere, mentre il materiale proveniente dagli scavi localizzati nell'ambito delle vasche di rilancio e del primo tratto della tubazione, potrà essere riutilizzato ma solo su terreni a destinazione produttiva. A tale campione si attribuisce una fascia di interesse posto nell'intorno di 500 metri dal punto di prelievo, con l'idea di mettere il terreno risultante a rinforzare il piede dell'argine della Fossa Calda.

Dall'analisi delle aree di lavoro, incrociando i dati con i Certificati di Destinazione d'Uso del Comune di Campiglia Marittima, non si individuano aree per la destinazione commerciale ed industriale, per cui tale terreno dovrà o essere destinato comunque a discarica come rifiuto oppure potrà essere reimpiegato all'interno di aree industriali della zona, con movimentazione del terreno che potrà avvenire entro l'anno dalla data di produzione del sottoprodotto (configurando nella gestione un deposito intermedio).

Nel caso di piccoli cantieri l'art.21 stabilisce la possibilità di elaborazione della Dichiarazione di utilizzo delle Terre e Rocce da Scavo, con la trasmissione, anche solo in via telematica, almeno 15 giorni prima dell'inizio dei lavori di scavo, della comunicazione al comune del luogo di produzione e

all'Agenzia di protezione ambientale territorialmente competente. Nella dichiarazione il produttore dovrà indicare le quantità di terre e rocce da scavo destinate all'utilizzo come sottoprodotti, l'eventuale sito di deposito intermedio, il sito di destinazione, gli estremi delle autorizzazioni per la realizzazione delle opere e i tempi previsti per l'utilizzo, che non possono comunque superare un anno dalla data di produzione delle terre e rocce da scavo, salvo il caso in cui l'opera nella quale le terre e rocce da scavo qualificate come sottoprodotti sono destinate ad essere utilizzate, preveda un termine di esecuzione superiore.

11. MODALITA' DI ESECUZIONE DELLE VASCHE DI CARICO

11.1. Pozzo autoaffondante

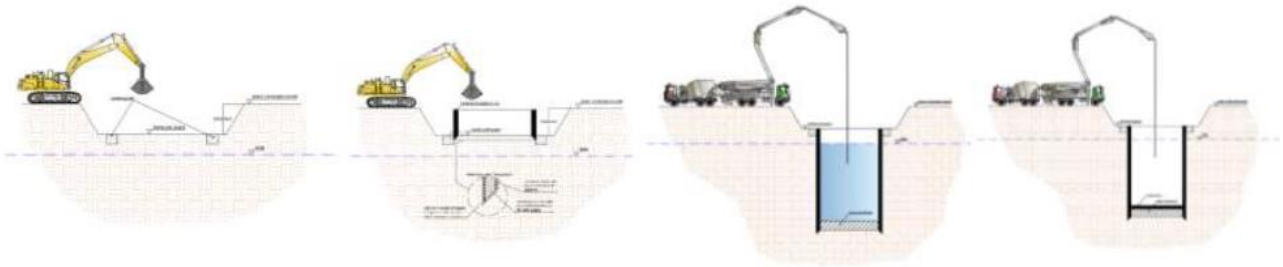
L'utilizzo dei pozzi autoaffondanti, particolarmente impiegati in combinazione con le tecnologie no-dig, fornisce i seguenti vantaggi:

- riduce il rimaneggiamento del terreno intorno al manufatto con conseguente miglioramento della resistenza alla spinta;
- rappresenta una soluzione ottimale alla gestione nel caso di costruzione del manufatto in presenza di falda, riducendo in maniera «sostanziale» la quantità di acqua da emungere;
- riduce, al minimo, la quantità del materiale di scavo da movimentare ed allontanare;
- migliora le condizioni di sicurezza con operatività sempre al piano campagna per la costruzione delle pareti e, comunque, per la realizzazione della soletta fondale assicura l'esecuzione di lavorazioni in condizioni di assoluta sicurezza rispetto allo scavo ed a potenziali venute d'acqua.

La tecnica dell'autoaffondamento si basa sul semplice concetto di far "affondare" nel terreno elementi (cassoni) in calcestruzzo armato, costruiti in opera, mediante asportazione del terreno dal loro interno con l'impiego di un escavatore attrezzato con braccio lungo oppure con benna mordente e senza emungimento dell'eventuale acqua di falda. Le prolunghe successive al primo elemento vengono costruite in sequenza man mano che si procede con lo scavo e l'affondamento. La verticalità è garantita grazie alla disposizione di un cordolo guida avente altezza variabile in funzione delle dimensioni del manufatto da realizzare.

Si riportano le fasi che interessano la tecnologia:

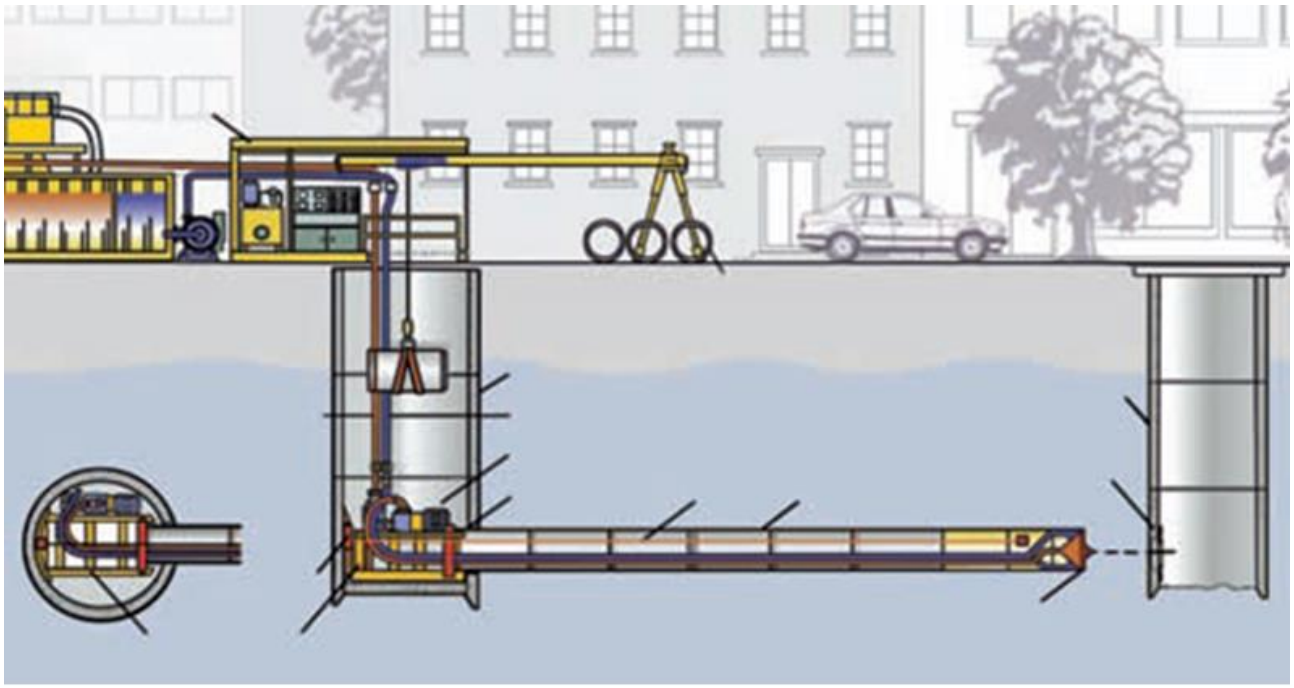
1. Esecuzione del prescavo di profondità variabile senza superare la quota di falda per il posizionamento del primo concio, previa realizzazione del cordolo guida.
2. Realizzazione del cordolo guida e del primo concio ad anello chiuso (cassone) in calcestruzzo armato (costruito in opera), avente inferiormente una geometria tale da permettere l'infissione nel terreno procedendo così allo scavo, riferendosi al cosiddetto principio della sotto-murazione.
3. Affondamento del primo concio mediante asportazione del materiale dall'interno con l'ausilio di escavatori attrezzati con braccio lungo oppure con benna mordente. La verticalità è garantita grazie alla disposizione di un cordolo guida avente altezza variabile in funzione delle dimensioni del manufatto da realizzare.
4. Costruzione del concio successivo ed affondamento, di quest'ultimo, eseguito con la tecnica in precedenza descritta fino al raggiungimento della quota di progetto. In presenza di acqua ed a scavo ultimato si procede al getto massivo del tappo di fondo. Il tappo di fondo, così realizzato, è sottostante a quella che sarà la platea definitiva dell'opera.
5. Sfruttando la tenuta idraulica del tappo di fondo, opportunamente dimensionato e verificato al galleggiamento, è possibile procedere all'aggottamento dell'acqua intrappolata al di sopra dello stesso tappo.
6. Successivamente si procede alla realizzazione della platea del manufatto.



11.2. Microtunneling

Le tecnologie denominate trenchless (letteralmente “senza trincea”) o no-dig (neologismo nato dalla contrazione dell’espressione “no-digging” ovvero “no scavo”) sono quell’insieme di tecni-che costruttive che permettono di interrare, risanare e sostituire tubazioni sotterranee, con una riduzione considerevole degli scavi a cielo aperto.

Mediante la tecnologia del microtunnelling è possibile installare nuove tubazioni rientranti all’interno di un range dimensionale piuttosto ampio: il diametro può variare tra i 250 e i 3000 mm. La lunghezza di ogni singola tratta può variare da circa 50 m a oltre 1300 m (tale limite è stato superato in progetti in cui le condizioni idrogeologiche risultavano particolarmente favo-revoli), con l’aumentare del diametro delle tubazioni impiegate, con l’ausilio di stazioni di spinte intermedie e un insieme di accorgimenti necessari per ridurre le forze d’attrito. La profondità minima richiesta per un interramento con microtunnelling è di 2 m o comunque superiore a 3 volte il diametro esterno della tubazione. Tali limitazioni sono dovute alla necessità di avere un’opportuna copertura per evitare fenomeni di sollevamento del terreno o l’eventuale fuoriuscita di fluidi lubrificanti in superficie



Una volta completato il pozzo di partenza, viene calata la testa di perforazione sui binari di

scorrimento e inizia l'azione di spinta del gruppo idraulico. I pistoni non agiscono direttamente sul microtunneler ma tramite un interposto anello di distribuzione d'acciaio, questo avviene in modo da avere una distribuzione uniforme della spinta, evitando così carichi concentrati che ro-vinerebbero i bordi della tubazione e porterebbero ad un'errata orientazione dello scavo. In gene-rale il gruppo di spinta è composto da pistoni ad escursione indipendente, controllati da una cen-trale computerizzata che permette di regolare le forze sviluppate da ogni singolo pistone. Ciò risulta fondamentale per poter esercitare anche forze di spinta non simmetriche in modo da attuare manovre correttive della traiettoria.

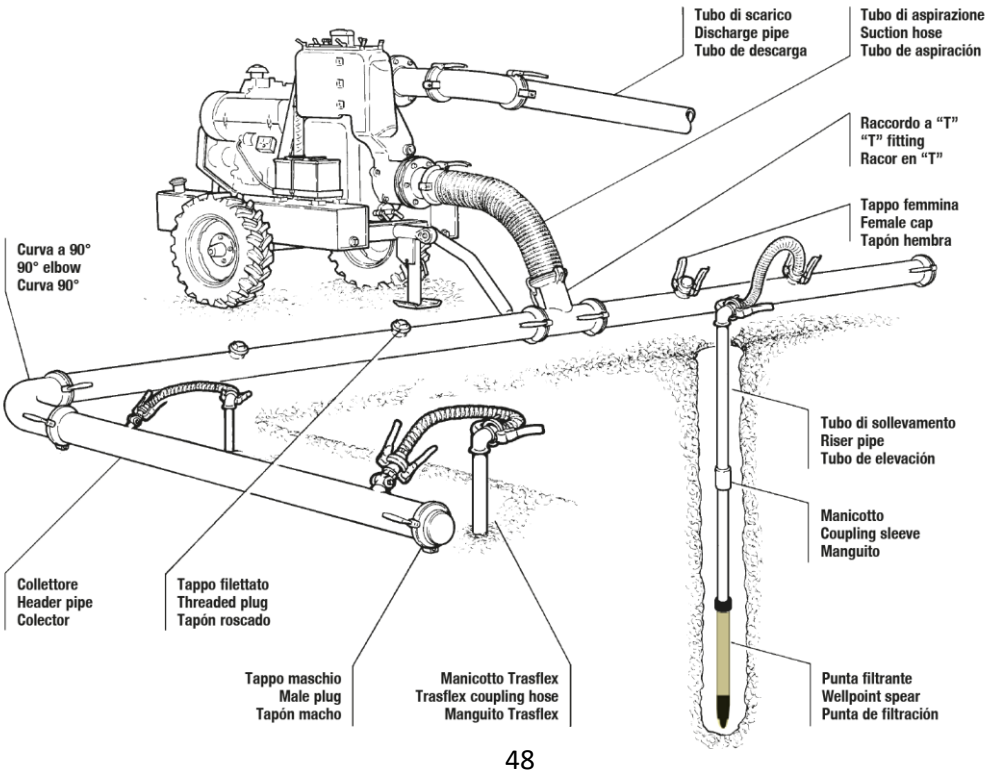
L'azione di escavazione è data dalla combinazione tra la spinta e il momento torcente applicati sul fronte di scavo. Lo scudo e gli utensili di scavo, su di esso montati, vengono scelti in base alle caratteristiche idrogeologiche che si prevede di incontrare lungo il percorso. Spesso le moderne teste di perforazione sono dotate a tergo di camera iperbarica, per permettere l'accesso di perso-nale anche in presenza di sovrappressioni esterne d'acqua. L'acceso del personale può risultare utile, ad esempio, qualora occorra sostituire gli utensili di scavo.

Nel momento in cui il gruppo di spinta idraulico giunge alla sua corsa massima, si arretrano i pistoni idraulici e l'anello di distribuzione, e si posiziona un nuovo elemento del microtunneler o un concio di condotta. Successivamente si riprende l'azione di spinta e lo schema esecutivo si ripete finché la testa fresante non raggiunge il pozzo di arrivo. Man mano che lo scavo avanza, la spinta viene trasferita attraverso un numero crescente di conci. Da un punto di vista meccanico questo implica che, al procedere della perforazione, la spinta viene assorbita, oltre che dalle forze di contatto frontali scudo-terreno, anche da crescenti forze di attrito che si sviluppano lungo la superficie di contatto tra condotta e terreno. Questo è uno dei motivi per il quale, superate certe lunghezze di perforazione, in funzione anche del diametro dello scavo, della potenza del gruppo di spinta idraulico, del tipo di lubrificante utilizzato e delle caratteristiche geotecniche del terreno attraversato, è necessario considerare lo scavo di pozzi intermedi come pure l'utilizzo di stazioni di spinta intermedi (intermediate jacking stations), costituiti da corone di martinetti idraulici in-terposti

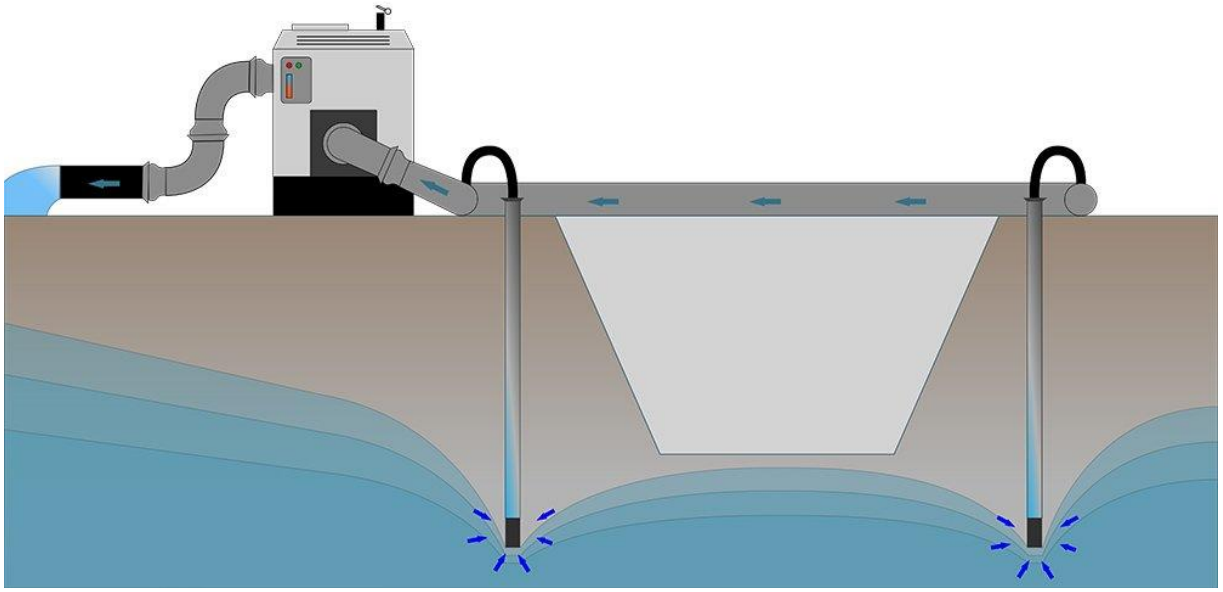
nel treno di conci in sezioni prestabilite.
Quando il microtunneler raggiunge il pozzo di arrivo e fuoriesce completamente, esso viene tirato fuori terra. A quel punto l'installazione è sostanzialmente completata. Al termine dello scavo vengono recuperate tutte le componenti ad alta tecnologia quali i cavi elettrici, i cavi idrici e le stazioni intermedie di spinta. Qualora il pozzo di arrivo dovrà fungere da successivo pozzo di spinta, allora in esso verrà allestito tutto il necessario per lo scavo del secondo tratto e lo schema esecutivo si ripeterà esattamente come appena descritto.
La spinta della condotta avviene contrastando i pistoni della macchina alla parete di spinta mediante una piastra rettangolare in acciaio, che trasferisce la forza di spinta su di un'area prestabilita. Considerando, a vantaggio di sicurezza, una spinta ammissibile pari al massimo valore di spinta che l'attrezzatura offre (eg. 4000 kN, massimo valore per slitta microtunnelling DN1000 – 1200), si avrà una pressione di spinta distribuita sulla parete.

11.3. Wellpoint

Il sistema wellpoint ci permette di effettuare il lavoro di posizionamento e di affondamento del pozzo autoaffondante in condizioni di asciutto.
Schematicamente il sistema wellpoint nella sua forma più classica è costituito da una fila di punte filtranti, di diametro variabile, infissi nel terreno ad una profondità superiore a quella di fondo scavo. Le punte devono essere opportunamente distribuite lungo il perimetro all'area di scavo ad una distanza reciproca di 1-3 m dal ciglio della scarpata di almeno 2,5-3,0 m.
Le file di punte filtranti sono collegate, mediante particolari raccordi flessibili, ad un collettore di aspirazione orizzontale, del diametro da 6"-12" cui fa capo una pompa autoadescante che mette in depressione i condotti di aspirazione. L'impianto è completato con la tubazione di scarico necessaria per l'allontanamento dell'acqua aspirata.



Considerando una falda freatica statica, per la quale la superficie piezometrica è orizzontale, quando essa viene attraversata da un minipozzo (wellpoint), in assenza di attingimento, all'interno della canna del minipozzo il pelo dell'acqua si dispone secondo la superficie piezometrica indisturbata (secondo il principio dei vasi comunicanti). Quando la singola punta filtrante inizia ad emungere una portata costante dal sottosuolo, il livello nel minipozzo si deprime, più o meno rapidamente in funzione della permeabilità del terreno, e la superficie freatica in una data area (area di influenza) viene modificata assumendo la forma di un conoide (di rotazione, per ovvia simmetria assiale), detto cono di depressione,in asse sul punto di aspirazione, con il vertice rivolto verso il basso e con andamento teoricamente asintotico rispetto alla superficie piezometrica indisturbata.



Questo dislivello, che è funzione della portata emunta, crea una cadente piezometrica verso il minipozzo, da cui trae origine un moto di filtrazione nella falda. Col il proseguire dell'emungimento, aumenta la superficie piezometrica disturbata fino a quando si raggiunge una situazione di regime, in cui la portata che penetra nel minipozzo (e che filtra nella falda) è esattamente la portata emunta. A questo punto il livello nel pozzo non varia, e si passa dal regime transitorio a quello stazionario. In questa situazione il conoide diventa stabile e viene chiamato cono d'influenza ed ha una estensione ben definita che viene chiamata raggio d'influenza (R) che rappresenta il limite oltre il quale non è più apprezzabile la depressione piezometrica conseguente al pompaggio della falda.
L'ampiezza del cono dipende dalla portata emunta, dall'abbassamento che si vuole ottenere e dalle caratteristiche idrogeologiche dell'acquifero. A parità di abbassamento i suoli più permeabili (es sabbie e ghiaie) hanno un raggio di influenza maggiore rispetto a quelli meno permeabili (es. limi). Nel sistema wellpoint, poiché le punte di drenaggio sono posizionate in file a distanze limitate, i vari coni di depressione interferiscono fra di loro, in questo caso si parla di larghezza di influenza L.
Data la presenza di terreni a permeabilità ridotta (argilla-limosa con torba) si ritiene che la portata di filtrazione sarà estremamente ridotta. Per tale ragione è stato prevista una batteria di wellpoint

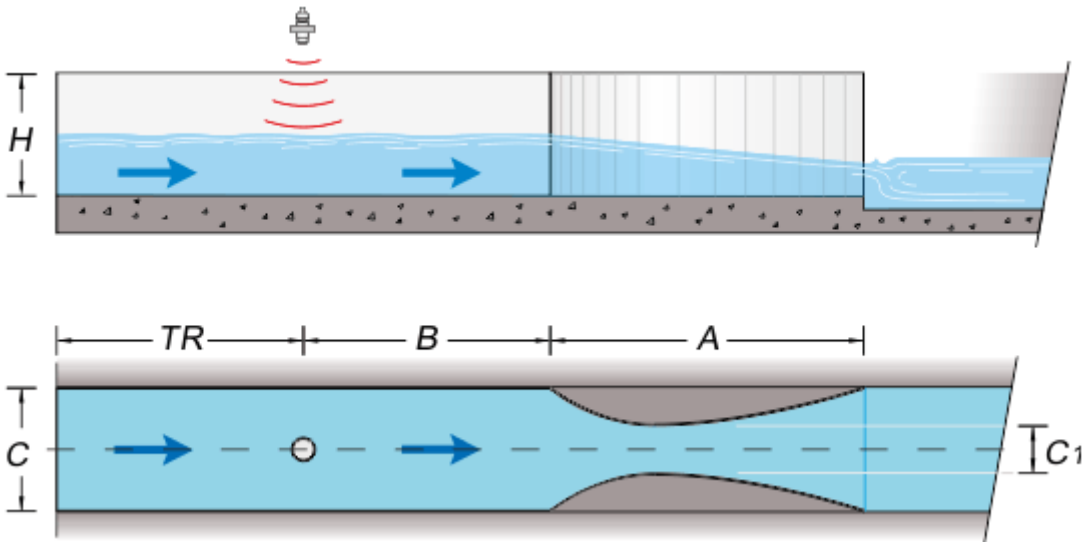
collegata a delle elettropompe a bassissimo consumo energetico (mod. Tank-Pump). La posa dei wellpoint avverrà con la tecnica del pre-filtro, ovvero con l'esecuzione di dreni verticali (diam. 20 cm) di sabbia lavata e vagliata 0-5 all'interno dei quali saranno posati i singoli wellpoint. E previsto un interasse tra i singoli fori di 1,5 m ma non è escluso che in sede operativa tale interasse possa essere esteso a 2,0 m. Il dreno verticale sarà eseguito con una trivellazione dei terreni mediante elicoidale (DN 200 mm) applicato al braccio di un escavatore di peso operativo lordo di almeno 12 t e sbraccio di 7,0 m.

12. MISURATORI DI PORTATA

Un aspetto importante della presente progettazione è rappresentato dall'inserimento dei misuratori di portata all'interno degli immissari e negli emissari delle singole vasche, in modo da controllare i bilanci idrici dei singoli sistemi di regolazione dell'impianto di irrigazione.

L'idea progettuale è quella di andare a verificare il bilancio idrico delle vasche di carico dei comparti, con l'idea futura di ampliare la conoscenza dei dati in ingresso e progettare un sistema di previsione che anticipi le previsioni in caso di carenza dell'acqua irrigua.

- Distretto Irriguo 1
  - Opera di presa da Terme Venturina: misuratore di superficie con inserimento di tubo Khafagi-Venturi (si veda figura successiva)
  - Pozzo Artesiano: misuratore di portata elettromagnetico per sistema in pressione.
  - Uscita troppo pieno vasca: misuratore di superficie con inserimento di tubo Khafagi-Venturi
  - Impianto di rilancio: misuratore di portata elettromagnetico per sistema in pressione per ogni tubazione uscente dalla singola pompa di rilancio.
  - Volume della vasca: trasduttore di livello radar.



- Distretto Irriguo 2
  - Opera di presa da Lago del Molino: misuratore di superficie con inserimento di tubo Khafagi-Venturi
  - Uscita troppo pieno vasca: misuratore di superficie con inserimento di tubo Khafagi-Venturi.
  - Impianto di rilancio: misuratore di portata elettromagnetico per sistema in pressione per ogni tubazione uscente dalla singola pompa di rilancio.
  - Volume della vasca: trasduttore di livello radar.

Per i riferimenti tecnici si rimanda alla Relazione Elettrotecnica ed Automazione.

13. ALLEGATO

13.1. BLOCCHI DI ANCORAGGIO

Nelle tabelle seguenti sono state riportate le grandezze caratteristiche delle singolarità presenti lungo la tubazione oggetto della progettazione, comprese le necessarie verifiche.

Curva n. 1			Curva n. 2		
Ipotesi: coesione = 0			Ipotesi: coesione = 0		
Angolo curva α	45	°	Angolo curva α	90	°
	0.79	rad		1.57	rad
Carico di esercizio h	30	m	Carico di esercizio h	30	m
Peso specifico acqua a 20°C γ_A	9790	N/m^3	Peso specifico acqua a 20°C γ_A	9790	N/m^3
Pressione di esercizio p_E	293700	N/m^2	Pressione di esercizio p_E	293700	N/m^2
	2.94	bar		2.94	bar
DN	250	mm	DN	250	mm
D_{INT}	220.4	mm	D_{INT}	220.4	mm
Sezione tubo A_T	0.044	m^2	Sezione tubo A_T	0.044	m^2
Altezza di rinterro h_R	0.65	m	Altezza di rinterro h_R	0.65	m
Profondità di scavo H	1.2	m	Profondità di scavo H	1.2	m
Tipo di terreno	Sabbia limosa	-	Tipo di terreno	Sabbia limosa	-
Angolo di attrito interno φ	30	°	Angolo di attrito interno φ	30	°
	0.52	rad		0.52	rad
Peso specifico del terreno γ_T	18000	N/m^3	Peso specifico del terreno γ_T	18000	N/m^3
Coefficiente di spinta passiva λ_P	3.00	-	Coefficiente di spinta passiva λ_P	3.00	-
Coefficiente attrito cls - terreno f	0.51	-	Coefficiente attrito cls - terreno f	0.51	-
Lunghezza L	1	m	Lunghezza L	1	m
Altezza h	0.6	m	Altezza h	0.6	m
Profondità h_1	1	m	Profondità h_1	1	m
Volume del blocco V	0.60	m^3	Volume del blocco V	0.60	m^3
Peso specifico cls γ_{CLS}	2200	kg/m^3	Peso specifico cls γ_{CLS}	2200	kg/m^3
Peso del blocco G_B	1.32	t	Peso del blocco G_B	1.32	t
Spinta idraulica S	11034	N	Spinta idraulica S	20389	N

Spinta passiva del terreno S_P	29160	N	Spinta passiva del terreno S_P	29160	N
Reazione di attrito del terreno $f \cdot G_B$	6598	N	Reazione di attrito del terreno $f \cdot G_B$	6598	N
Verifica allo scorrimento $S_{res}/S \geq v_S$			Verifica allo scorrimento $S_{res}/S \geq v_S$		
$1/S*[S_P+(f \cdot G_B)]$	3.24	-	$1/S*[S_P+(f \cdot G_B)]$	1.75	-
Coefficiente di sicurezza scorrimento v_S		1.25	Coefficiente di sicurezza scorrimento v_S		1.25
Verifica alla resistenza del cls $\sigma_C<\sigma_{C,AMM}$			Verifica alla resistenza del cls $\sigma_C<\sigma_{C,AMM}$		
Lunghezza minima contatto l	1	m	Lunghezza minima contatto l	1	m
Spinta idraulica S	11034	N	Spinta idraulica S	20389	N
Resistenza cls $\sigma_{C,AMM}$	200	N/cm^2	Resistenza cls $\sigma_{C,AMM}$	200	N/cm^2
Tensione di trazione $\sigma_C=S/l \cdot D_E$	4.41	N/cm^2	Tensione di trazione $\sigma_C=S/l \cdot D_E$	8.16	N/cm^2
Verifica alla resistenza del terreno $\sigma_T<\sigma_{T,AMM}$			Verifica alla resistenza del terreno $\sigma_T<\sigma_{T,AMM}$		
Peso del blocco G_B	12949.2	N	Peso del blocco G_B	12949.2	N
Area della base di appoggio A_{base}	1	m^2	Area della base di appoggio A_{base}	1	m^2
Pressione effettiva sul terreno σ_T	12949.2	N/m^2	Pressione effettiva sul terreno σ_T	12949.2	N/m^2
Portanza del terreno $\sigma_{T,AMM}$	40000	N/m^2	Portanza del terreno $\sigma_{T,AMM}$	40000	N/m^2

Curva n. 3			Curva n. 4		
Ipotesi: coesione = 0			Ipotesi: coesione = 0		
Angolo curva α	83	°	Angolo curva α	84	°
	1.45	rad		1.47	rad
Carico di esercizio h	30	m	Carico di esercizio h	30	m
Peso specifico acqua a 20°C γA	9790	N/m3	Peso specifico acqua a 20°C γA	9790	N/m3
Pressione di esercizio pE	293700	N/m2	Pressione di esercizio pE	293700	N/m2
	2.94	bar		2.94	bar
DN	250	mm	DN	250	mm
DINT	220.4	mm	DINT	220.4	mm
Sezione tubo AT	0.044	m2	Sezione tubo AT	0.044	m2
Altezza di rinterro hR	0.65	m	Altezza di rinterro hR	0.65	m
Profondità di scavo H	1.2	m	Profondità di scavo H	1.2	m
Tipo di terreno	Sabbia limosa	-	Tipo di terreno	Sabbia limosa	-

Angolo di attrito interno ϕ	30	°	Angolo di attrito interno ϕ	30	°
	0.52	rad		0.52	rad
Peso specifico del terreno γT	18000	N/m3	Peso specifico del terreno γT	18000	N/m3
Coefficiente di spinta passiva λP	3.00	-	Coefficiente di spinta passiva λP	3.00	-
Coefficiente attrito cls - terreno f	0.51	-	Coefficiente attrito cls - terreno f	0.51	-
Lunghezza L	1	m	Lunghezza L	1	m
Altezza h	0.6	m	Altezza h	0.6	m
Profondità h1	1	m	Profondità h1	1	m
Volume del blocco V	0.60	m3	Volume del blocco V	0.60	m3
Peso specifico clsγCLS	2200	kg/m3	Peso specifico clsγCLS	2200	kg/m3
Peso del blocco GB	1.32	t	Peso del blocco GB	1.32	t
Spinta idraulica S	19106	N	Spinta idraulica S	19294	N
Spinta passiva del terreno SP	29160	N	Spinta passiva del terreno SP	29160	N
Reazione di attrito del terreno f·GB	6598	N	Reazione di attrito del terreno f·GB	6598	N
Verifica allo scorrimento Sres/S ≥ vS			Verifica allo scorrimento Sres/S ≥ vS		
1/S*[SP+(f·GB)]	1.87	-	1/S*[SP+(f·GB)]	1.85	-
Coefficiente di sicurezza scorrimento vS		1.25	Coefficiente di sicurezza scorrimento vS		1.25
Verifica alla resistenza del clsσC<σC,AMM			Verifica alla resistenza del clsσC<σC,AMM		
Lunghezza minima contatto l	1	m	Lunghezza minima contatto l	1	m
Spinta idraulica S	19106	N	Spinta idraulica S	19294	N
Resistenza clsσC,AMM	200	N/cm2	Resistenza clsσC,AMM	200	N/cm2
Tensione di trazione σC=S/l·DE	7.64	N/cm2	Tensione di trazione σC=S/l·DE	7.72	N/cm2
Verifica alla resistenza del terreno σT<σT,AMM			Verifica alla resistenza del terreno σT<σT,AMM		
Peso del blocco GB	12949.2	N	Peso del blocco GB	12949	N
Area della base di appoggio Abase	1	m2	Area della base di appoggio Abase	1	m2
Pressione effettiva sul terreno σT	12949.2	N/m2	Pressione effettiva sul terreno σT	12949	N/m2
Portanza del terreno σT,AMM	40000	N/m2	Portanza del terreno σT,AMM	40000	N/m2

Curva n. 5			Curva n. 6		
Ipotesi: coesione = 0			Ipotesi: coesione = 0		
Angolo curva α	88	°	Angolo curva α	96	°
	1.54	rad		1.68	rad
Carico di esercizio h	30	m	Carico di esercizio h	30	m
Peso specifico acqua a 20°C γ_A	9790	N/m^3	Peso specifico acqua a 20°C γ_A	9790	N/m^3
Pressione di esercizio p_E	293700	N/m^2	Pressione di esercizio p_E	293700	N/m^2
	2.94	bar		2.94	bar
DN	250	mm	DN	250	mm
D_{INT}	220.4	mm	D_{INT}	220.4	mm
Sezione tubo A_T	0.044	m^2	Sezione tubo A_T	0.044	m^2
Altezza di rinterro h_R	0.65	m	Altezza di rinterro h_R	0.65	m
Profondità di scavo H	1.2	m	Profondità di scavo H	1.2	m
Tipo di terreno	Sabbia limosa	-	Tipo di terreno	Sabbia limosa	-
Angolo di attrito interno φ	30	°	Angolo di attrito interno φ	30	°
	0.52	rad		0.52	rad
Peso specifico del terreno γ_T	18000	N/m^3	Peso specifico del terreno γ_T	18000	N/m^3
Coefficiente di spinta passiva λ_P	3.00	-	Coefficiente di spinta passiva λ_P	3.00	-
Coefficiente attrito cls - terreno f	0.51	-	Coefficiente attrito cls - terreno f	0.51	-
Lunghezza L	1	m	Lunghezza L	1	m
Altezza h	0.6	m	Altezza h	0.6	m
Profondità h_1	1	m	Profondità h_1	1	m
Volume del blocco V	0.60	m^3	Volume del blocco V	0.60	m^3
Peso specifico clsγ_{CLS}	2200	kg/m^3	Peso specifico clsγ_{CLS}	2200	kg/m^3
Peso del blocco G_B	1.32	t	Peso del blocco G_B	1.32	t
Spinta idraulica S	20030	N	Spinta idraulica S	21428	N
Spinta passiva del terreno S_P	29160	N	Spinta passiva del terreno S_P	29160	N
Reazione di attrito del terreno $f \cdot G_B$	6598	N	Reazione di attrito del terreno $f \cdot G_B$	6598	N
Verifica allo scorrimento $S_{res}/S \geq \nu_S$			Verifica allo scorrimento $S_{res}/S \geq \nu_S$		
$1/S*[S_P+(f \cdot G_B)]$	1.79	-	$1/S*[S_P+(f \cdot G_B)]$	1.67	-
Coefficiente di sicurezza scorrimento ν_S		1.25	Coefficiente di sicurezza scorrimento ν_S		1.25
Verifica alla resistenza del cls$\sigma_C<\sigma_{C,AMM}$			Verifica alla resistenza del cls$\sigma_C<\sigma_{C,AMM}$		
Lunghezza minima contatto l	1	m	Lunghezza minima contatto l	1	m
Spinta idraulica S	20030	N	Spinta idraulica S	21428	N

Resistenza cls$\sigma_{C,AMM}$	200	N/cm^2	Resistenza cls$\sigma_{C,AMM}$	200	N/cm^2
Tensione di trazione $\sigma_C=S/l\cdot D_E$	8.01	N/cm^2	Tensione di trazione $\sigma_C=S/l\cdot D_E$	8.57	N/cm^2
Verifica alla resistenza del terreno $\sigma_T<\sigma_{T,AMM}$			Verifica alla resistenza del terreno $\sigma_T<\sigma_{T,AMM}$		
Peso del blocco G_B	12949.2	N	Peso del blocco G_B	12949.2	N
Area della base di appoggio A_{base}	1	m^2	Area della base di appoggio A_{base}	1	m^2
Pressione effettiva sul terreno σ_T	12949.2	N/m^2	Pressione effettiva sul terreno σ_T	12949.2	N/m^2
Portanza del terreno $\sigma_{T,AMM}$	40000	N/m^2	Portanza del terreno $\sigma_{T,AMM}$	40000	N/m^2

Curva n. 7			Curva n. 8		
Ipotesi: coesione = 0			Ipotesi: coesione = 0		
Angolo curva α	112	°	Angolo curva α	75	°
	1.95	rad		1.31	rad
Carico di esercizio h	30	m	Carico di esercizio h	30	m
Peso specifico acqua a 20°C γ_A	9790	N/m^3	Peso specifico acqua a 20°C γ_A	9790	N/m^3
Pressione di esercizio p_E	293700	N/m^2	Pressione di esercizio p_E	293700	N/m^2
	2.94	bar		2.94	bar
DN	250	mm	DN	250	mm
D_{INT}	220.4	mm	D_{INT}	220.4	mm
Sezione tubo A_T	0.044	m^2	Sezione tubo A_T	0.044	m^2
Altezza di rinterro h_R	0.65	m	Altezza di rinterro h_R	0.65	m
Profondità di scavo H	1.2	m	Profondità di scavo H	1.2	m
Tipo di terreno	Sabbia limosa	-	Tipo di terreno	Sabbia limosa	-
Angolo di attrito interno φ	30	°	Angolo di attrito interno φ	30	°
	0.52	rad		0.52	rad
Peso specifico del terreno γ_T	18000	N/m^3	Peso specifico del terreno γ_T	18000	N/m^3
Coefficiente di spinta passiva λ_P	3.00	-	Coefficiente di spinta passiva λ_P	3.00	-
Coefficiente attrito cls - terreno f	0.51	-	Coefficiente attrito cls - terreno f	0.51	-
Lunghezza L	1	m	Lunghezza L	1	m
Altezza h	0.6	m	Altezza h	0.6	m
Profondità h_1	1	m	Profondità h_1	1	m

Volume del blocco V	0.60	m^3	Volume del blocco V	0.60	m^3
Peso specifico cls γ_{CLS}	2200	kg/m^3	Peso specifico cls γ_{CLS}	2200	kg/m^3
Peso del blocco G_B	1.32	t	Peso del blocco G_B	1.32	t
Spinta idraulica S	23904	N	Spinta idraulica S	17553	N
Spinta passiva del terreno S_P	29160	N	Spinta passiva del terreno S_P	29160	N
Reazione di attrito del terreno $f \cdot G_B$	6598	N	Reazione di attrito del terreno $f \cdot G_B$	6598	N
Verifica allo scorrimento $S_{res}/S \geq \nu_S$			Verifica allo scorrimento $S_{res}/S \geq \nu_S$		
$1/S*[S_P+(f \cdot G_B)]$	1.50	-	$1/S*[S_P+(f \cdot G_B)]$	2.04	-
Coefficiente di sicurezza scorrimento ν_S		1.25	Coefficiente di sicurezza scorrimento ν_S		1.25
Verifica alla resistenza del cls $\sigma_C<\sigma_{C,AMM}$			Verifica alla resistenza del cls $\sigma_C<\sigma_{C,AMM}$		
Lunghezza minima contatto l	1	m	Lunghezza minima contatto l	1	m
Spinta idraulica S	23904	N	Spinta idraulica S	17553	N
Resistenza cls $\sigma_{C,AMM}$	200	N/cm^2	Resistenza cls $\sigma_{C,AMM}$	200	N/cm^2
Tensione di trazione $\sigma_C=S/l \cdot D_E$	9.56	N/cm^2	Tensione di trazione $\sigma_C=S/l \cdot D_E$	7.02	N/cm^2
Verifica alla resistenza del terreno $\sigma_T<\sigma_{T,AMM}$			Verifica alla resistenza del terreno $\sigma_T<\sigma_{T,AMM}$		
Peso del blocco G_B	12949.2	N	Peso del blocco G_B	12949	N
Area della base di appoggio A_{base}	1	m^2	Area della base di appoggio A_{base}	1	m^2
Pressione effettiva sul terreno σ_T	12949.2	N/m^2	Pressione effettiva sul terreno σ_T	12949	N/m^2
Portanza del terreno $\sigma_{T,AMM}$	40000	N/m^2	Portanza del terreno $\sigma_{T,AMM}$	40000	N/m^2

Raccordo plano-altimetrico n.1			Raccordo plano-altimetrico n.2		
Ipotesi: coesione = 0			Ipotesi: coesione = 0		
Angolo curva α	90	°	Angolo curva α	90	°
	1.57	rad		1.57	rad
Carico di esercizio h	30	m	Carico di esercizio h	30	m
Peso specifico acqua a 20°C γ_A	9790	N/m^3	Peso specifico acqua a 20°C γ_A	9790	N/m^3
Pressione di esercizio p_E	293700	N/m^2	Pressione di esercizio p_E	293700	N/m^2
	2.94	bar		2.94	bar
DN	250	mm	DN	250	mm
D_{INT}	220.4	mm	D_{INT}	220.4	mm
Sezione tubo A_T	0.044	m^2	Sezione tubo A_T	0.044	m^2

Altezza di rinterro h_R	1	m	Altezza di rinterro h_R	1	m
Profondità di scavo H	2	m	Profondità di scavo H	2	m
Tipo di terreno	Sabbia limosa	-	Tipo di terreno	Sabbia limosa	-
Angolo di attrito interno φ	30	°	Angolo di attrito interno φ	30	°
	0.52	rad		0.52	rad
Peso specifico del terreno γ_T	18000	N/m^3	Peso specifico del terreno γ_T	18000	N/m^3
Coefficiente di spinta passiva λ_P	3.00	-	Coefficiente di spinta passiva λ_P	3.00	-
Coefficiente attrito cls - terreno f	0.51	-	Coefficiente attrito cls - terreno f	0.51	-
Lunghezza L	1	m	Lunghezza L	1	m
Altezza h	1	m	Altezza h	1	m
Profondità h_1	1	m	Profondità h_1	1	m
Volume del blocco V	1.00	m^3	Volume del blocco V	1.00	m^3
Peso specifico clsγ_{CLS}	2200	kg/m^3	Peso specifico clsγ_{CLS}	2200	kg/m^3
Peso del blocco G_B	2.2	t	Peso del blocco G_B	2.2	t
Spinta idraulica S	20389	N	Spinta idraulica S	20389	N
Spinta passiva del terreno S_P	81000	N	Spinta passiva del terreno S_P	81000	N
Reazione di attrito del terreno $f \cdot G_B$	10997	N	Reazione di attrito del terreno $f \cdot G_B$	10997	N
Verifica allo scorrimento $S_{res}/S \geq \nu_S$			Verifica allo scorrimento $S_{res}/S \geq \nu_S$		
$1/S*[S_P+(f \cdot G_B)]$	4.51	-	$1/S*[S_P+(f \cdot G_B)]$	4.51	-
Coefficiente di sicurezza scorrimento ν_S		1.25	Coefficiente di sicurezza scorrimento ν_S		1.25
Verifica alla resistenza del cls$\sigma_C<\sigma_{C,AMM}$			Verifica alla resistenza del cls$\sigma_C<\sigma_{C,AMM}$		
Lunghezza minima contatto l	1	m	Lunghezza minima contatto l	1	m
Spinta idraulica S	20389	N	Spinta idraulica S	20389	N
Resistenza cls$\sigma_{C,AMM}$	200	N/cm^2	Resistenza cls$\sigma_{C,AMM}$	200	N/cm^2
Tensione di trazione $\sigma_C=S/l \cdot D_E$	8.16	N/cm^2	Tensione di trazione $\sigma_C=S/l \cdot D_E$	8.16	N/cm^2
Verifica alla resistenza del terreno $\sigma_T<\sigma_{T,AMM}$			Verifica alla resistenza del terreno $\sigma_T<\sigma_{T,AMM}$		
Peso del blocco G_B	21582	N	Peso del blocco G_B	21582	N
Area della base di appoggio A_{base}	1	m^2	Area della base di appoggio A_{base}	1	m^2
Pressione effettiva sul terreno σ_T	21582	N/m^2	Pressione effettiva sul terreno σ_T	21582	N/m^2
Portanza del terreno $\sigma_{T,AMM}$	40000	N/m^2	Portanza del terreno $\sigma_{T,AMM}$	40000	N/m^2

Il Responsabile del Procedimento	Gruppo Progettisti	Progettisti esterni
Ing Benvenuto Roberto	Ing. Elisa Totti	Ing. Francesco Borrelli
	Geom. Angela Nencioni	Ing. Giulio Passarini
	Ing. Vannucci Giorgio	
	Ing. Riccardo Benifei	
	Geol. Marco Casini	