Funded by the European Union NextGenerationEU

consorzio di bonifica di piacenza

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Italiadomani PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA

Strada Val Nure 3 – 29122 Piacenza

Titolo del programma:

PNRR MISSIONE 2 COMPONENTE 4 (M2C4).
Investimenti in infrastrutture idriche primarie per la sicurezza dell'approvigionamento idrico dell'investimento 4.1, Missione 2, Componente C4 del Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR)

Titolo intervento:

Distretto irriguo Arda: rete di invasi Caolzio-Molinazzo-Moronasco sottesi alla diga di Mignano
LOTTO 2 - INVASO MOLINAZZO

Decreto di finanziamento: **MIMS - R. 0000517 in data 16-12-2021**

Soggetto attuatore: **CONSORZIO DI BONIFICA DI PIACENZA**

Localizzazione: Comuni di **CASTELL' ARQUATO** E **ALSENO** - Prov. di **Piacenza** - Regione **Emilia Romagna**

PROGETTO ESECUTIVO

Importo complessivo:
€ 11.000.000,00
COD. LOC: **00405**
CUP: **G17B20007720005**

Attività	Soggetto	Ente/Oe
PROGETTAZIONE		
Coordinatore dellla progettazione:	Ing. D. CASTELLI	STECI s.r.l.
GRUPPO DI PROGETTAZIONE		
Progettazione:	Ing. D. CASTELLI	STECI s.r.l.
Progetto idraulico:		
Elaborati grafici:		
Stime analitiche costo di costruzione:		
Sicurezza:		
Studio agronomico:		
COLLABORAZIONE		
Rilievi topografici:		
Sistemi telecontrollo:		
Sistema di esecuzione:		
Assistenza tecnico amministrativa:		

Redatto da:

STECI
SOCIETA' DI INGEGNERIA s.r.l.
13100 VERCELLI - C.so Liberta`, 162
Tel. +39 0161 215335 - Fax +39 0161 259070
email: info@stecisrl.it - pec: steci@pec.stecisrl.it

(Dott. Ing. Domenico CASTELLI)

L'impresa appaltatrice:

SOMOTER s.r.l.
Via XI Settembre, 23 - Tel. 0171 266268
12011 BORGO SAN DALMAZZO (CN)
Partita IVA: 00604240042

RUP:
ARCH. PIERANGELO CARBONE

Gruppo Elaborati: **LOTTO 2**

Titolo:

Relazione idraulica

ELABORATO NUM.:
R12

DATA:
GENNAIO 2024

LIV. PROG:	LOTTO:	DOC:	PROGR:	TAV:	SCALA:	REV:	CODICE ELABORATI:
PE	2	.	.	.	.	1	.

Revisione:	Descrizione:	Redatto:	Data:	Verificato:	Data:	Approvato:	Data:
4							
3							
2							
1	RECEPIMENTO REPORT DI VERIFICA N°1 DEL 23-05-2024	STECI s.r.l.	GIUGNO 2024				
0	EMISSIONE		MARZO 2024				

URBER 5 della Bonifica

ANBI ASSOCIAZIONE NAZIONALE BONIFICHE IRRIGAZIONI

1 PREMESSA 2

2 INQUADRAMENTO E STUDIO IDROLOGICO 7

2.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO 8
2.2 LOCALIZZAZIONE DELL'INVASO DA REALIZZARE 10
2.3 STUDIO IDROLOGICO DEL BACINO DI CARICO 12
2.4 BACINO SOTTESO ALL'INVASO 15

3 PROGETTAZIONE IDRAULICA 17

3.1 FUNZIONAMENTO IDRAULICO E QUOTE DI PROGETTO 17
3.2 RETE DI ADDUZIONE 20
3.3 INVASO 31
3.4 MANUFATTI IDRAULICI DI REGOLAZIONE E SCARICO INVASO 49
3.5 RETE DI DISTRIBUZIONE 1

4 ANALISI STATICA DELLE CONDOTTE IN PROGETTO 4

4.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 4
4.2 VALORI DELLE PRESSIONI IN TUBAZIONE 5
4.3 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI 6
4.4 CALCOLO DEL MASSIMO CARICO VERTICALE DA RINTERRO 7
4.5 CALCOLO DELLE AZIONI DOVUTE AI CARICHI VARIABILI FISSI E MOBILI IN SUPERFICIE 10
4.6 CALCOLO DELLE PRESSIONI PER PESO PROPRIO E FLUIDO ALL'INTERNO DELLA TUBAZIONE 11
4.7 CALCOLO E VERIFICA STATICA DELLA CONDOTTA SECONDO LA TEORIA DI DE SAEDELEER 11
4.8 CALCOLO DELLE PRESSIONI DI PROGETTO SLU (SECONDO D.M. 17/01/2018) 14
4.9 CALCOLO DELLA PRESSIONE EQUIVALENTE p_0 17
4.10 VERIFICA DELLO SPESSORE DELLA TUBAZIONE 18
4.11 VERIFICA MASSIME DEFORMAZIONI PER OVALIZZAZIONE DELLA SEZIONE (SLE) 18
4.12 VERIFICA ALL'INSTABILITÀ ELASTICA PER DEPRESSIONE INTERNA 21
4.13 CALCOLO STATICO DELLE CONDOTTE DI ADDUZIONE E DI SCARICO/ DISTRIBUZIONE 26

5 VERIFICA ALL'AZIONE SISMICA DELLA CONDOTTA 56

5.1 DATI DI CALCOLO 56
5.2 VERIFICA ALLO SCUOTIMENTO SISMICO 63
5.3 SINTESI DI CALCOLO E CONCLUSIONI 73

6 SFIORO E SCARICO IN CONDIZIONI DI EMERGENZA 82

7 VALUTAZIONE DELLE CONSEGUENZE IN IPOTESI DI COLLASSO DELL'INVASO 84

1 PREMESSA

Il Consorzio di Bonifica di Piacenza gestisce l'irrigazione collettiva piacentina da circa un secolo sul territorio di 55.400 ha del distretto idrografico padano compreso fra l'appennino emiliano e il Po.

L'attuale Consorzio di Bonifica è stato riordinato dalla Regione Emilia Romagna con la L.R. 24-4-2009, n. 5 e accorpa i preesistenti 2 Consorzi di bonifica piacentini (di est e di ovest) che già a seguito dei riordini degli anni '80 accorpavano i consorzi irrigui costituiti per la costruzione delle dighe del Molato (Consorzio irriguo val Tidone, 1917) e di Mignano (Consorzio irriguo val d'Arda, 1919), per l'unificazione degli antichi consorzi di Rivo (Consorzio dei Rivi di Destra del Trebbia, 1923 e Consorzio Generale Acque Trebbia, 1952) e per lo sfruttamento irriguo del Po in previsione della costruzione dello sbarramento Isola Serafini degli anni '60 (Basso Piacentino, 1953).

Il Consorzio nel periodo più recente con risorse proprie e grazie a investimenti del MIPAAF e del MEF (pianificazione UE 2007-2013), ha modernizzato gli schemi irrigui Tidone e Trebbia e ha in corso la ristrutturazione del sistema di automazione e telecontrollo dello schema irriguo del Basso Piacentino (BP). Gli interventi realizzati hanno ridotto le perdite e migliorato i rendimenti degli schemi Tidone e Trebbia. Quelli in corso nel BP sono orientati a ridurre i consumi energetici degli impianti di sollevamento mediante il bilanciamento del rapporto domanda/offerta irrigua.

Il Consorzio di Bonifica di Piacenza per consolidare la modernizzazione infrastrutturale e gestionale delle risorse idriche intrapresa nel settore irriguo intende utilizzare le risorse economiche rese disponibili dalla programmazione UE 2014-2020 orientate a implementare le strategie fissate da Europa 20-20-20: incremento dell'occupazione, R&S, adattamento ai cambiamenti climatici, istruzione e conoscenza, lotta a alla povertà.

L'Unione Europea con il Regolamento n. 1305/2013 ha previsto misure di cofinanziamento dei progetti di infrastrutture irrigue compatibili con gli obiettivi indicati nei Programmi di Sviluppo Rurale 2014-2020 (PSR) redatti a cura degli Stati membri.

Il Consorzio di Bonifica di Piacenza con le deliberazioni di Comitato Amministrativo n. 264 del 11-10-2017 ha individuato i progetti di infrastrutture irrigue da candidare ai bandi di finanziamento del

PSRR regionale per rendere più efficiente l'uso dell'acqua nell'agricoltura e aumentare l'efficienza delle risorse idriche.

L'ufficio tecnico del Consorzio in data 31-10-2017 ha redatto il documento progettuale denominato "PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA INVASO IRRIGUO PRESSO LOC. MOLINAZZO (PC)", a firma dell'ing. Francesco Mantese ai fini dell'inserimento dell'opera nella programmazione triennale dei lavori pubblici del Consorzio di Bonifica di Piacenza.

Il documento progettuale è stato approvato dal Comitato Amministrativo del Consorzio con la deliberazione n. 324 in data 15-11-2017, ai fini dell'inserimento dell'opera nella programmazione triennale delle opere pubbliche consortili, nominando RUP l'ingegner Francesco Mantese, Il Consiglio di Amministrazione del Consorzio ha quindi aggiornato il Programma Triennale delle OO.PP. consortili 2017-2018-2019, inserendo l'opera in oggetto, con la deliberazione di Consiglio di Amministrazione n. 19 in data 24-11-2017.

L'opera è inoltre stata confermata nel Programma Triennale delle OO.PP. consortili 2018-2019-2020, approvato con la deliberazione di Consiglio di Amministrazione n. 20 in data 24-11-2017.

L'Ufficio tecnico del Consorzio ha, quindi, redatto il Progetto definitivo dell'opera sulla base del PFTE aggiornato con il grado di approfondimento progettuale previsto dal D.Lgs. n. 50/2016.

Il Progetto definitivo durante la fase di redazione è stato, quindi, verificato "in progress" dalla società Promoter Srl di Piacenza.

Il Consorzio di Bonifica di Piacenza nel 2018 ha partecipato al bando regionale di finanziamento, emanato dalla Regione Emilia Romagna, "*Programma di sviluppo rurale 2014-2020, Misura 4, tipo operazione 4.3.02, Infrastrutture irrigue*" candidando al finanziamento i tre seguenti progetti di invasi irrigui, afferenti lo schema irriguo Arda sotteso alla diga di Mignano (PC):

- invaso di Caolzio (Comune di Castell'Arquato), con capacità d'invaso di 100.200 m^3, per un costo complessivo dell'opera di € 2.640.000,00;
- invaso di Molinazzo (Comune di Alseno), con capacità d'invaso di 203.000 m^3, per un costo complessivo dell'opera di € 3.870.000,00;

- invaso di Moronasco (Comune di Alseno), con capacità d'invaso di 133.000 m^3, per un costo complessivo dell'opera di € 3.460.000,00;

I progetti definitivi di dette opere sono stati sottoposti a Valutazione di impatto ambientale e nel 2019 hanno tutti conseguito l'approvazione finale del Procedimento Autorizzatorio Unico di Valutazione di Impatto Ambientale (PAUR VIA) da parte della Regione Emilia Romagna.

A causa delle prescrizioni costruttive imposte dalla Conferenza di servizi in sede di VIA, il costo delle opere progettate è risultato più oneroso rispetto a quanto presunto in sede di progettazione definitiva. Per questo motivo il Consorzio, considerate le sfavorevoli condizioni generali di finanziamento ha rinunciato al finanziamento, in quanto la quota a carico Consorzio risultava eccedere la capacità di indebitamento dell'Ente.

Nel luglio 2020 il MIT avviava la programmazione del Piano nazionale invasi 2020-2029 e il Consorzio di Piacenza, in riscontro alla richiesta dell'Autorità distrettuale del fiume Po, segnalava la possibilità di realizzare l'investimento di 11 milioni di euro, per la realizzazione strategica di tutti e tre gli invasi sopra richiamati, anche in risposta alla recente crisi idrica del 2017 che, proprio in Val d'Arda, vedeva l'avvio della stagione irrigua con l'invaso della diga di Mignano completamente in secca.

Il Consorzio trasmetteva, quindi, la scheda-progetto aggregando in un unico quadro economico di 11 milioni di euro complessivi i tre progetti degli invasi irrigui. In tale costo risultavano così compresi anche i maggiori costi determinati dalle prescrizioni impartite dalla regione in sede di approvazione finale di ciascuna Valutazione di impatto ambientale.

Il Ministero delle Infrastrutture e della Mobilità Sostenibile (MIMS) con il Decreto n. 0000517 del 16.12.2021 ha approvato gli elenchi di opere classificate nei tre Allegati 1, 2 e 3, finanziabili in attuazione di quanto previsto dal Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza, le risorse destinate alla misura M2C4 - I4.1 "*Investimenti in infrastrutture idriche primarie per la sicurezza dell'approvvigionamento idrico*" e il presente intervento è compreso nell'Allegato 1 al decreto quale opera finanziabile identificata al n. 5 avente per titolo "*Distretto irriguo Arda: rete di invasi Caolzio-Molinazzo-Moronasco sottesi alla diga di Mignano*".

Al fine di rendere immediatamente disponibile la realizzazione degli interventi, il Consorzio intende procedere alla fase esecutiva delle opere mediante la forma dell'appalto integrato, suddividendo l'appalto in tre lotti funzionali, corrispondenti a ciascun singolo invaso.

La scelta dell'appalto integrato è stata motivata da:

- disponibilità immediata delle risorse del PNRR;
- semplificazione della procedura introdotta dalla legge 29 luglio 2021, n. 108, art. 48, c. 5;
- disponibilità del progetto definitivo verificato, conforme a quanto previsto dal Codice dei contratti;
- disponibilità di diversi elaborati sviluppati a livello esecutivo richiesti dagli Enti sovra ordinati in sede di Conferenza di servizi di VIA;
- disponibilità di tutte le autorizzazioni necessarie per poter eseguire i lavori conseguite in sede di approvazione della procedura di Valutazione di impatto ambientale dell'opera.

Il Consorzio ha, pertanto, avviato la gara d'appalto sulla base della Revisione 2022 del progetto definitivo (aggiornamento prezzi da prezziario infrannuale 2022), integrato dai diversi elaborati esecutivi prodotti in sede di VIA, la quale ha visto aggiudicatario il raggruppamento temporaneo in modalità avvalimento costituito da Somoter Srl (impresa partecipante – avvalente) – STECI Srl (studio di progettazione – ausiliaria).

Il presente progetto è soggetto a Valutazione di Impatto Ambientale in quanto ricadente nella tipologia individuata nell'allegato "A1" di cui all'art. 4, comma 1) lett. A) della Legge Regionale n. 4 del 20-4-2018. In data 25-10-2018 la Regione Emilia Romagna, Servizio Valutazione Impatto e Promozione Sostenibilità Ambientale, ha trasmesso al Consorzio di Bonifica di Piacenza le richieste integrative alla documentazione presentata per l'attivazione della procedura di VIA, pervenute da parte di alcuni degli Enti facenti parte della Conferenza di Servizi.

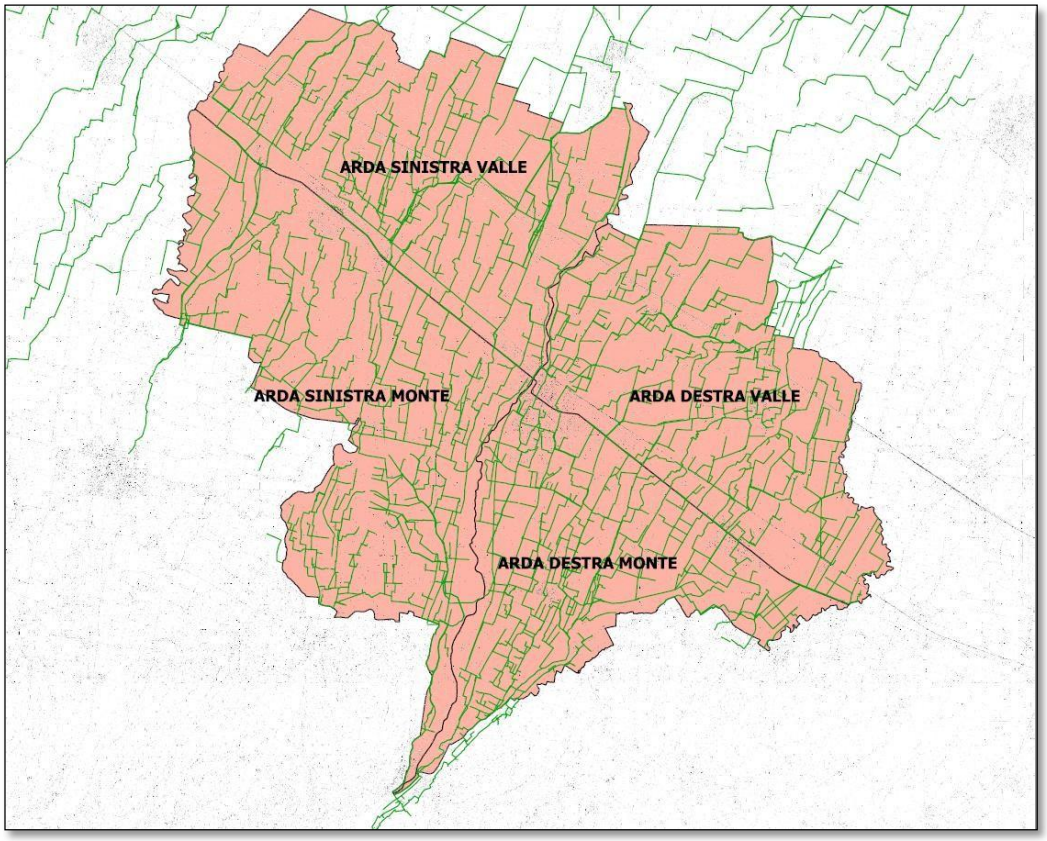
La presente Relazione idraulica è stata quindi revisionata per ottemperare alle richieste di cui sopra. In particolare sono stati aggiunti due paragrafi alla fine della relazione, denominati:

- Sfioro e scarico in condizioni di emergenza;
- Valutazione delle conseguenze in ipotesi di collasso dell'invaso.

È stato inoltre prodotto l'Allegato 1 alla presente relazione, in cui è riportata in planimetria la valutazione delle aree allagabili a seguito della rottura arginale.

2 INQUADRAMENTO E STUDIO IDROLOGICO

Il presente elaborato racchiude la progettazione idraulica degli elementi che costituiscono l'invaso in oggetto. L'invaso insiste nello schema irriguo censito nel database nazionale SIGRIAN, denominato Arda.



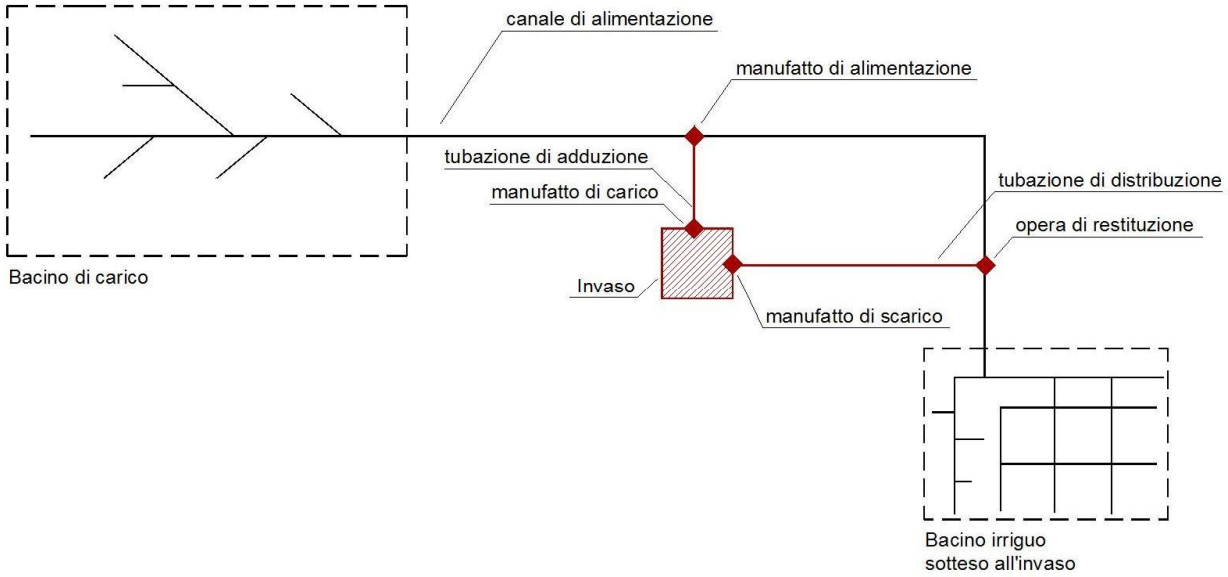
Comprensorio irriguo Val d'Arda

Lo schema è dettagliatamente illustrato nella Relazione Generale di progetto.

2.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

Il progetto riguarda la realizzazione di un invaso ad uso irriguo che consente di immagazzinare la risorsa idrica per poterla utilizzare nei periodi di carenza e deficit della risorsa stessa.

Il funzionamento dell'opera in progetto è schematizzato come segue:



Gli elementi progettuali possono essere raggruppati nelle seguenti categorie:

- opere generali;
- rete di adduzione;
- invaso;
- rete di distribuzione.

Le opere generali comprendono tutte le attività di preparazione propedeutiche allo svolgimento dei lavori di realizzazione delle opere in progetto, come l'allestimento del cantiere, i rilievi e i tracciamenti vari.

La rete di adduzione consente di derivare le acque e convogliarle verso l'invaso in progetto ed è costituita dai seguenti elementi:

- canale di alimentazione esistente, è il canale consortile che raccoglie le acque di precipitazione sul bacino imbrifero sotteso dall'invaso;
- manufatto di alimentazione, è l'opera di presa che consente di alimentare l'invaso. È costituito da un sistema di 2 paratoie per regolare il livello idrico nel canale di derivazione, da un pozzetto prefabbricato ispezionabile e da una tubazione di adduzione che parte dal pozzetto stesso.

L'invaso è l'opera che consente di stoccare il volume idrico necessario ai fini irrigui ed è costituito daiseguenti elementi:

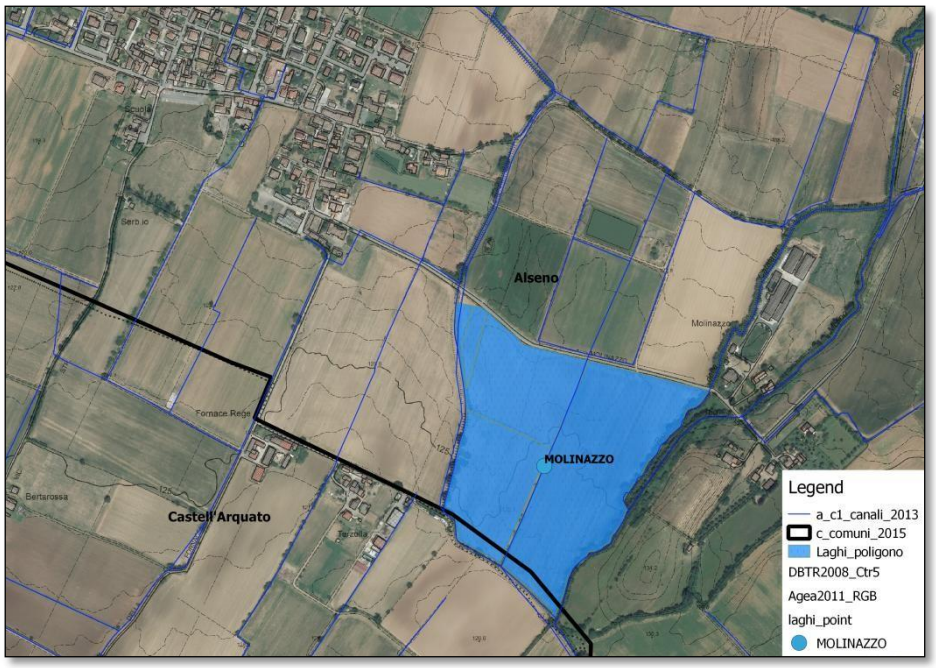
- manufatto di carico, è l'opera che consente di caricare l'invaso in progetto. È localizzato a monte del rilevato arginale dell'invaso ed è costituito da n. 2 pozzetti prefabbricati ispezionabili dotati di valvola di regolazione e misuratore di portata elettromagnetico, una tubazione in pressione annegata in una trave in c.a. (in quanto attraversa l'argine in terra, al di sotto del suo piano di fondazione) e da una scogliera in massi intasati a protezione della sponda e del fondo dell'invaso nel punto di immissione della tubazione stessa;
- bacino di accumulo, è la parte dell'invaso che viene realizzata tramite scavo del terreno in sito e realizzazione di apposito strato impermeabile;
- rilevato arginale, è la parte dell'invaso che viene realizzata in rilevato tramite riporto e compattazione di idoneo terreno. La sponda interna del rilevato è protetta tramite un apposito strato impermeabile e rete antinutrie;
- manufatto di scarico, è l'opera che consente di svasare il volume idrico accumulato nella vasca. La realizzazione di tale manufatto prevede la posa in opera di una tubazione in pressione annegata in una trave in c.a. (in quanto attraversa l'argine in terra, al di sotto del suo piano di fondazione) e la costruzione di una struttura di protezione localizzata della scarpata in c.a. su cui fissare una griglia per evitare l'intasamento della tubazione stessa;
- manufatto di scarico di superficie, realizzato tramite un localizzato abbassamento della sommità del rilevato arginale fino alla quota di massima regolazione. È costituito da una soglia tracimabile in massi intasati e da un canale fugatore a cielo aperto che allontana le acque di sfioro verso il primo ricettore a disposizione.

La rete di distribuzione consente di utilizzare le acque dell'invaso recapitandole verso la rete di canali consortili che convogliano le acque all'utenza. È costituita da una tubazione di distribuzione che collega lo scarico dell'invaso con la tubazione Principale di Destra, tramite l'immissione in apposita opera di restituzione sita in località le Castellane.

2.2 LOCALIZZAZIONE DELL'INVASO DA REALIZZARE

L'invaso in progetto sarà realizzato in località Molinazzo di Lusurasco, in comune di Alseno (PC):

- coordinate nel sistema di riferimento adottato dalla regione Emilia-Romagna: ETRS89 / UTM zone 32N **(EPSG 25832):** X = 572305,89 - Y = 4970285,70;
- riferimenti catastali: mappali n. 32-33-42-70-71-87 del foglio n. 28 del comune di Alseno.



Localizzazione invaso in progetto

Il territorio interessato dall'intervento è localizzato all'intero del distretto irriguo consortile della Val d'Arda. Tale territorio ha come baricentro l'area urbana di Fiorenzuola. A sud i distretti partono dal limite della collina e seguono la destra e la sinistra Arda. L'asse della Via Emilia direzione NO-SE assieme all'asta fluviale dell'Arda suddividono il comprensorio in quattro aree di analoga estensione territoriale. Lo schema irriguo mappato nel portale nazionale SIGRIAN prevede pertanto la suddivisione

del comprensorio irriguo Arda in quattro distretti divisi secondo la destra e sinistra del torrente Arda e secondo la giacitura posta a monte e a valle della via Emilia:

- Sinistra Monte;
- Sinistra Valle;
- Destra Monte;
- Destra Valle.

La classificazione funzionale corrisponde ai seguenti parametri:

- la classificazione rispetto alla destra e sinistra del torrente Arda rispetta il riparto delle acque che dalla traversa di Castell'Arquato mediante i due canali dispensatori principali, il Canale della Sforzesca in sinistra e il Canale Principale di Destra in destra, alimenta i due comparti;
- la classificazione rispetto alla via Emilia (a monte e a valle) rispetta la diversa percorrenza delle acque che determina la condizione di criticità a valle della via Emilia, dovuta alla distanza dei due comparti rispetto all'opera di presa (traversa di Castell'Arquato).

I comizi irrigui costituiscono un'ulteriore suddivisione del comprensorio irriguo Arda in funzione della rete di distribuzione delle acque. Il presente progetto beneficerà alcuni comizi della Destra Arda.

2.3 STUDIO IDROLOGICO DEL BACINO DI CARICO

Coerentemente con quanto espresso dal fabbisogno F.18 dell'operazione 4.3.02 del bando "aumentare l'efficienza delle risorse idriche", l'invaso in progetto favorisce l'accumulo della risorsa idrica nei periodi in cui la stessa è maggiormente disponibile ovvero nel periodo invernale, dal mese di ottobre al mese di aprile, ed essere impiegato come riserva idrica nei mesi irrigui (maggio-settembre). Le precipitazioni meteoriche che si abbattono sul bacino imbrifero sotteso dall'invaso vengono raccolte tramite la rete di colatori presenti sul territorio e trasformate in deflussi superficiali.

Il calcolo del volume utile d'invaso è correlato alla capacità del bacino imbrifero di riempire il serbatoio in progetto, che viene valutata tramite l'analisi idrologica proposta nel presente paragrafo. La scala di riferimento per le valutazioni idrologiche affrontate è quella del bacino imbrifero sotteso dall'invaso (bacino di carico). Il bacino è stato tracciato con l'ausilio del software Q-Gis sulla base dei dati cartografici a disposizione, ovvero CTR in scala 1:5.000 e rete dei canali consortili (shapefile), come riportato nell'allegato alla presente relazione.

Dal momento che l'invaso è ubicato lungo un corso d'acqua di cui non si hanno a disposizione delle misure di portata, per il calcolo degli apporti idrici si fa affidamento ai dati pluviometrici. La stazione pluviometrica più significativa nell'intorno dell'invaso in progetto risulta essere quella della Diga di Mignano. I dati climatici della stazione di riferimento sono stati reperiti tramite il Sistema Dext3r del Servizio Idrometeorologico dell'ARPA-SIM, assumendo come riferimento per il calcolo i valori registrati negli ultimi 10 anni, dal 2006 al 2015 (durante il 2016 non è stato possibile reperire tali dati).

Si riporta di seguito il campione di precipitazioni cumulate a scala mensili, indicandone la media sugli ultimi 10 anni:

Precipitazioni mensili area intervento (mm)												
Anno	Gen	Feb	Mar	Apr	Mag	Giu	Lug	Ago	Set	Ott	Nov	Dic
2006	37,4	62,2	27,2	60,2	39,0	1,8	24,8	126,0	197,0	27,2	26,2	42,4
2007	22,4	46,8	125,6	23,2	81,8	136,2	0,0	53,0	29,8	137,0	128,0	4,8
2008	766,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2009	65,6	79,4	102,6	255,4	4,6	47,6	26,6	29,8	87,2	38,0	179,6	54,2
2010	20,8	62,2	76,2	146,2	120,4	145,4	34,4	99,8	69,8	207,0	176,2	64,4
2011	15,8	45,6	105,8	11,8	23,2	100,8	74,0	0,6	59,2	79,4	125,4	8,0
2012	22,4	0,0	27,6	100,2	98,0	33,6	17,0	11,6	105,0	100,2	136,4	12,4
2013	2,6	22,8	135,8	122,2	102,0	33,4	6,4	35,8	47,0	172,0	137,2	44,0
2014	146,4	143,8	109,0	118,8	55,4	78,8	99,0	61,8	34,8	73,4	126,8	53,0
2015	21,8	90,4	147,4	86,8	20,6	32,2	37,8	94,8	133,4	74,8	36,8	3,0
MEDIA	39,5	61,5	95,2	102,8	60,6	67,8	35,6	57,0	84,8	101,0	119,2	31,8

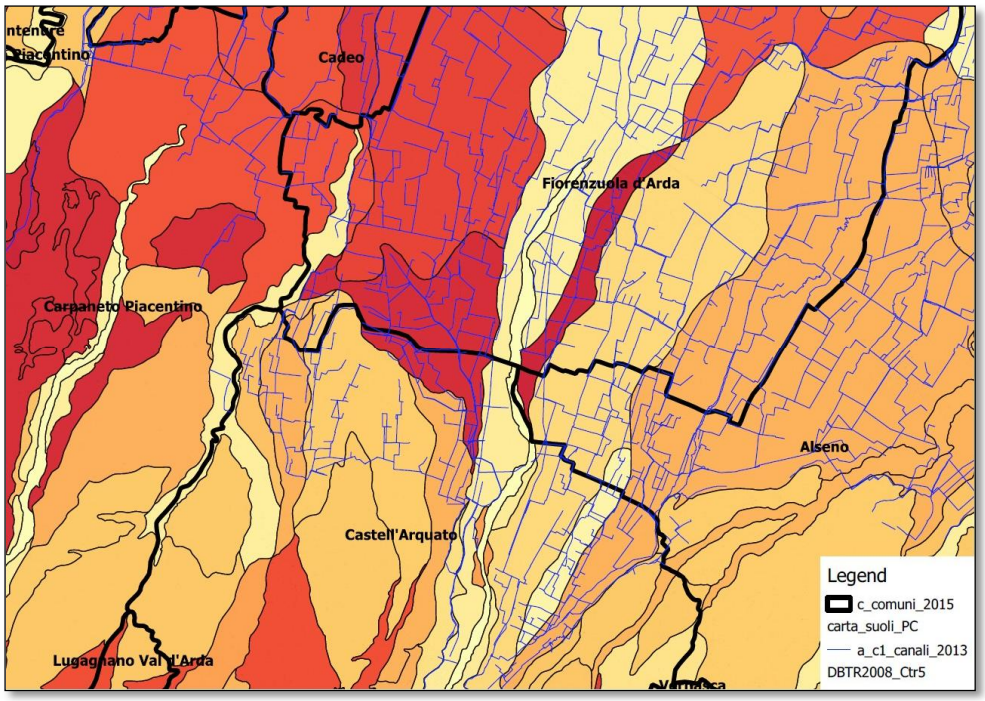
La precipitazione annuale media sui 10 anni è pari a circa 857 mm (dal calcolo è stato escluso l'anno 2008 per mancanza di dati registrati). L'invaso è progettato per essere caricato nel periodo invernale, dal mese di ottobre al mese di aprile, ed essere impiegato come riserva idrica nei mesi irrigui (maggio-settembre). La precipitazione invernale media sugli ultimi 10 anni è quindi pari a circa 551 mm.

È stato quindi applicato un modello di trasformazione afflussi-deflussi, che consente di stimare i deflussi sulla base delle precipitazioni che si abbattono sul bacino imbrifero. Si ipotizza che il deflusso medio sia pari alla precipitazione netta sul bacino, ottenuta depurando le precipitazioni dalle perdite per infiltrazione nel terreno. Al fine della valutazione delle perdite per infiltrazione nel terreno si è valutato il coefficiente di afflusso medio, definito come il rapporto tra la precipitazione efficace e quella totale. Si decide per semplicità di adottare un unico coefficiente costante durante l'evento pluviometrico, che quindi dipende dalle caratteristiche del bacino imbrifero, come riporta la seguente tabella:

Caratteristiche del bacino			Coefficiente di afflusso Φ		
Manto vegetale	Morfologia del suolo	Pendenza dell'asta principale (%)	Terreno con sabbia grossa	Terreno con argilla e limo	Terreno con argilla compatta
Bosco	pianeggiante	0-5	0,10	0,30	0,40
	ondulato	5-10	0,25	0,35	0,50
	montuoso	10-30	0,30	0,50	0,60
Pascolo	pianeggiante	0-5	0,10	0,30	0,40
	ondulato	5-10	0,16	0,36	0,55
	montuoso	10-30	0,22	0,42	0,60
Coltivato	pianeggiante	0-5	0,30	0,50	0,60
	ondulato	5-10	0,40	0,60	0,70
	montuoso	10-30	0,52	0,72	0,82

Tabella coefficienti di deflusso, Frevert

Sulla base delle informazioni a disposizione sulla tessitura dei terreni del bacino idraulico di carico, ricavate tramite la "Carta dei suoli" della Regione Emilia-Romagna, e sulla presenza di infrastrutture e centri abitati, è stato valutato un coefficiente medio di afflusso pari a 0,3.



Estratto della "Carta dei suoli" della Regione Emilia Romagna

Si riporta di seguito la stima della capacità di accumulo dell'invaso in progetto:

Invaso	Pluviometro	Superficie bacino imbrifero	Precipitazione	Precipitazione	Coefficiente deflusso medio Φ	Capacità di accumulo
		(ha)	(mm)	(mc/ha)	(-)	(mc)
MOLINAZZO	Diga Mignano	176	551	5.510	0,3	290.928

2.4 BACINO SOTTESO ALL'INVASO

L'invaso consentirà di migliorare il soddisfacimento idrico delle colture presenti nell'areale irriguo che lo stesso sottende, pur senza il raggiungimento della piena irrigazione. Tale comprensorio irriguo è stato tracciato su supporto cartografico digitale, includendo i terreni che potranno essere serviti dal bacino di accumulo in progetto. L'areale individuato è stato compiutamente descritto, come riportato nell'Allegato 4 del bando di selezione, indicando le seguenti informazioni:

- tipologie di colture presenti e relative superfici in termini di S.A.U.;
- fabbisogno delle colture;
- stima dei volumi irrigui stagionali normalmente applicati;
- metodo irriguo impiegato.

Il Canale Emiliano Romagnolo (CER), dal 2007 in forza di una convenzione con la Regione Emilia Romagna rende disponibili ai diversi Consorzi di Bonifica la "cartografia digitalizzata sull'uso reale del suolo" realizzata in ambiente geodatabase standard ESRI. La cartografia di base utilizzata da CER per la produzione della carta è quella catastale vettoriale. L'unità di base delle analisi e delle restituzioni dell'uso reale del suolo è costituita dalla particella catastale. La procedura implementata da CER è finalizzata ad aggregare un insieme coerente di dati spaziali e aspaziali selezionati per descrivere l'uso del suolo agricolo e la distribuzione reale delle colture. Ad ogni particella catastale sono associati gli attributi relativi al gruppo colturale di appartenenza integrando gli elementi conoscitivi desunti dal telerilevamento satellitare della Regione Emilia Romagna iColt e le basi dati delle dichiarazioni AGREA. La Carta dell'uso reale del suolo, date le procedure di elaborazione, è resa disponibile generalmente nel mese di settembre dell'anno in corso.

Le informazioni sulle tipologie di colture presenti nell'areale irriguo, pertanto, sono state desunte tramite estrazione dalla banca dati della Carta dell'uso reale del suolo (media del quinquennio 2012-2016).

Le superfici riferite alle colture sono state espresse in termini di S.A.U. tramite le informazioni cartografiche a disposizione del consorzio di bonifica.

Il calcolo delle necessità irrigue complessive del comprensorio irriguo è stato ottenuto moltiplicando le superfici delle colture irrigue attualmente utilizzate per i relativi volumi mensili irrigui standardizzati (fabbisogni), riportati nella seguente tabella allegata al bando:

Classe di idroesigenza	Coltura	Maggio	Giugno	Luglio	Agosto	Settembre	Totale
CLASSE I (1000 m^3/ha)	Mandorlo	350					350
	Cereali autunno vernini	350					350
	Loto			300	300	300	900
	Sorgo		450	450			900
	Girasole		450	450			900
	Colture da seme	350	650				1000
CLASSE II (2000 m^3/ha)	Olivo		350	450	350		1150
	Vite			800	450		1250
	Bietola	750	500	300			1550
	Soia		350	1300			1650
	Albicocco	300	900	350	350		1900
	Ciliegio	300	900	350	350		1900
	Patata	700	1000	300			2000
CLASSE III (3000 m^3/ha)	Fragola	450	550		1100	350	2450
	Prati di foraggere	150	650	850	650	250	2550
	Altre ortive	550	550	550	550	550	2750
	Altre colture	550	550	550	550	550	2750
	Cipolla	800	1050	900			2750
	Melone		900	1500	350		2750
	Susino	300	900	1250	350		2800
	Pomodoro da I.	500	550	1300	450		2800
	Pesco e Net.	300	900	1250	350		2800
	Ciclo Fagiolino	300	800	550	800	500	2950
CLASSE IV (4500 m^3/ha)	Cocomero	850	1100	1150			3100
	Mais	450	1000	1250	500		3200
	Pero e Melo	300	1000	1400	1000	150	3850
	Actinidia	150	950	1400	1200	650	4350

Tabella bando PSR-regionale: volumi irrigui standardizzati (m^3/ha)

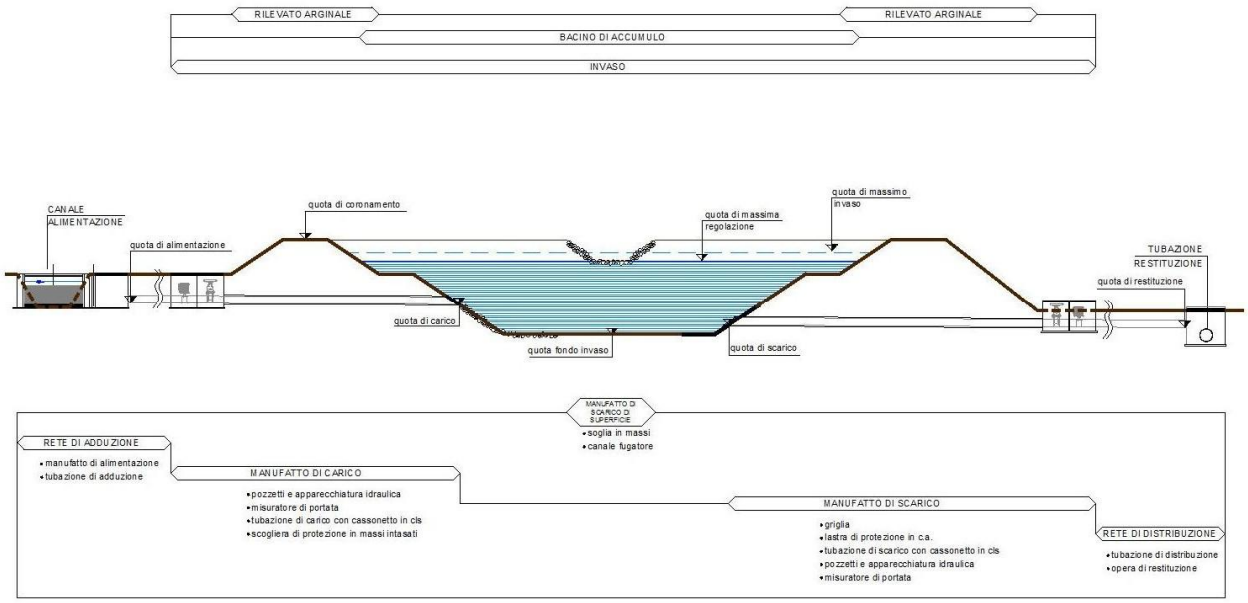
Sono state inoltre descritte le fonti irrigue a servizio dell'areale in oggetto, indicandone denominazione, tipologia, concessione di derivazione e condizione relativa allo stato quantitativo (Piano di gestione del bacino idrografico fiume Po). I volumi stagionali normalmente applicati sono pari i volumi idrici che attualmente il consorzio consegna alle utenze comprese nell'areale analizzato, stimati grazie al sistema di telecontrollo di cui sono dotate le prese irrigue a servizio del comprensorio stesso.

All'interno del bacino irriguo sotteso all'invaso, il metodo irriguo prevalente è quello del goccia a goccia, adottato dalla maggioranza delle aziende agricole presenti sul territorio (oltre 90% per pomodoro e oltre 75% per mais).

3 PROGETTAZIONE IDRAULICA

3.1 FUNZIONAMENTO IDRAULICO E QUOTE DI PROGETTO

Per avere una visione complessiva del funzionamento dell'invaso in progetto occorre definire gli elementiche compongono le opere in progetto e le relative quote topografiche.



Lo schema idraulico riportato evidenzia tutte le opere che portano ad un corretto funzionamento del sistema, di seguito sintetizzate:

- rete di adduzione, che consente di convogliare le acque meteoriche in prossimità dell'invaso;
- manufatto di carico dell'invaso, che consente di invasare il serbatoio con i deflussi convogliati tramite il canale di alimentazione;
- invaso, opera finalizzata all'accumulo della risorsa idrica il cui volume si sviluppa in parte in scavo e in parte in rilevato (arginature in terra), con sponde e fondo resi impermeabili;
- manufatto di scarico dell'invaso, che consente di svuotare il serbatoio senza necessità di sollevamento, alimentando la rete di distribuzione;
- rete di distribuzione, che riceve le acque di scarico dell'invaso e consente di servire il distretto irriguo che sottende l'opera in progetto.

Nello schema idraulico sono riportate le quote che descrivono compiutamente il funzionamento dell'invaso, nel seguito definite:

- quota di alimentazione, rappresenta la quota della tubazione (fondo tubo) che consente di invasare il serbatoio in progetto, nel punto di presa dal canale di alimentazione;

- quota di carico, rappresenta la quota della tubazione (fondo tubo) che consente di invasare il serbatoio in progetto, nel punto di immissione nel serbatoio;
- quota di massima regolazione, rappresenta la quota del livello dell'acqua oltre la quale ha inizio automaticamente lo sfioro;
- quota di massimo invaso, quota a cui può giungere il livello dell'acqua dell'invaso nel caso si verifichi il più gravoso evento di piena previsto in progetto;
- quota di coronamento, piano orizzontale che costituisce la massima quota dei rilevati arginali;
- quota di fondo invaso, rappresenta il piano di fondo scavo del bacino di accumulo;
- quota di scarico, rappresenta la quota a cui viene posata la tubazione di scarico dell'invaso in uscita dal bacino (fondo tubo);
- quota di restituzione, rappresenta la quota della tubazione che si ricollega con la rete consortile esistente, che rappresenta la distribuzione alle aziende.

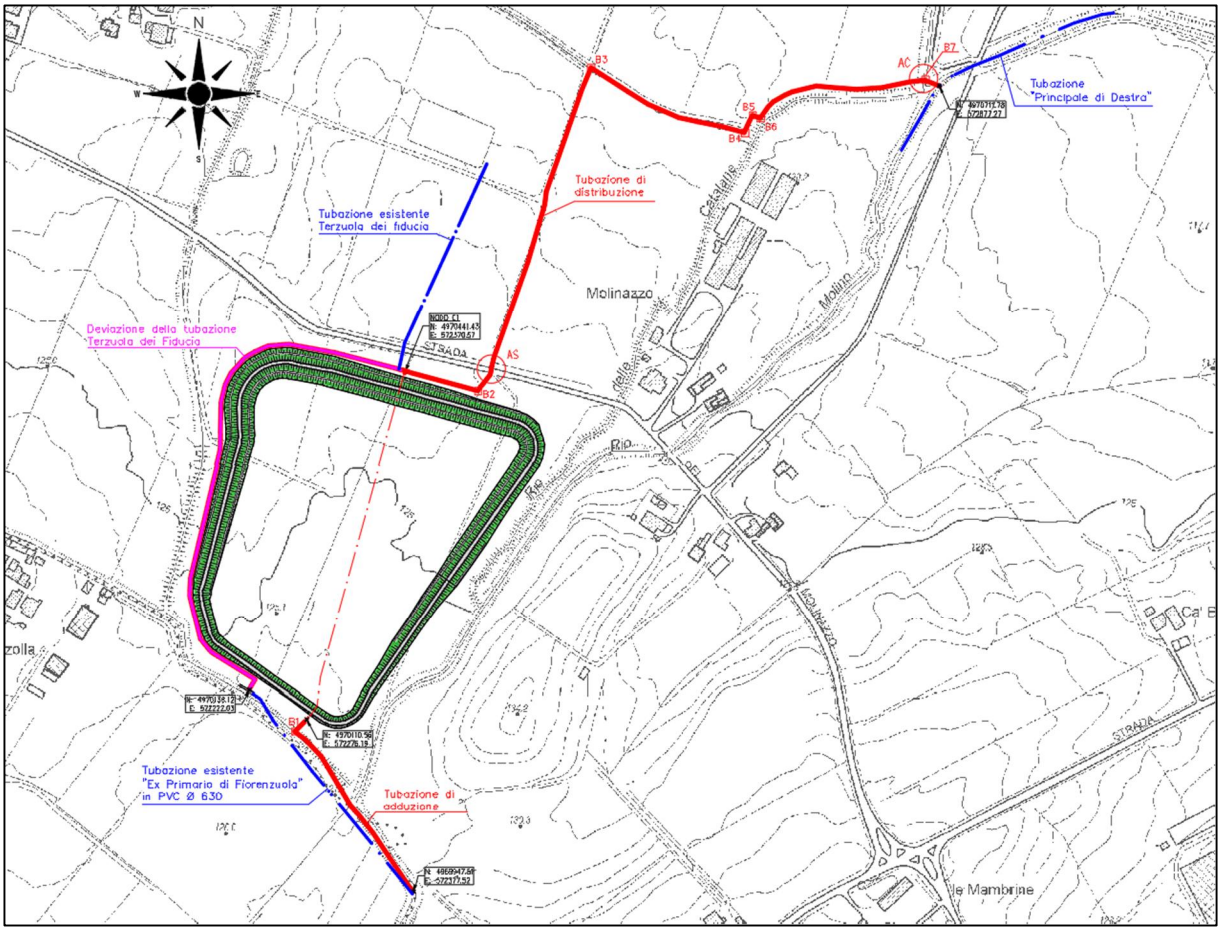


Figura 7 – Planimetria funzionale opere in progetto.

Si riportano di seguito i principali parametri geometrici di progetto dell'opera:

Indicatore	u.m.	
Comune		Alseno
Superficie del bacino di carico	ha	176
Superficie irrigua asservita	ha	1.114
Volume utile d'invaso (circa)	m^3	203.000
Superficie invaso (circa)	m^2	78.000
Quota di alimentazione fondo canale	m	128,00
Quota di carico fondo tubo in ingresso	m	126,20
Quota di massima regolazione	m	127,50
Quota di massimo invaso	m	127,65
Quota di coronamento	m	128,50
Quota di fondo invaso minima (circa)	m	122,50
Quota di scarico fondo tubo in uscita (circa)	m	122,70
Quota di restituzione circa	m	116,62
Manufatto di derivazione	n	1
Manufatto di carico	n	1
Manufatto di sfioro	n	1
Manufatto di scarico	n	1
Manufatto di derivazione	n	1
Rete di adduzione (circa)	m	200,00
Rete di distribuzione (circa)	m	750,00

Tabella 3 – Principali parametri geometrici dell'invaso in progetto.

3.2 RETE DI ADDUZIONE

L’invaso sarà alimentato a gravità dal canale consortile Principale di Destra mediante la realizzazione di un’opera di presa (manufatto di alimentazione) e i volumi stoccati saranno scaricati da una tubazione più a valle con un’opera di restituzione in un tratto tubato del canale Principale di Destra. L’ubicazione dell’invaso in progetto garantisce il funzionamento dello stesso a caduta, senza che sia necessario realizzare stazioni di sollevamento.

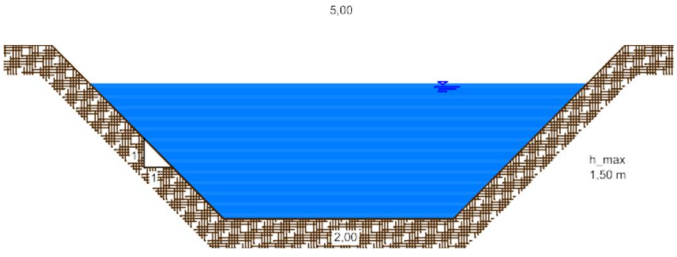
La rete di adduzione consente di derivare le acque e convogliarle verso l’invaso in progetto ed è costituita dai seguenti elementi:

- canale di alimentazione esistente, è il canale consortile che raccoglie le acque di precipitazione sul bacino imbrifero sotteso dall’invaso;
- manufatto di alimentazione, è l’opera di presa che consente di alimentare l’invaso in progetto;
- tubazione di adduzione, con la funzione di convogliare le acque derivate dal manufatto di presa all’invaso, riducendo le perdite per infiltrazione nel terreno.

3.2.1 Canale di alimentazione

Il canale di alimentazione denominato Principale di Destra fa parte della rete di canali del consorzio di bonifica e consentirà di convogliare verso l’invaso le acque meteoriche del bacino imbrifero di carico dell’opera. Il canale è caratterizzato dai seguenti elementi:

- canale a cielo aperto;
- sezione trapezia;
- base pari a 2,00 m;
- pendenza delle sponde pari a 45°;
- altezza massima 1,50 m;
- pendenza media del fondo 5‰.



3.2.2 Manufatto di alimentazione

Il manufatto di alimentazione è costituito da un edificio in conglomerato cementizio armato gettato in opera, dotato di un sistema di 2 paratoie motorizzate per la regolazione della portata di derivazione e l'eventuale chiusura dell'adduzione in caso d'emergenza. La tubazione di adduzione all'invaso diparte da un pozzetto ispezionabile dotato di griglia metallica di protezione pedonabile.

In prossimità del manufatto sarà installato un armadio con relativo quadro per l'alimentazione elettrica delle paratoie e la predisposizione per l'alimentazione dei futuri sistemi di misurazione dei livelli idrici, sarà inoltre predisposto, parallelamente al cavidotto elettrico, un cavidotto per l'istallazione di un sistema di trasmissione dei segnali di livello/portata, sistema non previsto in progetto ma di prossima realizzazione a cura della Stazione Appaltante.

Si riportano nel seguito la pianta e il prospetto sviluppato estratti dagli elaborati grafici di progetto esecutivo.

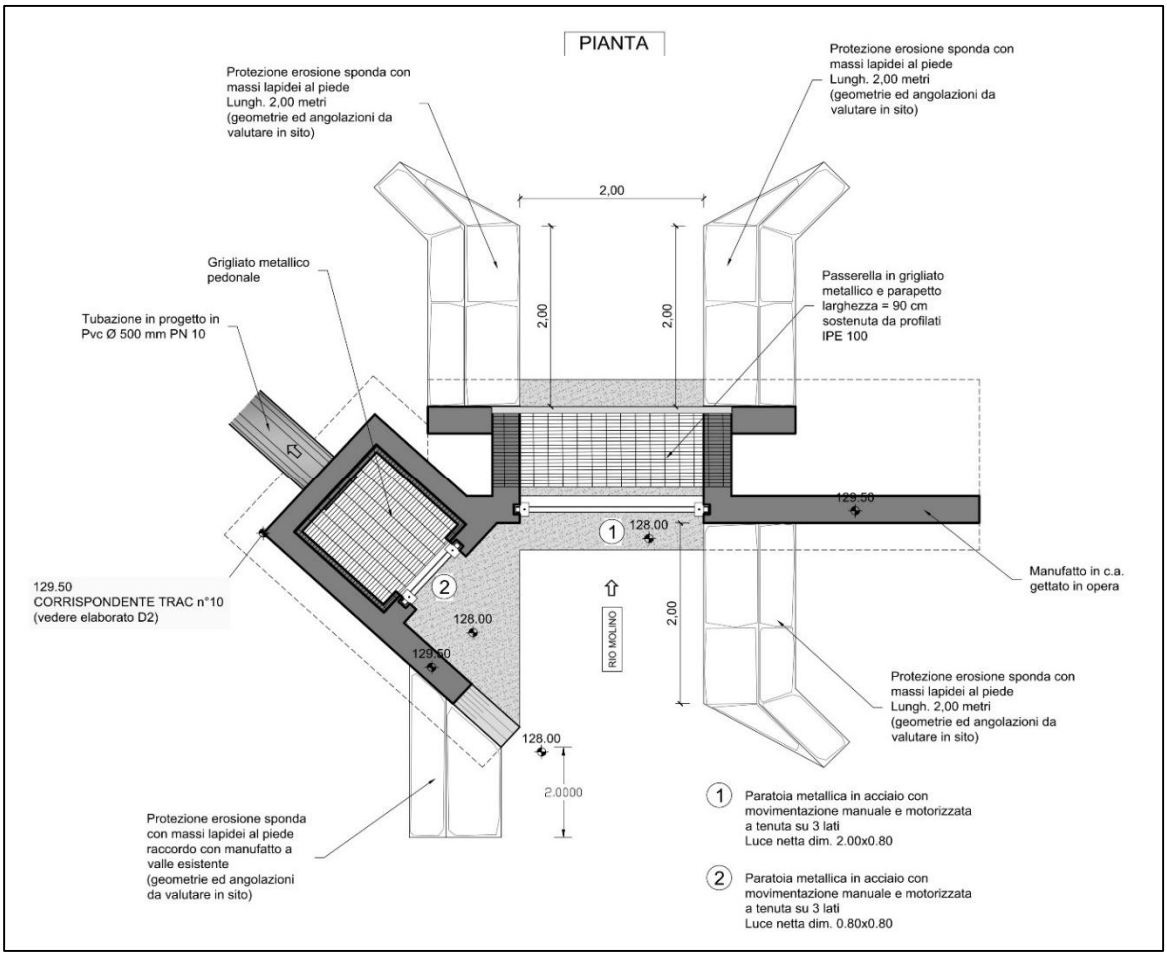


Figura 9 – Manufatto di alimentazione / di derivazione – pianta.

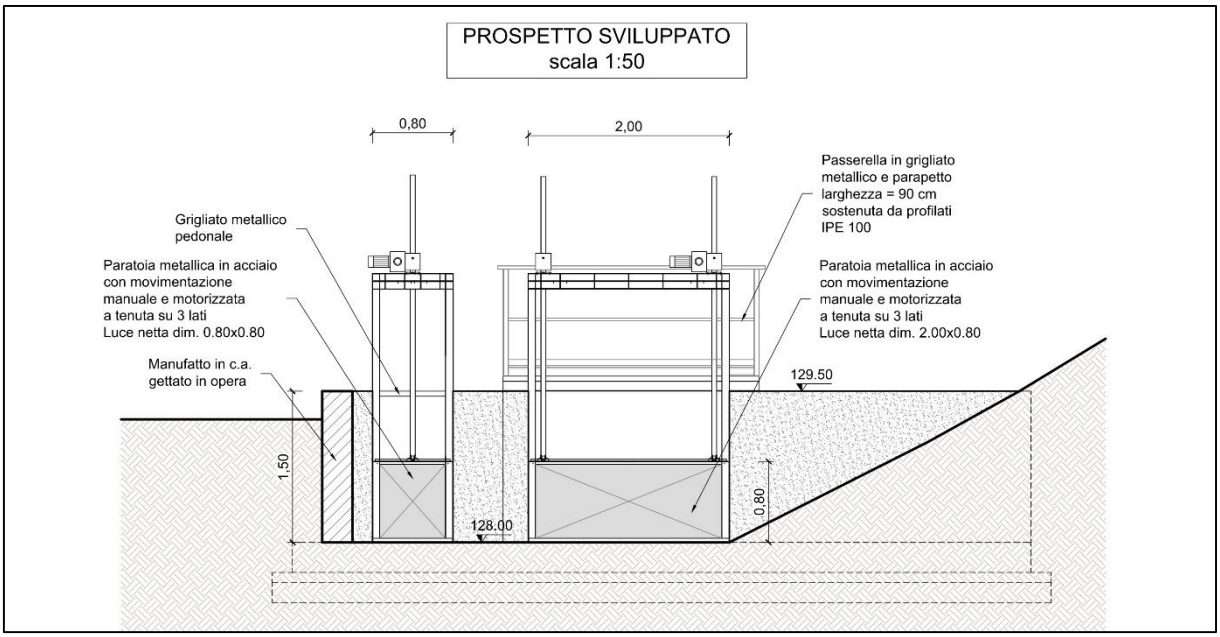


Figura 10 – Manufatto di alimentazione / di derivazione – prospetto sviluppato.

3.2.3 Tubazione di adduzione

All’interno della relazione idraulica di progetto sono riportati i calcoli e i risultati relativi al dimensionamento delle caratteristiche della tubazione di adduzione, ovvero la scelta del materiale, del diametro, dello spessore e della pendenza.

La tubazione di adduzione in derivazione dal manufatto di alimentazione verrà realizzata in PVC e avrà diametro esterno pari a 500 mm e spessore di 19,1 mm, con classe di pressione PN10. La lunghezza complessiva della tubazione sarà di circa 200 m. La tubazione permette di ridurre le perdite per infiltrazione nel terreno dovute al trasporto della risorsa.

Il tratto di tubazione in corrispondenza del manufatto di carico dell’invaso e dei relativi pozzetti di regolazione e gestione delle portate, è stato previsto, in fase esecutiva, in acciaio DN 500 mm, al fine di garantire una migliore tenuta idraulica ed un maggiormente idoneo accoppiamento con i dispositivi di regolazione e misurazione idraulica progettualmente previsti.

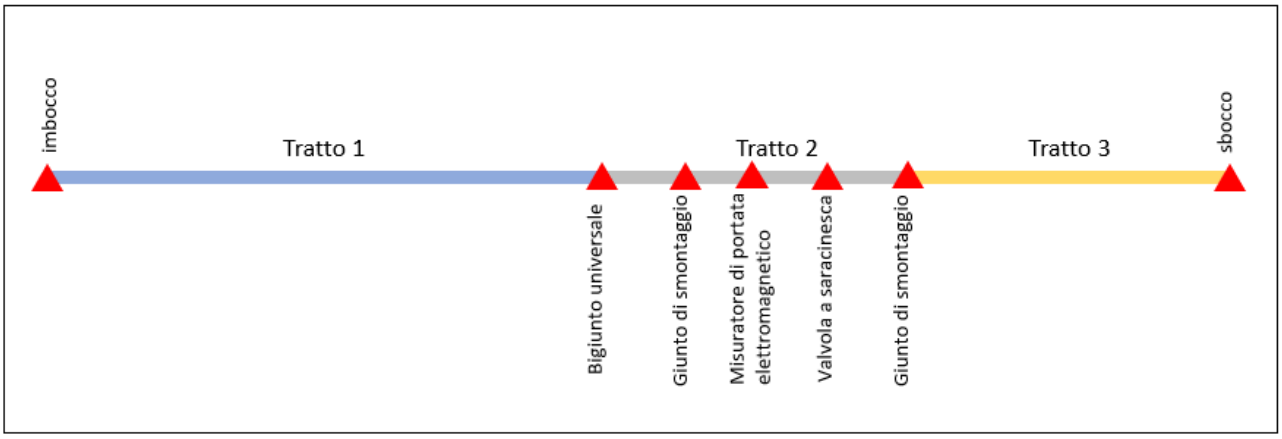
Il tratto di tubazione in attraversamento del rilevato arginale è, infine, stato previsto in PEAD De 500 mm, con spessore di 29,7 mm e con classe di pressione PN10 (SDR 17) con giungi saldati testa a testa al fine di garantire una perfetta tenuta idraulica nonché un’idonea saldatura del tubo al pezzo speciale in PEAD di scarico a lago, il tutto per una perfetta tenuta idraulica del sistema di immissione con le membrane impermeabili interne all’invaso.

La tubazione in PEAD verrà alloggiata in una trincea scavata nel terreno naturale. Attorno ad essa verrà realizzato un cordolo armato in c.c.a. dotato di collari anti-sifonamento anch’essi realizzati in c.c.a. che consentirà di aumentare la resistenza alle sollecitazioni meccaniche e di ridurre gli eventuali fenomeni di filtrazione. Attorno alla trave il terreno di rinfianco verrà adeguatamente costipato con la massima cura.

3.2.4 Verifica idraulica della tubazione di adduzione

In relazione alla differenza di diametro interno tra la tubazione in PVC prevista in fase di progetto definitivo, nell’ambito della presente progettazione esecutiva sono stati effettuati i pertinenti aggiornamenti delle verifiche idrauliche della tubazione, le quali vengono nel seguito riportate.

Il tratto di condotta di adduzione, come desumibile dagli elaborati grafici di progetto, è stato schematizzato idraulicamente come rappresentato nella seguente figura:



In tabella sono indicate le caratteristiche fisiche e geometriche delle condotte previste in progetto:

Tratto	Materiale tubazione	DN [mm]	Spessore [mm]	D_i [mm]	Lunghezza [m]	Pendenza media
1	PVC-U rigido	500	19.1	461.8	200	0.0038
2	Acciaio	500	5.6	496.8	8	0.0038
3	PEAD	500	29.7	440.6	13.5	0.0038

Per il dimensionamento e la verifica della tubazione si è fatto riferimento al modello in moto permanente di un fluido incomprimibile entro condotte cilindriche in pressione. La perdita di carico totale per unità di lunghezza della condotta è pari alla corrispondente perdita di carico piezometrico (pendenza motrice). Essa è correlata alle grandezze caratteristiche del moto, della condotta e del fluido dall'equazione:

$$h_1 - h_2 = \beta_r \frac{Q^2}{D^5} L + \sum_i P_{conc,i}$$

dove:

- $h_1 - h_2$ è la differenza di carico piezometrico
- $\beta_r = \frac{10.3}{K_S D^{1/3}}$ è il coefficiente di resistenza dimensionale secondo Gauckler-Strickler avendo indicato con K_S il coefficiente di scabrezza

- Q è la portata
- D è il diametro della condotta
- L è la lunghezza della condotta
- $\sum_i P_{conc,i}$ rappresenta la sommatoria delle perdite di carico concentrate dei singoli dispositivi di regolazione/misura o accoppiamento

La formula indicata può essere specializzata al caso in esame esplicitando il calcolo della portata in funzione della differenza di carico tra il manufatto di derivazione ed il livello presente nell'invaso atteso che la regolazione delle portate derivate avverrà al manufatto di derivazione mediante l'azionamento dell'apposita paratoia.

Le differenze di carico teoriche, a prescindere quindi dalle effettive manovre di regolazione della derivazione, sono volte a definire il carico massimo ed il carico minimo disponibili e la conseguente verifica di adeguatezza idraulica della condotta. Nell'ipotesi di invaso pieno a quota 127.50 m s.l.m. il carico minimo disponibile all'opera di presa sarà di circa 0.3 m mente il carico massimo sarà di circa 1.8 m. Ad invaso vuoto il carico massimo disponibile sarà di circa 3.48 m.

La formula che esprime le perdite dovute al moto uniforme nella condotta di adduzione risulta essere la seguente:

$$Q = \sqrt{\frac{h_1 - h_2}{\sum_{j=1}^{3}\left(\frac{10.3}{K_{S,j}^2\, D_j^{1/3}}\,\frac{L_j}{D_j^5}\right) + \frac{8}{\pi^2\, g}\,\sum_{i=1}^{6}\left(\frac{\zeta_j}{D_j^4}\right)}}$$

Il calcolo delle perdite di carico distribuite rappresentate dal termine $\sum_{j=1}^{3}\left(\frac{10.3}{K_{S,j}^2\, D_j^{1/3}}\,\frac{L_j}{D_j^5}\right)$ è riportato schematicamente nella seguente tabella:

Tratto	Materiale tubazione	D_i [mm]	Lunghezza [m]	K_S [$m^{1/3} s^{-1}$]	Perdite distribuite [m]
1	PVC-U rigido	461.8	200	120	8.8122
2	Acciaio	496.8	8	100	0.3438
3	PEAD	440.6	13.5	120	0.7643
Sommatoria delle perdite distribuite					*9.9202*

Il calcolo delle perdite concentrate:

$$\frac{8}{\pi^2 g}\sum_{i=1}^{6}\left(\frac{\zeta_j}{D_j^4}\right)$$

valutate rispettivamente in corrispondenza dell'imbocco; dei dispositivi di regolazione, misura o accoppiamento presenti in corrispondenza del manufatto di carico; nonché dello sbocco della condotta di adduzione è sintetizzato nella seguente tabella:

Descrizione	ζ	D_j [m]	$\frac{\zeta_j}{D_j^4}$ [m^{-4}]
imbocco	1.00	0.4618	21.9879
bigiunto universale	0.05	0.4618	1.0994
giunto di smontaggio	0.05	0.4968	0.8208
misuratore elettromagnetico	0.05	0.4968	0.8208
saracinesca a completa apertura	0.26	0.4968	4.2682
giunto di smontaggio	0.05	0.4968	0.8208
sbocco	0.50	0.4406	13.2676
Sommatoria delle perdite concentrate			*3.5600*

Nel caso in cui la saracinesca sia parzializzata le perdite di carico assumono i seguenti valori:

Gradi di apertura saracinesca	ζ	D_j [m]	$\frac{\zeta_j}{D_j^4}$ [m^{-4}]	Sommatoria delle perdite concentrate [m]
tutta aperta	0.26	0.4968	4.2682	3.5600
aperta a 3/4	0.7	0.4968	11.4914	4.1569
aperta a metà	3.2	0.4968	52.5320	7.5479
aperta a 1/4	18	0.4968	295.4923	27.6230

A prescindere dalle effettive manovre di regolazione della derivazione, che in questa fase non sono predicibili essendo legate alla gestione della singola stagione irrigua, alle portate disponibili ed al vincolo della massima portata derivabile, la verifica idraulica della tubazione è stata effettuata considerando l'intervallo dei valori dei carichi disponibili compresi entro i limiti precedentemente ricordati, ossia 0.3÷3.48 m. Nella seguente tabella sono riportate in funzione delle differenze dei carichi disponibili le portate relative a diverse condizioni di apertura della saracinesca:

DH	Saracinesca			
	tutta aperta	aperta a 3/4	aperta a metà	aperta a 1/4
	Q	Q	Q	Q
[m]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]
0.30	0.149	0.146	0.131	0.089
0.45	0.183	0.179	0.161	0.109
0.60	0.211	0.206	0.185	0.126
0.75	0.236	0.231	0.207	0.141
0.90	0.258	0.253	0.227	0.155
1.05	0.279	0.273	0.245	0.167
1.20	0.298	0.292	0.262	0.179
1.35	0.316	0.310	0.278	0.190
1.50	0.334	0.326	0.293	0.200
1.65	0.350	0.342	0.307	0.210
1.80	0.365	0.358	0.321	0.219
1.95	0.380	0.372	0.334	0.228
2.10	0.395	0.386	0.347	0.237
2.25	0.409	0.400	0.359	0.245
2.40	0.422	0.413	0.371	0.253
2.55	0.435	0.426	0.382	0.261
2.70	0.448	0.438	0.393	0.268
2.85	0.460	0.450	0.404	0.276
3.00	0.472	0.462	0.414	0.283
3.15	0.483	0.473	0.425	0.290
3.30	0.495	0.484	0.435	0.296
3.45	0.506	0.495	0.444	0.303
3.48	0.508	0.497	0.446	0.304

Dalle valutazioni effettuate la tubazione risulta idonea a trasferire la portata massima prevista nonché al conseguente riempimento dell'invaso in qualsiasi condizione di disponibilità idrica e di differenza dei carichi tra il manufatto di derivazione e l'invaso stesso.

3.2.5 Dimensionamento dei collari anti-sifonamento

I collari anti-sifonamento, facendo riferimento alla letteratura tecnica in materia, sono stati predisposti per allungare il percorso di filtrazione del 25% al fine di ridurre le infiltrazioni al contatto rilevato arginale-cassonetto in c.c.a. I collari sono stati sufficientemente distanziati per consentire le operazioni di compattazione.

Le dimensioni dei collari sono state determinate analizzando la filtrazione secondo il metodo di *Bligh e Lane.*

La verifica è stata condotta secondo il metodo di *Bligh e Lane* il quale considera il percorso che l'acqua dovrebbe fare per portarsi da monte a valle di uno sbarramento, lungo il perimetro della fondazione. Il rapporto tra la lunghezza di questo percorso e il carico d'acqua è indicato come rapporto di scorrimento:

$$C = \frac{L}{\Delta h}$$

dove:

- L è la lunghezza, misurata in metri, della porzione di contorno delle fondazioni dell'opera immerse nel terreno al sottostante, supposto poroso e quale ammasso filtrante; si individua, pertanto, il percorso critico dell'acqua di filtrazione al di sotto delle fondazioni del rilevato al contatto con il cassonetto in c.c.a. Nella verifica si considera che la resistenza al moto è molto minore lungo il contatto orizzontale, o quasi, tra il manufatto ed il terreno piuttosto che rispetto ai contatti in direzione verticale.
- Δh è il dislivello d'acqua, o differenza di carico piezometrico fra gli estremi del suddetto percorso, ovvero tra il livello idrico massimo che si instaura nel bacino di accumulo ed il piano campagna.
- C è un coefficiente di sicurezza empirico, i cui valori, riportati nella tabella sottostante (raccomandati da Bligh e Lane), sono determinati in funzione delle caratteristiche litologiche e di permeabilità del terreno esistente al di sotto dell'opera.

	C	
Terreno	Bligh (1910)	Lane (1935)
Sabbia molto fine o limo	18.0	8.5
Sabbia fine	-	7
Sabbia media	-	6
Sabbia grossa	12.0	5
Ghiaia fine	-	4
Ghiaia media	-	3.5
Ghiaia e sabbia	9.0	3.5
Ghiaia grossa con ciottoli	5.0	3
Massi con ciottoli e ghiaia	-	2.5
Massi, ghiaia e sabbia	-	-
Argilla molle	-	3
Argilla media	-	2
Argilla compatta	-	1.8
Argilla molto compatta	-	1.6

Valori del coefficiente di scorrimento consigliati da Bligh e Lane.

Successivamente Lane migliorò il metodo per tener conto della maggiore resistenza al passaggio dell'acqua dai percorsi verticali L_v rispetto a quelli orizzontali L_h. Secondo Lane la formula pertanto diventa:

$$C = \frac{\frac{1}{3}L_h + L_v}{\Delta h}$$

Lo sviluppo del percorso maggiormente critico è, pertanto, prudenzialmente rappresentato dal contorno dell'opera inserita nel mezzo poroso, il cui sviluppo, adeguatamente pesato nei suoi tratti (1/3 se il contatto è orizzontale o inclinato di un angolo ≤ 45°, 1 se è verticale o inclinato di più di un angolo maggiore di 45°), deve essere multiplo del dislivello idrico tra il livello idrico massimo che si instaura nel bacino di accumulo ed il piano campagna. Tale valore deve, quindi, essere superiore al coefficiente di scorrimento C, caratteristico della natura litologica del terreno interessato.

In generale può, dunque, scriversi, detti Lv e Lh rispettivamente le somme degli sviluppi verticali ed orizzontali delle fondazioni della traversa:

$$F = \frac{L_v + 1/3 \cdot L_h}{\Delta h} > C$$

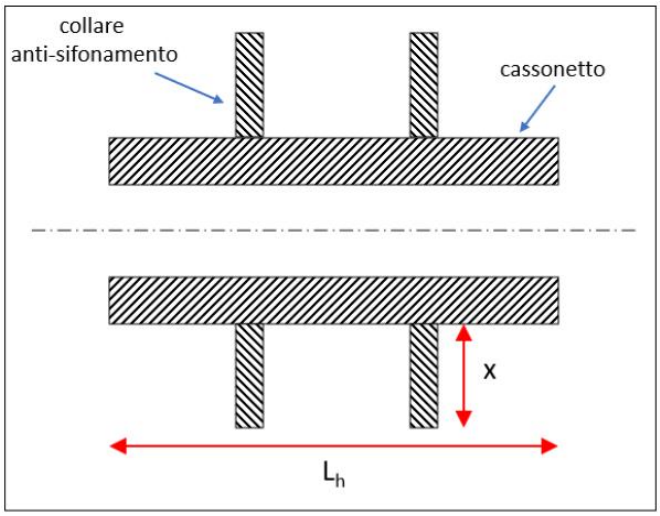
Considerando che i collari anti-sifonamento sono stati predisposti per allungare il percorso di filtrazione del 25% detto N il numero dei collari e *x* la loro dimensione verticale per allungare il percorso di filtrazione del 25% si ottiene che:

$$2\,x\,N > \frac{L_v}{4}$$

che abbinata all'equazione di Lane fornisce il seguente sistema di equazioni risolutivo del problema di dimensionamento:

$$\begin{cases} L_v = C\,\Delta h - \frac{1}{3}L_h \\ 2\,x\,N > \frac{L_v}{4} \end{cases}$$

dove L_h rappresenta la lunghezza del tratto di condotta inglobata nel cassonetto in c.c.a. e L_v la lunghezza incognita in funzione delle dimensioni e del numero dei collari.



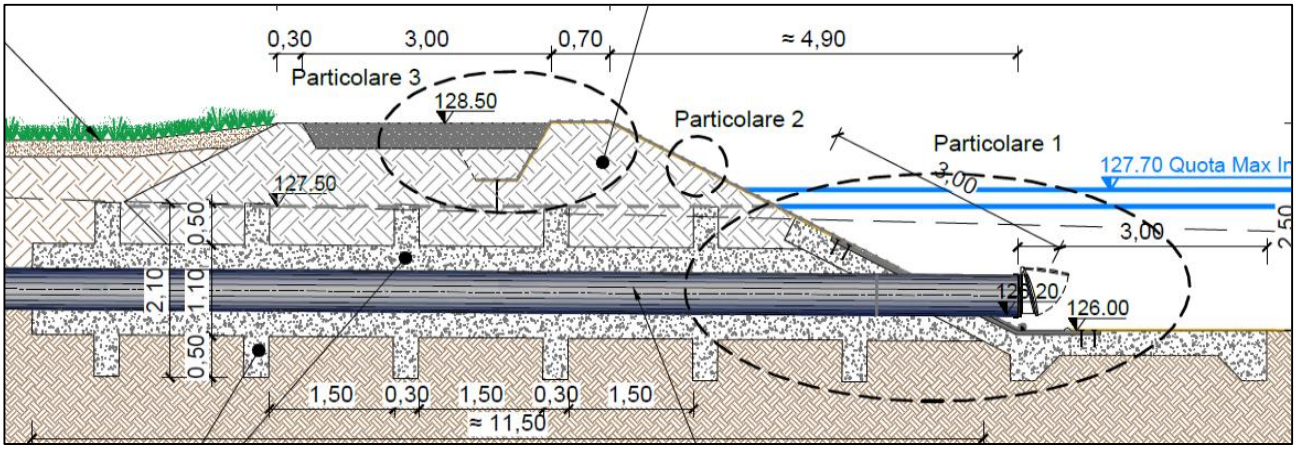
Schema del collare anti-sifonamento

Il coefficiente di scorrimento è stato adottato cautelativamente pari a 4 senza fare riferimento a componenti argillose e/o limose.

La differenza di carico piezometrico fra gli estremi del percorso di filtrazione, è stata valutata prudenzialmente considerando come livello che si dissipa lungo il cassonetto quello dell'invaso alla quota massima di regolazione pari a 127.50 m s.l.m. mentre il livello di valle è pari alla quota della fondazione del cassonetto pari a 126.00 m s.l.m.

Il carico piezometrico riferito al fondo del bacino di accumulo è pari quindi a 1.5 m.

Si ottiene pertanto, prevendendo N=5 collari lungo lo sviluppo del cassonetto pari a 11.5 m, che l'altezza minima *x* del collare è pari a circa 0.2 m con un fattore di sicurezza pari a 4.0. Adottando per motivi costruttivi un valore di *x* pari a 0.50 m il fattore di sicurezza risulta essere 5.88.



3.3 INVASO

L'**invaso** è l'opera che consente di stoccare il volume idrico necessario ai fini irrigui ed è costituito dai seguenti elementi:

- manufatto di carico, è l'opera che consente di caricare l'invaso in progetto. È localizzato al piede di monte del rilevato arginale dell'invaso ed è costituito da n. 2 pozzetti prefabbricati ispezionabili dotati di una valvola di regolazione motorizzata e un misuratore di portata elettromagnetico;
- bacino di accumulo, è la parte dell'invaso che viene realizzata tramite scavo del terreno in sito e realizzazione di apposito strato impermeabile;
- rilevato arginale, è la parte dell'invaso che viene realizzata in rilevato tramite riporto e compattazione di idoneo terreno. La sponda interna del rilevato è protetta tramite un apposito strato impermeabile;
- manufatto di scarico, è l'opera che consente di svasare il volume idrico accumulato nella vasca per alimentazione della rete irrigua di valle;
- manufatto di scarico di superficie, realizzato tramite un localizzato abbassamento della sommità del rilevato arginale fino alla quota di massima regolazione. È costituito da una soglia tracimabile in massi lapidei intasati con calcestruzzo e da un canale fugatore a cielo aperto che allontana le acque di sfioro verso il primo ricettore a disposizione realizzato in massi lapidei posati a secco.

3.3.1 Manufatto di carico

Il manufatto di carico consente di invasare il serbatoio con i deflussi convogliati tramite la condotta di adduzione in derivazione dal manufatto di alimentazione. È localizzato a sud dell'invaso al piede del rilevato arginale ed è costituito da n. 2 pozzetti prefabbricati ispezionabili dotati di valvola di regolazione e misuratore di portata elettromagnetico. Il tratto di tubazione in attraversamento del rilevato arginale è, infine, stato previsto in PEAD De 500 mm, con spessore di 29,7 mm e con classe di pressione PN10 (SDR 17) con giungi saldati testa a testa al fine di garantire una perfetta tenuta idraulica nonché un'idonea saldatura del tubo al pezzo speciale cartella in PEAD

di scarico a lago, debitamente ancorata alla sottostante platea in cemento armato, il tutto per una perfetta tenuta idraulica del sistema di immissione con le membrane impermeabili interne all'invaso.

La tubazione in PEAD verrà alloggiata in una trincea scavata nel terreno naturale. Attorno ad essa verrà realizzato un cordolo armato in c.c.a. con profilo dentato che consente di aumentare la resistenza alle sollecitazioni meccaniche e ridurre gli eventuali fenomeni di filtrazione. Attorno alla trave il terreno di rinfianco verrà adeguatamente costipato con la massima cura.

La tubazione è stata dimensionata con una pendenza tale da garantire il riempimento dell'invaso a gravità, e soddisfa le verifiche dell'inflessione diametrale e dell'instabilità elastica, come riportato nella relazione idraulica.

L'opera di carico è costituita da:

- una tubazione di carico in pressione in PEAD De 500 mm PN 10;
- n. 1 cartella in PEAD lato lago;
- n. 2 pozzetti di ispezione prefabbricati;
- n. 1 misuratore di portata;
- n. 1 valvola di regolazione della portata motorizzate;
- n. 1 valvola a clapet in testata tubo;
- n.1 palo con lampada di illuminazione;
- n.1 armadio contenente quadro di alimentazione elettrica per motorizzazione valvola, misuratore di portata ed illuminazione;
- cavidotto per predisposizione trasmissione segnali telecontrollo.

Di seguito è riportato un estratto della tavola relativa ai particolari costruttivi riportante le piante e le sezioni del manufatto di carico previste in progetto esecutivo:

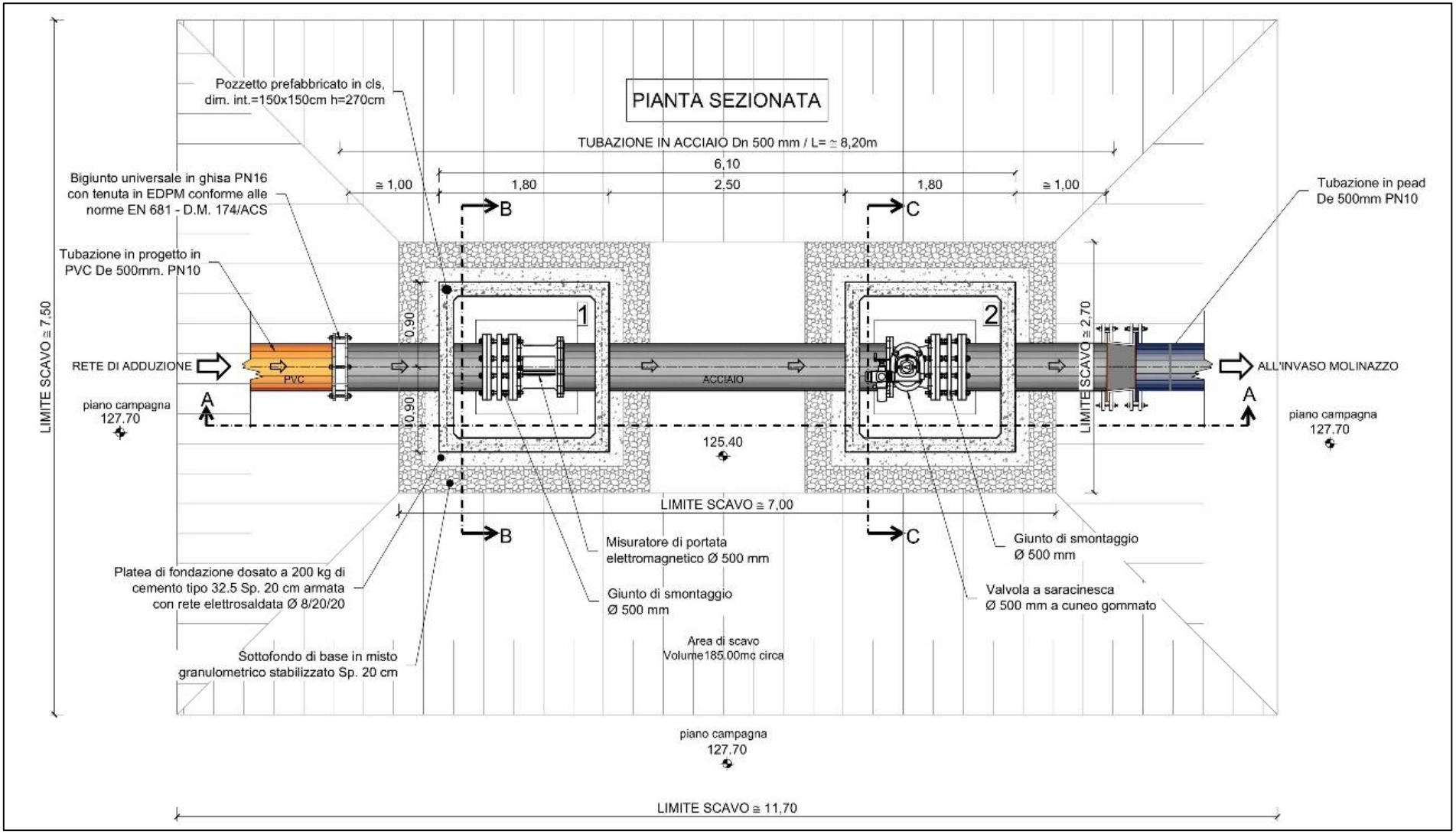


Figura 11 – Manufatto di carico – pianta.

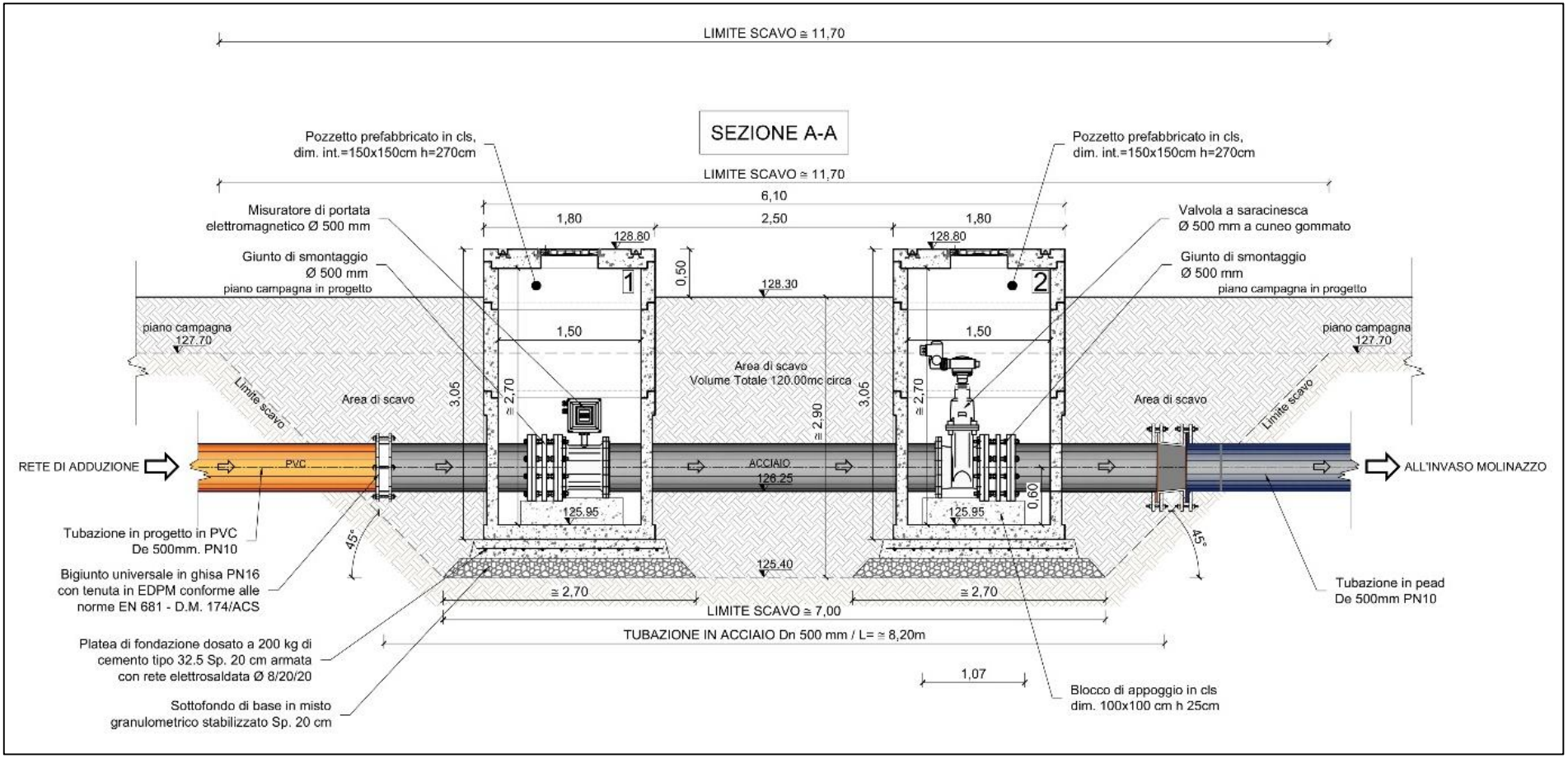


Figura 12 – Manufatto di carico – sezione.

3.3.2 Bacino di accumulo

Il bacino di accumulo in progetto verrà realizzato in terra, in parte in scavo e in parte in rilevato, al fine di massimizzare il volume invasabile, pari a circa 203.000 m^3.

L'invaso verrà riempito e svuotato senza la necessità di sollevare meccanicamente le acque, al fine di contenere i costi di costruzione, oltre quelli per la manutenzione e gestione. L'invaso potrà essere riempito durante il normale esercizio fino alla quota di massima regolazione, oltre la quale avviene lo sfioro tramite uno scaricatore superficiale in massi lapidei in parte intasati con calcestruzzo che recapita le acque della piena di progetto o, comunque, in eccesso, nel limitrofo canale recettore Rio Molino, consentendo di garantire un adeguato franco di sicurezza, pari ad almeno 85 cm, in caso di raggiungimento della quota di massimo invaso.

Il fondo del bacino è caratterizzato da una pendenza variabile, per consentire un maggiore accumulo della risorsa idrica all'interno del bacino e favorire eventuali attività di svuotamento.

All'interno del progetto definitivo a base di gara è contenuta l'analisi idrologica e idraulica per la valutazione del volume utile d'invaso, correlato alla capacità del bacino imbrifero di carico di riempire il serbatoio in progetto, i cui risultati sono stati recepiti senza variazioni in fase di progettazione esecutiva. Nei suddetti documenti sono definite, altresì, le quote che descrivono il corretto funzionamento dell'invaso, la strumentazione idraulica che consente la regolazione e la misurazione della portata in entrata e in uscita dal bacino di accumulo.

Per quanto concerne, invece, il diagramma di svuotamento dell'invaso nell'ambito della presente fase di progettazione sono state sviluppate ed integrate le verifiche aggiuntive e aggiornate tenendo conto della minima variazione dello spessore e, quindi, del diametro interno della tubazione di scarico (da PVC De 500 a PEAD De 500). Tali verifiche integrative sono state specificatamente riportate al *paragrafo 6.3.1* della presente relazione.

3.3.3 Rilevato arginale

Il rilevato arginale svolge la funzione di contenimento della risorsa idrica nel bacino di accumulo, impedendone la fuoriuscita dal serbatoio stesso. L'altezza del rilevato è tale da massimizzare il volume invasabile, mantenendo un adeguato franco di sicurezza in caso della piena

di progetto. La sagoma arginale prevede una sistemazione a sezione trapezia con banca lungo il perimetro interno dell'invaso. Il perimetro esterno del rilevato sarà realizzato con un paramento a pendenza unica variabile lungo i lati a sud, est e ovest, mentre sul lato nord, lungo la strada comunale, sul paramento troverà posto una pista ciclabile ed una sistemazione ambientale, il tutto così come prescritto nel Verbale di Conferenza dei servizi finalizzato al rilascio del Provvedimento di VIA e del Provvedimento Autorizzatorio Unico. La sagoma arginale è stata determinata dal soddisfacimento delle verifiche di stabilità globale, di quelle di filtrazione e sifonamento, al fine di garantire il contenimento della linea di saturazione all'interno della sezione arginale. Il rilevato arginale sarà realizzato in terra, utilizzando buona parte del terreno scavato in sito, ritenuto idoneo a seguito di analisi meccaniche e chimiche miscelato ad una percentuale di terreno portato da apposita cava.

I volumi di scavo e di rilevato sono stati determinati sulla base di modellazioni di dettaglio 3D, in funzione della soggiacenza della falda, del volume di risorsa idrica da invasare e della superficie disponibile, hanno permesso di determinare le quote di scavo e quelle del rilevato.

Nello specifico la realizzazione dell'opera prevede l'impiego e la gestione dei seguenti volumi di materiale:

- scavo per lo scotico superficiale per l'invaso e il rilevato strutturale: 15.600 m^3;
- scavo di sbancamento per l'invaso: 62.150 m^3;
- scavo di fondazione argine: 6.000 m^3;
- materiale proveniente dagli scavi riutilizzato per la realizzazione del rilevato strutturale e ambientale: 75.950 m^3;
- materiale di nuovo apporto proveniente da cava: 7655 m^3;
- materiale di risulta oggetto di trasporto e conferimento in discarica autorizzata: 7.800 m^3;
- materiale per inghiaiamento coronamento argine in progetto: circa 1.000 m^3.

Ne deriva, pertanto, che il totale del materiale risulta, sarà così, suddiviso:

- 15.600 m^3 di scavo per scotico;
- 62.150 m^3 di scavo in banco;
- 6.000 m^3 di scavo fondazione argine;
- Totale volume di scavo: 83.650 m^3.

Del suddetto volume 75.950 m^3 saranno riutilizzati in sito per lo sviluppo dei sistemi arginali

ed ambientali, escludendo la classificazione a rifiuto in base alle indagini ambientali eseguite in sito e 7.800 m^3 verranno trattati come terre e rocce da scavo assimilabili a sottoprodotti, come confermato dalle indagini ambientali eseguite in fase di progettazione definitiva, i cui esiti risultano conformi ai parametri e ai valori limite previsti dalla tabella 1, colonna "A" (riutilizzo in siti ad uso verde pubblico, privato e residenziale) e colonna "B" (riutilizzo in siti ad uso commerciale e industriale) dell'Allegato 5 del D.Lgs. 152/2006 e s.m.i.

Prima di avviare la fase di progettazione, è stata svolta una campagna geognostica al fine di caratterizzare i terreni presenti in sito e attestarne l'idoneità chimica e meccanica per un eventuale riutilizzo. La campagna ha previsto l'esecuzione sia di prove in sito sia di laboratorio, come dettagliatamente elencato al *capitolo 8* della relazione tecnica - generale.

La progettazione geotecnica del bacino di accumulo, secondo quanto previsto dall'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018 (NTC-2018), ha riguardato le seguenti verifiche:

- verifiche di stabilità globale per sezioni tipologiche dell'argine in funzione dell'altezza considerando tutte le diverse condizioni di carico che si possono verificare nell'invaso durante la vita utile dell'opera, sia a breve termine che a lungo termine, per gli stati limite ultimo e di esercizio dell'opera previsti dalle vigenti NTC;
- le verifiche di ammissibilità dei cedimenti nei terreni di fondazione dell'argine;
- le verifiche dei fenomeni connessi ai moti di filtrazione e sifonamento;
- la verifica a galleggiamento.

Le verifiche sono state svolte per la sezione arginale di progetto considerata più critica, quella caratterizzata dalla massima altezza della sommità dell'argine rispetto al piano campagna.

Lo studio del comportamento della diga è stato condotto tramite un approccio di tipo numerico 2D agli elementi finiti con il software *Diana FEA*. La metodologia di calcolo, i parametri utilizzati e le verifiche svolte sono descritti e riportati in dettaglio all'interno dell'elaborato tecnico allegato al progetto esecutivo "*Relazione geotecnica"*.

Sulla sommità del rilevato arginale è, infine, prevista la realizzazione di una pista carrabile lungo tutto il perimetro, al fine di consentire le attività di manutenzione periodica e garantire l'accessibilità alle opere. Tale pista, larga 3,0 m sarà costituita da uno strato di ghiaia di spessore pari

a 30 cm. Sul lato sud verrà, inoltre, realizzata una pista di accesso alla sommità arginale, inghiaiata per una larghezza di 3 m e avente una pendenza massima indicativa del 10% per la rampa di accesso.

Le scarpate esterne del rilevato arginale (lato campagna), dopo la profilatura finale, necessiterà di uno strato di terreno vegetale di circa 30 cm, sul quale verrà seminata una cotica erbosa capace di limitare fortemente la corrivazione delle acque meteoriche.

Verrà, infine, realizzata, una recinzione di sicurezza perimetrale all'invaso in rete metallica plastificata di colore verde con due varchi, uno a nord e uno a sud, dotati di cancello e, ove possibile, una pista circumlacuale lungo il perimetro esterno dell'invaso al fine di facilitare le operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria, le manovre dell'opera di presa e tutte le azioni per la gestione ordinaria dell'invaso.

Alla pagina seguente si riporta la sezione arginale tipologica prevista in progetto esecutivo.

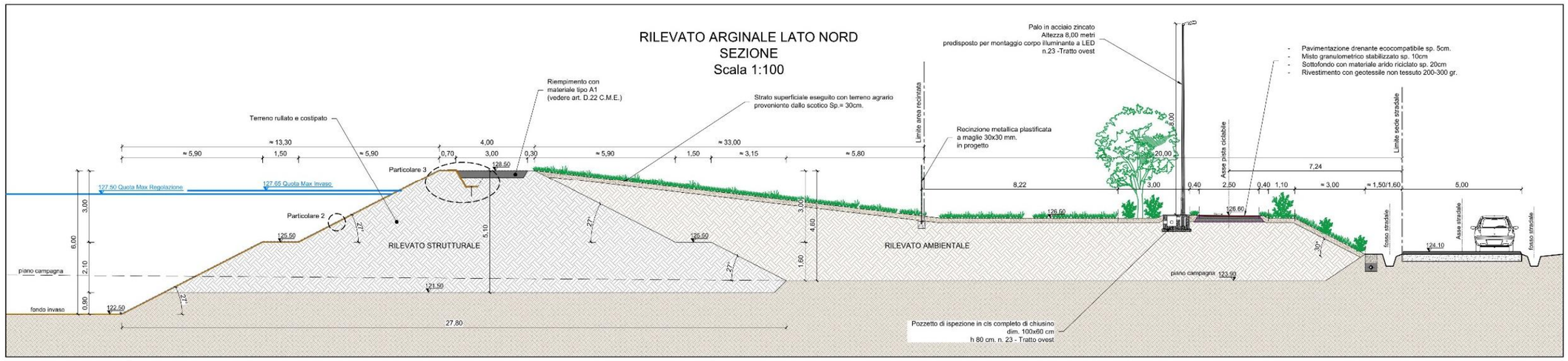


Figura 13 – Sezione tipologica del rilevato arginale – lato nord (sezione utilizzata per le verifiche geotecniche).

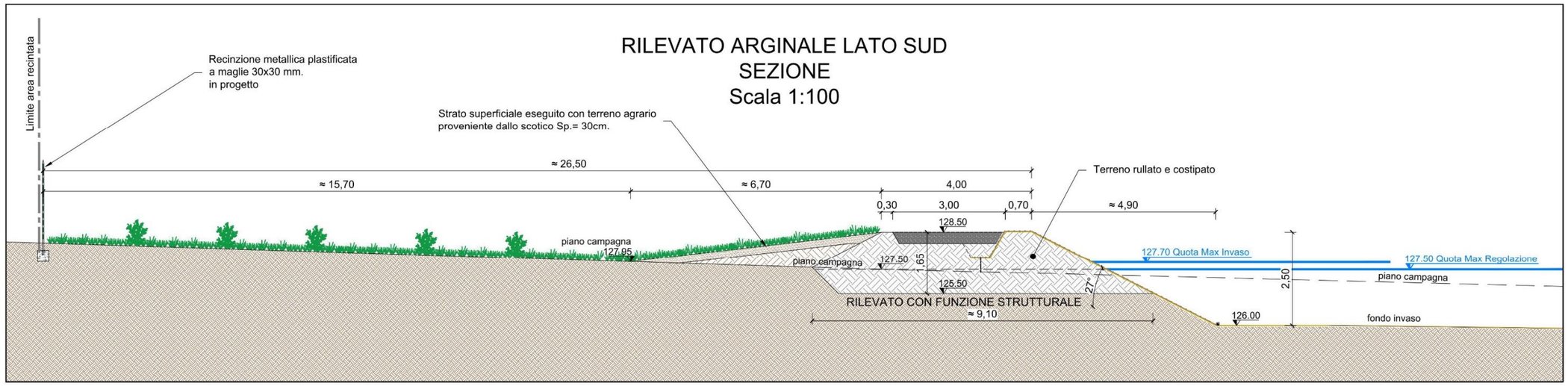


Figura 14 – Sezione tipologica del rilevato arginale – lato sud.

Al fine di evitare fenomeni di filtrazione e prevenire il fenomeno di sifonamento, il paramento e il fondo del rilevato lato bacino saranno impermeabilizzati mediante un sistema di impermeabilizzazione oggetto di miglioria tecnica in fase di gara d'appalto, finalizzata ad incrementale la durabilità del sistema impermeabilizzante e riguardate tutti i materiali che lo compongono.

Si riportano il raffronto tra quanto previsto in progetto definitivo e quanto offerto in fase di gara di appalto integrato, ovvero previsto in progetto esecutivo e in realizzazione e la stratigrafia costruttiva del sistema di impermeabilizzazione previsto:

Raffronto tra il pacchetto di progetto e di miglioria

Strato	Progetto	**Miglioria**
Terreno	costipato in strati di 20 cm	costipazione con mezzi GPS e strati da 20 cm
Tessuto non tessuto	300 g/m²	**500 g/m²**
Guaina impermeabile	EPDM 1,1 mm	**HDPE 2,5 mm**
Rete superficiale	rete antinutria	**rete di sicurezza**

Figura 15 – Confronto tra sistema di impermeabilizzazione in progetto e in miglioria tecnica.

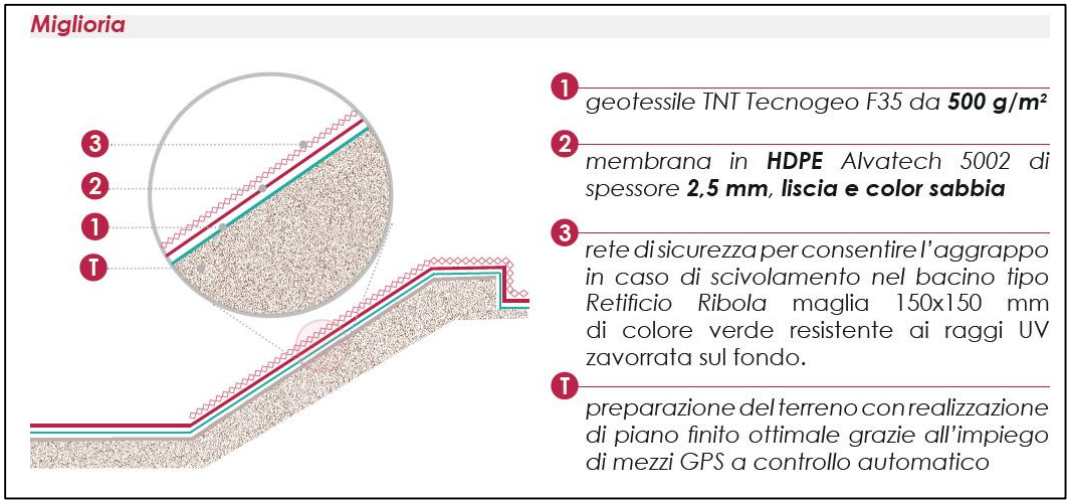


Figura 16 – Dettaglio stratigrafia del sistema di impermeabilizzazione previsto.

Il sistema di impermeabilizzazione sarà, pertanto, realizzato mediante le seguenti fasi costruttive e componenti:

- preparazione e regolarizzazione del fondo scavo e del terreno di fondazione;
- tessuto non tessuto ad alta tenacità, con grammatura pari a 500 g/m^2;
- telo impermeabile costituito da membrana in HPDE sp. 2,5 mm con caratteristica di resistenza ai roditori ed antiradice;
- rete di sicurezza a maglia mm 150x150 in grado di consentire l'aggrappaggio in caso di scivolamento e resistente ai raggi UV.

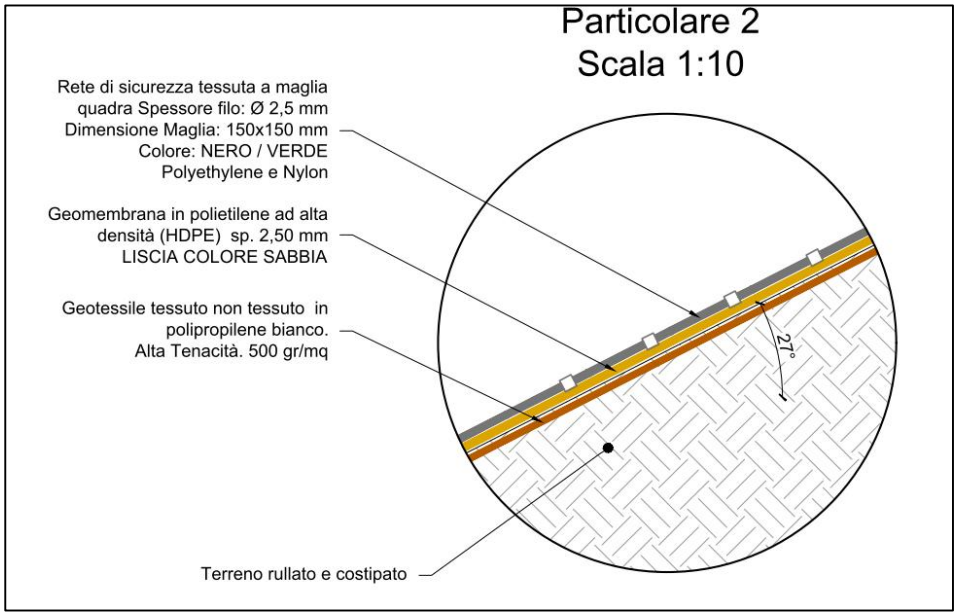


Figura 17 – Dettaglio stratigrafia sistema di impermeabilizzazione invaso previsto in progetto esecutivo.

3.3.3.1 Preparazione del terreno di fondazione

Al fine di garantire la corretta posa in opera della guaina impermeabile è prevista la **realizzazione di un piano finito ottimale.** Le superfici sulle quali si andrà a posare il manto impermeabile avranno, quindi, superficie regolare e saranno adeguatamente compattate per ottenere una superficie rigida atta a resistere alle pressioni esercitate durante la posa dei teli e all'esecuzione delle saldature. Si provvederà, inoltre, a verificare l'assenza di infiltrazioni di acqua, la presenza di fango e di materiale organico che possa produrre biogas fermentando. In questo modo si assicurerà l'assenza di gobbe o pieghe, garantendo la pulizia delle superfici interessate dalle saldature di giunti del sistema di impermeabilizzazione sovrastante.

Le operazioni di stesa e compattazione del materiale avverranno con l'impiego di escavatori, dozer e rulli dotati di strumentazione di **controllo automatico GPS** per garantire l'accuratezza e il

monitoraggio della produttività durante tutta la durata delle lavorazioni.

Il rilevato arginale verrà realizzato con strati di massimo **20 cm**, costipati con rullo a piede di montone con pressione sui singoli piedi > 25 kg/cm^2 e con un minimo di 6 passate. Verranno impiegati **rulli con sistema di controllo e analisi della compattazione tipo SEISMIC**, il quale regola automaticamente la frequenza di vibrazione ed è in grado di adattarla in funzione della tipologia di terreno da compattare, consentendo di ridurre il numero delle passate necessarie a raggiungere i valori di carico richiesti. I rulli opereranno con sistematicità lungo direzioni parallele garantendo una sovrapposizione tra le varie passate pari ad almeno il 10% della larghezza del rullo.

Durante i lavori di preparazione del piano di fondazione saranno eseguite prove di piastra subito dopo la compattazione con il rullo, per verificare l'idoneità della stessa.

3.3.3.2 Tessuto non tessuto

Rispetto al tessuto non tessuto in PP da 300 g/m^2 previsto in progetto definitivo, si prevede la fornitura e posa di un geotessile non tessuto agugliato in polipropilene alta tenacità stabilizzato avente caratteristiche tecniche superiori da 500 g/m^2 rispetto a quelle di progetto come indicato nella seguente tabella di raffronto:

Raffronto tra il TNT di progetto e di miglioria

Parametro	Progetto	Miglioria
Massa	300 g/m²	**500 g/m²**
Resistenza a trazione	22 kN/m	**35 kN/m**
Resistenza a punzonamento	3,6 kN	**6,4 kN**
Spessore a 2 kPa	2,5 mm	**3,5 mm**

Figura 18 – Confronto tra TNT in progetto e in miglioria tecnica.

La maggiore resistenza del prodotto proposto lo rende un efficace strato antipunzonante a contatto con lo strato impermeabile, incrementando così la durabilità dell'intero pacchetto.

3.3.3.3 Membrana impermeabile

Rispetto al telo in EPDM di spessore 1,1 mm previsto in fase definitiva si prevede la fornitura e posa di **membrana in HDPE di spessore 2,5** mm, conforme alla norma UNI 11309, liscia e di color sabbia, avente caratteristiche tecnico-prestazionali superiori rispetto alle previsioni di progetto definitivo, come indicato nella seguente tabella di raffronto.

Raffronto tra il geomembrana impermeabile di progetto e di miglioria

Parametro	Progetto	Miglioria
Materiale Colore	EPDM nero	**HDPE** **sabbia**
Spessore	1,1 mm	**2,5 mm**
Resistenza a punzonamento	0.8 kN	**6,5 kN**
Resistenza a trazione	9 N/mm²	**33 N/mm²**

Figura 19 – Confronto tra membrana impermeabile in progetto e in miglioria tecnica.

L’incremento della resistenza a trazione e al punzonamento consentirà di **incrementare la durabilità dell’impermeabilizzazione garantendo la resistenza all'azione dei roditori (come da dichiarazione del produttore nota del 27.03.2024) e la non penetrazione delle radici (UNI 11309 punto 8.2.12 per destinazioni d’uso della geomembrana in classe F, UNI EN 16993).**

La geomembrana in HDPE prevista è preliminarmente testata in laboratorio per verificare il meccanismo di degrado applicando temperature elevate, sollecitazioni elevate, esposizione, raggi ultravioletti e liquidi di contatto particolarmente aggressivi, garantendo una durabilità stimata superiore a 100 anni per quanto concerne la resistenza alla degradazione.

La geomembrana HDPE prevista risulta, inoltre, **atossica** come riportato nel certificato di potabilità rilasciato da ente terzo.

Le modalità di **esecuzione e di controllo della qualità di giunti saldati** delle membrane e teli impermeabili sono regolamentate dalla norma UNI 10567. Le saldature tra i teli verranno, quindi, eseguite con giunto a doppia saldatura con canaletta di prova per il collaudo (a) con l’impiego di

attrezzature di tipo meccanizzato. Per alcuni dettagli costruttivi invece verrà eseguito il giunto a cordone sovrapposto (b). Per ogni giunto eseguito l'impresa esecutrice fornirà specifico Rapporto di saldatura.

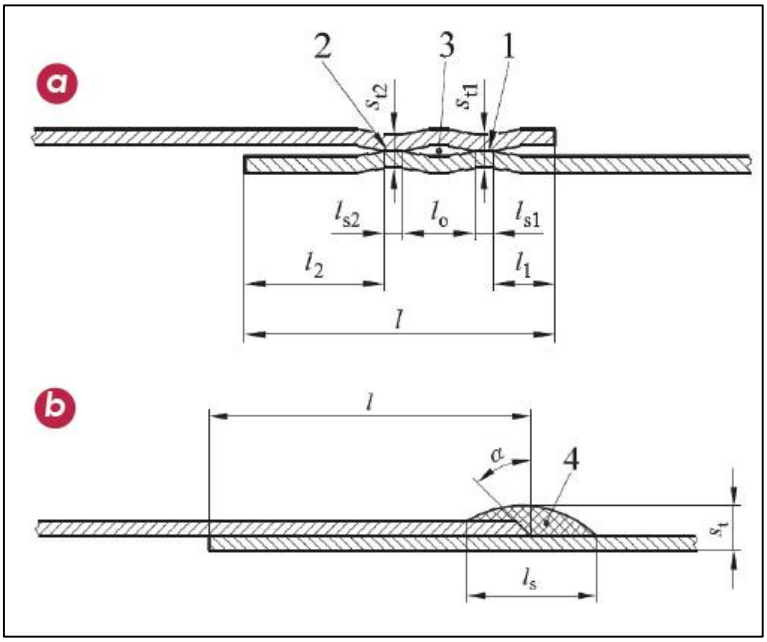


Figura 20 – Dettaglio modalità di saldatura membrana.

La guaina proposta in fase di miglioria tecnica di gara e prevista in progetto esecutivo è facilmente saldabile ad altri elementi in polietilene (tubi in PEAD ed alle cartelle in PEAD di ingresso/uscita dall'invaso) al fine di garantire la perfetta tenuta idraulica del sistema.

Saranno, in particolare, impiegati i seguenti elementi e accorgimenti tecnici ed operativi per la risoluzione dei principali dettagli costruttivi e a garanzia della conformità e della funzionalità dell'opera.

- **Passaggio tubazioni:** in corrispondenza dell'attraversamento delle tubazioni del rilevato arginale verrà installata una cartella in polietilene, debitamente tassellata alla sottostante platea in cemento armato, alla quale potranno essere saldati i teli con un giunto a cordone sovrapposto. Si riportano nel seguito alcune immagini estratte dagli elaborati grafici di Progetto esecutivo.

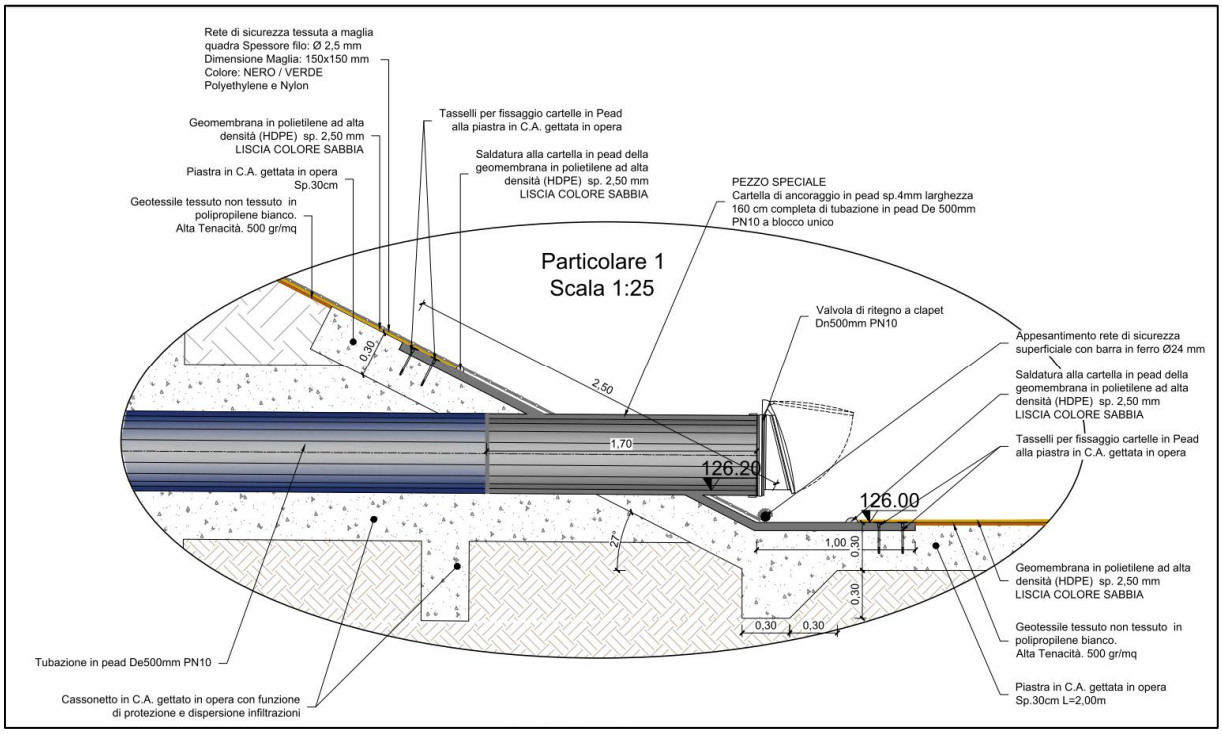


Figura 21 – Dettaglio costruttivo tubazione di carico con pezzo speciale in PEAD e cartella dotata di predisposizione per ancoraggio ai teli impermeabili in HPDE.

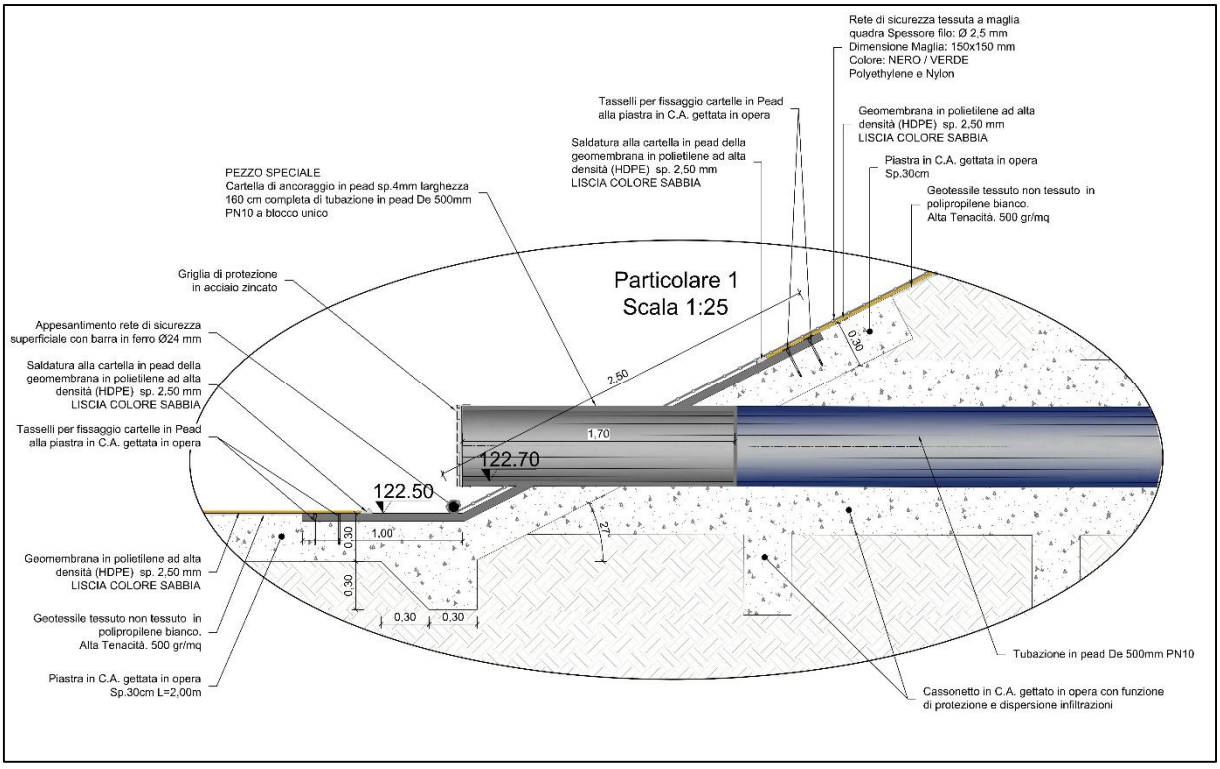


Figura 22 – Dettaglio costruttivo tubazione di scarico con pezzo speciale in PEAD e cartella dotata di predisposizione per ancoraggio ai teli impermeabili in HPDE.

Ai fini della posa in opera del sistema di impermeabilizzazione e della guaina in HPDE saranno

seguiti i seguenti criteri, modalità applicative e controlli in corso d'opera:

- **Immorsamento del sistema di impermeabilizzazione in corrispondenza della sommità del rilevato arginale:** al fine di garantire la stabilità a sfilamento longitudinale e limitare le eventuali deformazioni a medio-lungo termine del sistema, garantendo nel contempo l'impermeabilità completa del franco idraulico previsto (1 metro).

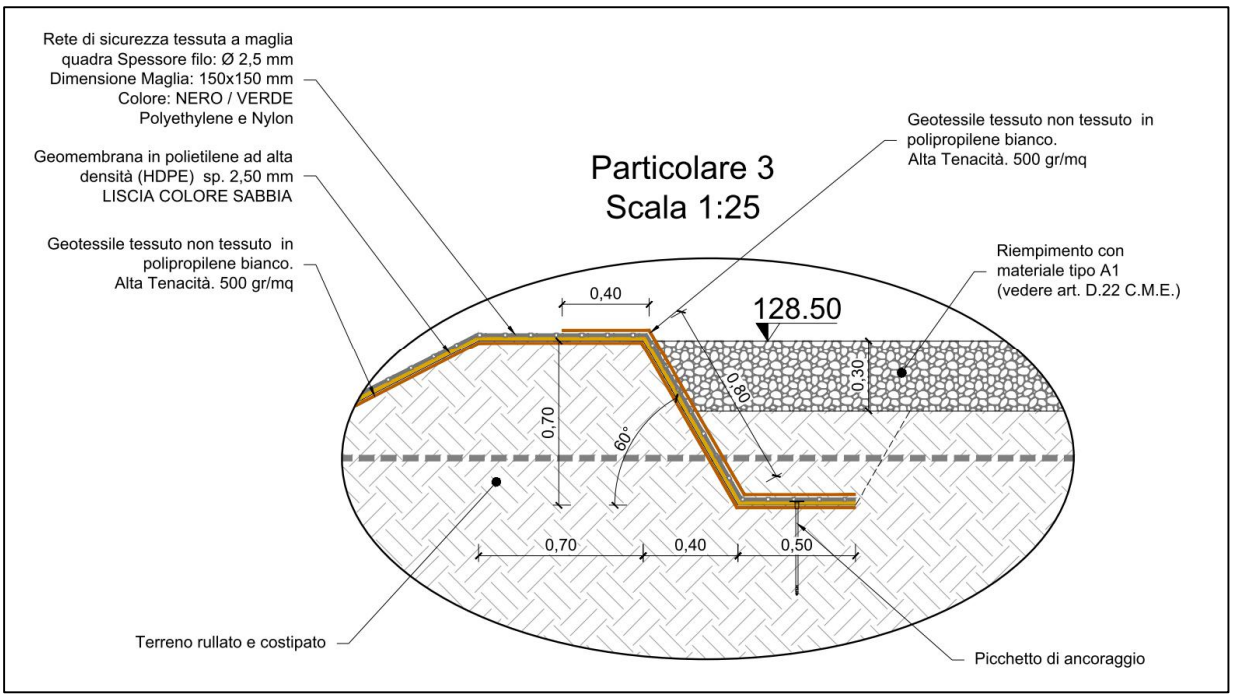


Figura 23 – Dettaglio costruttivo innesto sistema di impermeabilizzazione in corrispondenza della sommità del rilevato arginale e della relativa pista di servizio carrabile.

- **Marcatura dei rotoli:** sarà garantita la completa tracciabilità e marcatura del prodotto per il facile riconoscimento dello stesso in sito. Ogni rotolo fornito prevede una etichetta identificativa con nr. di lotto di produzione e nr. di rotolo per la rintracciabilità, anche dopo la totale posa dello stesso. Detti numeri sono riportati anche nei Certificati di controllo rotolo (inviato per ciascun rotolo fornito) e sul packing list che accompagna i documenti di trasporto. Tali numeri identificativi verranno anche utilizzati dalle società di posa per redigere il piano di posa dei teli.
- **Diagramma di posa dei teli: u**na volta realizzato lo scavo verrà eseguito un rilievo topografico e tramite laserscanner 3D con nuvola di punti che verrà trasmessa al produttore

dei teli in HDPE. Il produttore avrà, quindi, a disposizione le informazioni per realizzare i teli delle dimensioni più grandi possibili in modo da diminuire il numero delle saldature. Il disegno di dettaglio frutto della collaborazione tra i posatori e il fornitore consentirà di avere teli in cantiere di dimensioni ottimali per velocizzare le lavorazioni ed evitare errori di posa. Verrà, inoltre, compilato il diagramma di posa dei teli con tutte le informazioni necessarie per la verifica ed il controllo della corretta posa: numerazione univoca del telo (n. di rotolo) e della saldatura, tipologia di saldatura, punto di prelievo della saldatura.

- **Controlli in corso d'opera:** ai sensi della UNI 10567 si eseguiranno i seguenti controlli in corso d'opera:
  - controlli preliminari alle operazioni di saldatura;
  - controllo delle geomembrane e del materiale d'apporto: al fine di verificare la conformità del materiale al certificato di controllo effettueremo i campionamenti e le relative prove di laboratorio;
  - controllo delle attrezzature di saldatura;
  - controllo dei requisiti di qualificazione dei saldatori;
  - controllo delle procedure di saldatura;
  - controlli successivi all'esecuzione dei giunti saldati: esame visivo dei giunti saldati;
  - prova di impermeabilità dei giunti saldati tramite prova in pressione introducendo aria compressa nella canaletta di prova;
  - esame dimensionale;
  - prova di resistenza a pelatura.

  A fine posa verrà eseguito il controllo del 100% delle saldature verrà rilasciato specifico certificato di conformità da parte della ditta esecutrice della posa.

- **Riparabilità:** i giunti saldati risultanti eventualmente difettosi a seguito del controllo saranno oggetto di riparazione. Le riparazioni verranno effettuate realizzando un giunto a cordone sovrapposto. La stessa modalità verrà adottata in caso di danni o rattoppi.
- **Migliore integrazione paesaggistica**: l'impiego della geomembrana color sabbia garantirà, nel contempo, una **migliore integrazione del bacino nel paesaggio circostante**,

anche in assenza di acqua, come ravvisabile dalle seguenti immagini esemplificative tratte da lavori analoghi:



Figura 24 – Esempio tipologico membrana in HPDE color sabbia.



Figura 25 – Esempio tipologico membrana in HPDE color sabbia.

- **La geomembrana in** HDPE da 2,5 mm non viene penetrata dalle radici ed è resistente all'aggressione da parte dei roditori, pertanto assolverà anche la funzione di barriera anti-nutria, nel rispetto di quanto progettualmente previsto in fase definitiva (così come

dichiarato con propria nota dal fornitore)

3.3.3.4 Rete di sicurezza

Il progetto esecutivo prevede la fornitura e posa di una rete tipo Ribola Rete MIX 4F maglia 150 x 150 mm di colore verde o nero, resistente ai raggi UV, posizionata esclusivamente lungo la scarpata del bacino. La dimensione della maglia è adeguata per consentire la risalita di una persona accidentalmente caduta all'interno del lago.

Nella parte superiore la rete verrà ancorata alla berma dove risvolta il resto del pacchetto di impermeabilizzazione, mentre a fondo invaso la rete verrà dotata di un contrappeso inserito all'estremità realizzato da una barra di acciaio.

3.3.3.5 Monitoraggio rilevati arginali invaso

Il progetto prevede l'installazione nel rilevato arginale di n. 4 assestimetri a piastra al fine di monitorare gli eventuali cedimenti. Gli assestimetri saranno installati lungo i rilevati arginali con maggiore elevazione dal piano campagna, cosi come rappresentato nell'elaborato grafico D2, e più precisamente n. 3 lungo il lato nord dell'invaso ed uno a nord-ovest.

3.4 MANUFATTI IDRAULICI DI REGOLAZIONE E SCARICO INVASO

I manufatti idraulici con lo scopo di regolare il livello di invaso e, all'occorrenza, provvederne allo scarico e allo svuotamento, oltre al manufatto di carico descritto al *paragrafo 6.2.1*, sono costituiti da:

- manufatto di scarico;
- manufatto di scarico di superficie.

3.4.1 Manufatto di scarico

Il manufatto di scarico è l'opera che consente di svasare il volume idrico accumulato nell'invaso in progetto e alimentare le reti irrigue sottese. Il manufatto di scarico è costituito da una tubazione in PEAD annegata in una trave in c.c.a., protetta in ingresso da una struttura dotata di apposita griglia. La tubazione non può attraversare il corpo del rilevato arginale e pertanto verrà alloggiata in una trincea scavata nel terreno naturale. Attorno ad essa verrà realizzato un cordolo armato in c.c.a. dotato di collari anti-sifonamento anch'essi realizzati in c.c.a. che consentirà di aumentare la resistenza alle sollecitazioni meccaniche e ridurre gli eventuali fenomeni di filtrazione. Attorno alla trave il terreno di rinfianco verrà adeguatamente costipato con la massima cura. Questa tubazione da un lato consentirà di prelevare i volumi irrigui necessari al soddisfacimento dei fabbisogni colturali dell'areale servito dall'invaso e, dall'altro, di svuotare quasi completamente il bacino stesso in caso di necessità.

Sulla tubazione di scarico sono previsti una valvola di regolazione della portata motorizzata e un misuratore di portata elettromagnetico (oltre ai tronchetti in acciaio necessari per l'installazione degli organi di regolazione). Tali apparecchiature saranno realizzate all'interno di un apposito pozzetto in c.c.a. costituito da n. 2 blocchi prefabbricati, ispezionabili e accessibili da piano campagna, ciascuno avente dimensione pari a m 1,50 x 1,50 e altezza 1,5 ÷ 3,0 m.

Con la tubazione di scarico sarà, inoltre, possibile alimentare anche la tubazione Terzuola dei Fiducia mediante l'installazione di un giunto a T. Sul tronco di connessione con la condotta Terzuola dei Fiducia è collocata una valvola di regolazione motorizzata all'interno di un pozzetto prefabbricato in c.c.a. ispezionabile e accessibile da piano campagna, ciascuno avente dimensioni interne pari a m 1,50 x 1,50.

L'opera di scarico e distribuzione è costituita da:

- una tubazione di scarico in pressione in PEAD De 500 mm Pn 10.;
- n. 1 cartella in PEAD lato lago
- n. 3 pozzetti di ispezione prefabbricati;
- n. 1 misuratore di portata;
- n. 2 valvole di regolazione della portata motorizzate;
- n. 1 griglia metallica in testata tubo;

- n. 1 palo con lampada di illuminazione;
- n. 1 armadio contenente quadro di alimentazione elettrica per motorizzazione valvole, misuratore di portata ed illuminazione;
- cavidotto per predisposizione trasmissione segnali telecontrollo.

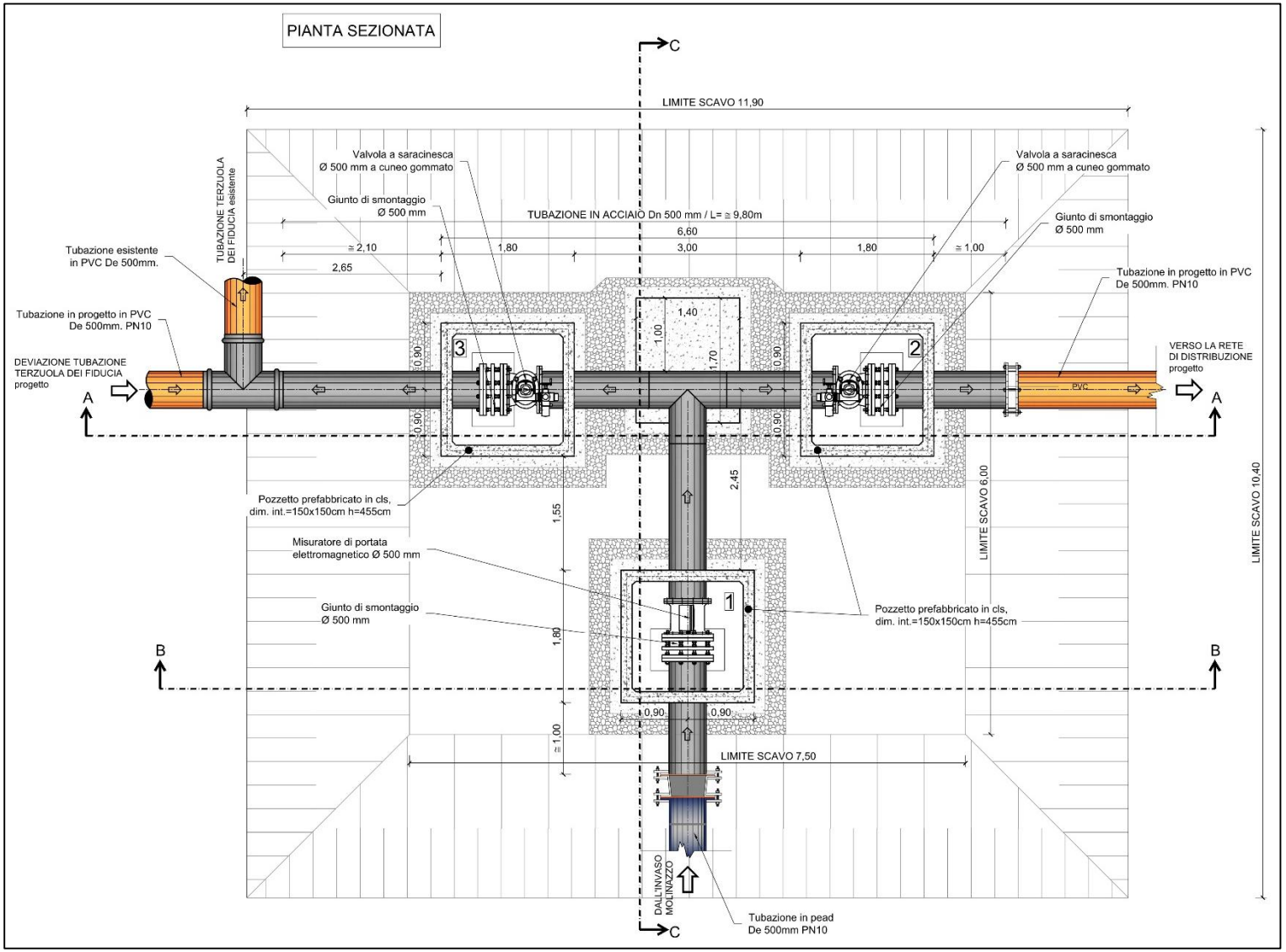


Figura 26 – Manufatto di scarico – pianta.

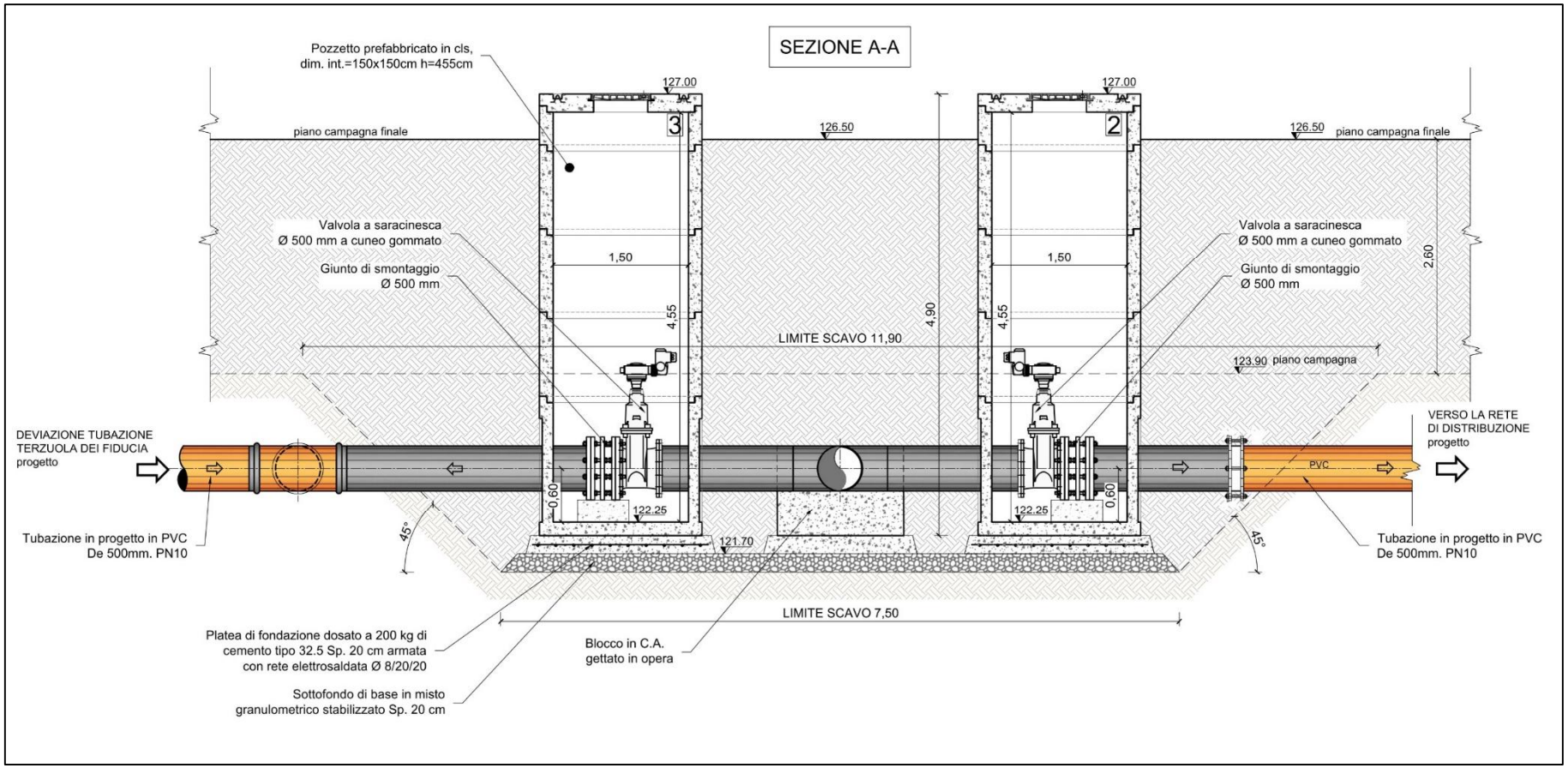
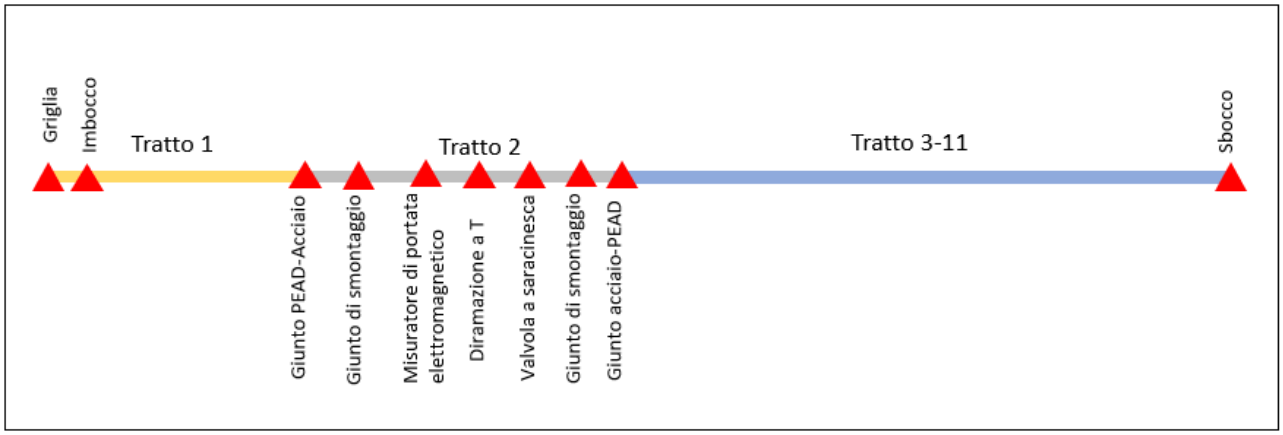


Figura 27 – Manufatto di scarico – sezione.

3.4.2 Verifica idraulica della tubazione di distribuzione

In relazione alla differenza di diametro interno tra la tubazione in PVC prevista in fase di progetto definitivo, nell'ambito della presente progettazione esecutiva sono stati effettuati i pertinenti aggiornamenti delle verifiche idrauliche della tubazione, le quali vengono nel seguito riportate.

Il tratto di condotta di distribuzione, come si può desumere dagli elaborati grafici allegati alla documentazione progettuale, è stato schematizzato idraulicamente come rappresentato nella seguente figura:



In tabella sono indicate le caratteristiche fisiche e geometriche delle condotte previste in progetto:

Tratto	Materiale tubazione	DN [mm]	Spessore [mm]	D_i [mm]	Lunghezza [m]	Pendenza media
1	PEAD	500	29.7	440.6	35	0.0019
2	Acciaio	500	5.6	496.8	17	0.0019
3	PVC-U rigido	500	19.1	461.8	105	0.0011
4	PVC-U rigido	500	19.1	461.8	294	0.0117
5	PVC-U rigido	500	19.1	461.8	66	0.0091
6	PVC-U rigido	500	19.1	461.8	70	0.0007
7	PVC-U rigido	500	19.1	461.8	23.8	0.0232
8	PVC-U rigido	500	19.1	461.8	46.8	0.0076
9	PVC-U rigido	500	19.1	461.8	60	0.0008
10	PVC-U rigido	500	19.1	461.8	63.7	0.0078
11	PVC-U rigido	500	19.1	461.8	20.7	0.0020

La tubazione di distribuzione da un lato consente di prelevare le portate irrigue necessarie al soddisfacimento dei fabbisogni colturali dell'areale servito dall'invaso, e dall'altro di svuotare quasi completamente il bacino stesso.

Il dimensionamento dello scarico è eseguito mediante la simulazione dello svuotamento

dell'invaso con lo scopo di calcolare il tempo occorrente per lo svuotamento dell'invaso e la massima portata che può essere scaricata tramite lo stesso.

Lo svuotamento dell'invaso è stato calcolato integrando l'equazione di continuità:

$$\frac{Q_e(t)+Q_e(t+\Delta t)}{2} - \frac{Q_u(t)+Q_u(t+\Delta t)}{2} = \frac{W(t+\Delta t)-W(t)}{\Delta t}$$

dove con Q_e *e* Q_u si sono indicate rispettivamente la portata entrante all'invaso e la portata uscente dallo scarico, espresse dalle leggi di efflusso caratteristiche delle varie fasi di funzionamento analizzate, nonché la legge quota-volume determinata dall'analisi della morfologia del bacino di invaso. Il termine $W(t)$ rapresenta la variazione del volume idrico nell'invaso in funzione del tempo.

I tempi di svuotamento all'istante i-esimo si calcolano scrivendo l'equazione di continuità dell'invaso nella forma:

$$t_i = t_{i-1} + \frac{W_{i-1} - W_i}{(Q_{i-1} + Q_i)\cdot 0.5}$$

Nel calcolo del tempo di svuotamento la portata Q_e che esprime un eventuale apporto idrico all'invaso durante le operazioni di scarico è posta costante e pari a zero intercludendo la possibilità di derivazione.

Per il dimensionamento e la verifica della tubazione nelle condizioni di svuotamento dell'invaso si è fatto riferimento al modello in moto permanente di un fluido incomprimibile entro condotte cilindriche in pressione. La perdita di carico totale per unità di lunghezza della condotta è pari alla corrispondente perdita di carico piezometrico (pendenza motrice). Essa è correlata alle grandezze caratteristiche del moto, della condotta e del fluido dall'equazione:

$$h_1 - h_2 = \beta_r \frac{Q^2}{D^5} L + \sum_i P_{conc,i}$$

dove:

- $h_1 - h_2$ è la differenza di carico piezometrico
- $\beta_r = \frac{10.3}{K_S D^{1/3}}$ è il coefficiente di resistenza dimensionale secondo Gauckler-Strickler avendo indicato con K_S il coefficiente di scabrezza
- Q è la portata
- D è il diametro della condotta
- L è la lunghezza dela condotta

- $\sum_i P_{conc,i}$ rapresenta la sommatoria delle perdite di carico concentrate dei singoli dispositivi di regolazione/misura o accoppiamento

La formula indicata può essere specializzata al caso in esame esplicitando il calcolo della portata in funzione della differenza di carico tra il livello variabile nell'invaso e la quota in corrispondenza dello sbocco atteso che la regolazione delle portate derivate avverrà al manufatto di scarico mediante l'azionamento dell'apposita valvola di regolazione della portata il tempo di svuotamento è stato stimato nell'ipotesi di completa apertura degli organi.

Il livello idrico iniziale nell'invaso è considerato pari alla quota massima di regolazione 127.50 m s.l.m..

La formula che esprime le perdite dovute al moto uniforme nella condotta di distribuzione è la seguente:

$$Q = \sqrt{\frac{h_1 - h_2}{\sum_{j=1}^{3}\left(\frac{10.3}{K_{S,j}^2\, D_j^{1/3}}\,\frac{L_j}{D_j^5}\right) + \frac{8}{\pi^2\, g}\,\sum_{i=1}^{6}\left(\frac{\zeta_j}{D_j^4}\right)}}$$

Il calcolo delle perdite di carico distribuite rappresentate dal termine $\sum_{j=1}^{3}\left(\frac{10.3}{K_{S,j}^2\, D_j^{1/3}}\,\frac{L_j}{D_j^5}\right)$ è riportato schematicamente nella seguente tabella:

Tratto	Materiale tubazione	D_i [mm]	Lunghezza [m]	K_S [$m^{1/3} s^{-1}$]	Perdite distribuite [m]
1	PEAD	440.6	35.0	120	1.9814
2	Acciaio	496.8	17.0	100	0.7306
3	PVC-U rigido	461.8	105.0	120	4.6264
4	PVC-U rigido	461.8	294.0	120	12.9539
5	PVC-U rigido	461.8	66.0	120	2.9080
6	PVC-U rigido	461.8	70.0	120	3.0843
7	PVC-U rigido	461.8	23.8	120	1.0487
8	PVC-U rigido	461.8	46.8	120	2.0621
9	PVC-U rigido	461.8	60.0	120	2.6437
10	PVC-U rigido	461.8	63.7	120	2.8067
11	PVC-U rigido	461.8	20.7	120	1.7933
Sommatoria delle perdite distribuite					*36.6389*

Il calcolo delle perdite concentrate:

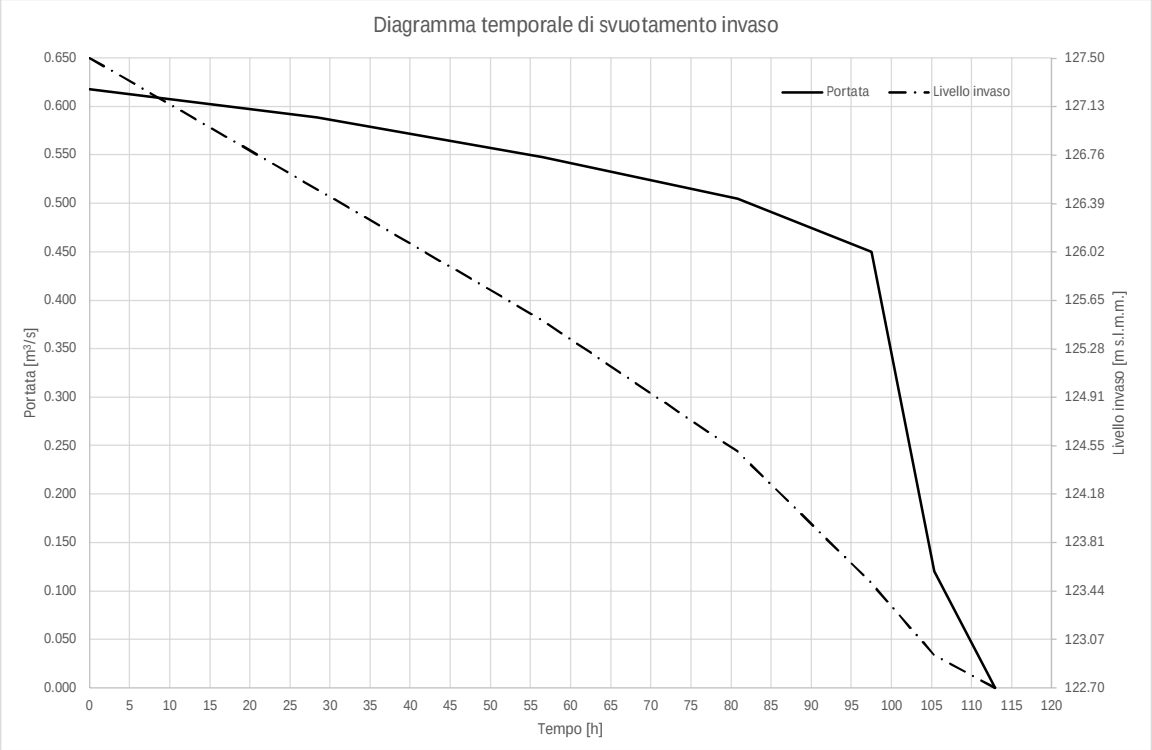
$$\frac{8}{\pi^2\, g}\sum_{i=1}^{6}\left(\frac{\zeta_j}{D_j^4}\right)$$

valutate rispettivamente in corrispondenza dell'imbocco; dei dispositivi di regolazione, misura o accoppiamento presenti in corrispondenza del manufatto di carico; nonché dello sbocco della condotta di adduzione è sintetizzato nella seguente tabella:

Descrizione	ζ	D_j [m]	$\frac{\zeta_j}{D_j^4}$ [m^{-4}]
griglia all'imbocco	0.32	0.4406	8.4913
imbocco	1	0.4406	26.5352
giunto PEAD/acciaio	0.1	0.4406	2.6535
giunto di smontaggio	0.05	0.4968	0.8208
misuratore elettromagnetico	0.05	0.4968	0.8208
diramazione a T	0.75	0.4968	12.3122
saracinesca a completa apertura	0.26	0.4968	4.2682
giunto di smontaggio	0.05	0.4968	0.8208
giunto acciaio/PVC	0.1	0.4968	1.6416
sbocco	0.5	0.4618	10.9940
Sommatoria delle perdite concentrate			*5.7309*

Nella seguente tabella sono schematizzati i calcoli effettuati per la valutazione del tempo di svuotamento dell'invaso, il quale risulta stimabile in circa 113 ore (4.7 giorni circa) a fronte della durata di circa 107 ore (4.5 giorni circa) stimata con le previsioni del progetto definitivo. La differenza del 5% circa rispetto a quanto previsto in progetto definitivo è di entità sostanzialmente trascurabile in termini di durata complessiva delle operazioni. Tale tempistica può, in tal senso, essere ritenuta idonea e compatibile con la funzionalità dell'opera in progetto e con le previsioni di progetto definitivo.

Quota Invaso [m s.l.m.]	Volume Invaso [m³]	$Q_{scaricata}$ [m³/s]	Tempo [h]	Tempo cumulata [h]
127.50	203544	0.618	0	0
126.50	141956	0.588	28.36	28.36
125.50	84443	0.548	28.12	56.48
124.50	38332	0.505	24.34	80.82
123.50	9663	0.450	16.68	97.50
122.95	1640	0.120	7.82	105.33
122.70	0	0.000	7.59	112.92



3.4.3 Dimensionamento dei collari anti-sifonamento

I collari anti-sifonamento, facendo riferimento alla letteratura tecnica in materia, sono stati predisposti per allungare il percorso di filtrazione del 25% al fine di ridurre le infiltrazioni al contatto rilevato arginale-cassonetto in c.c.a.

I collari sono stati sufficientemente distanziati per consentire le operazioni di compattazione.

Le dimensioni dei collari sono state determinate analizzando la filtrazione secondo il metodo di *Bligh e Lane*.

La verifica è stata condotta secondo il metodo di *Bligh e Lane* il quale considera il percorso che l'acqua dovrebbe fare per portarsi da monte a valle di uno sbarramento, lungo il perimetro della

fondazione. Il rapporto tra la lunghezza di questo percorso e il carico d'acqua è indicato come rapporto di scorrimento:

$$C = \frac{L}{\Delta h}$$

dove:

- L è la lunghezza, misurata in metri, della porzione di contorno delle fondazioni dell'opera immerse nel terreno al sottostante, supposto poroso e quale ammasso filtrante; si individua, pertanto, il percorso critico dell'acqua di filtrazione al di sotto delle fondazioni del rilevato al contatto con il cassonetto in c.c.a. Nella verifica si considera che la resistenza al moto è molto minore lungo il contatto orizzontale, o quasi, tra il manufatto ed il terreno piuttosto che rispetto ai contatti in direzione verticale.
- Δh è il dislivello d'acqua, o differenza di carico piezometrico fra gli estremi del suddetto percorso, ovvero tra il livello idrico massimo che si instaura nel bacino di accumulo ed il piano campagna.
- C è un coefficiente di sicurezza empirico, i cui valori, riportati nella tabella sottostante (raccomandati da Bligh e Lane), sono determinati in funzione delle caratteristiche litologiche e di permeabilità del terreno esistente al di sotto dell'opera.

	C	
Terreno	Bligh (1910)	Lane (1935)
Sabbia molto fine o limo	18.0	8.5
Sabbia fine	-	7
Sabbia media	-	6
Sabbia grossa	12.0	5
Ghiaia fine	-	4
Ghiaia media	-	3.5
Ghiaia e sabbia	9.0	3.5
Ghiaia grossa con ciottoli	5.0	3
Massi con ciottoli e ghiaia	-	2.5
Massi, ghiaia e sabbia	-	-
Argilla molle	-	3
Argilla media	-	2
Argilla compatta	-	1.8
Argilla molto compatta	-	1.6

Valori del coefficiente di scorrimento consigliati da Bligh e Lane

Successivamente Lane migliorò il metodo per tener conto della maggiore resistenza al passaggio dell'acqua dai percorsi verticali L_v rispetto a quelli orizzontali L_h. Secondo Lane la formula pertanto diventa:

$$C = \frac{\frac{1}{3}L_h + L_v}{\Delta h}$$

Lo sviluppo del percorso maggiormente critico è, pertanto, prudenzialmente rappresentato dal contorno dell'opera inserita nel mezzo poroso, il cui sviluppo, adeguatamente pesato nei suoi tratti (1/3 se il contatto è orizzontale o inclinato di un angolo ≤ 45°, 1 se è verticale o inclinato di più di un angolo maggiore di 45°), deve essere multiplo del dislivello idrico tra il livello idrico massimo che si instaura nel bacino di accumulo ed il piano campagna. Tale valore deve, quindi, essere superiore al coefficiente di scorrimento C, caratteristico della natura litologica del terreno interessato.

In generale può, dunque, scriversi, detti Lv e Lh rispettivamente le somme degli sviluppi verticali ed orizzontali delle fondazioni della traversa:

$$F = \frac{L_v + 1/3 \cdot L_h}{\Delta h} > C$$

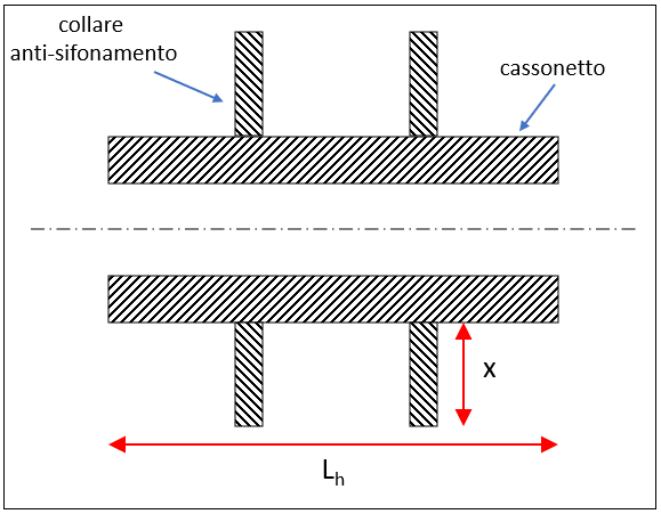
Considerando che i collari anti-sifonamento sono stati predisposti per allungare il percorso di filtrazione del 25% detto N il numero dei collari e *x* la loro dimensione verticale per allungare il percorso di filtrazione del 25% si ottiene la seguente relazione:

$$2\,x\,N > \frac{L_v}{4}$$

che abbinata all'equazione di Lane fornisce il seguente sistema di equazioni risolutivo del problema di dimensionamento:

$$\begin{cases} L_v = C\,\Delta h - \frac{1}{3}L_h \\ 2\,x\,N > \frac{L_v}{4} \end{cases}$$

dove L_h rappresenta la lunghezza del tratto di condotta inglobata nel cassonetto in c.c.a. e L_v la lunghezza incognita in funzione delle dimensioni e del numero dei collari.



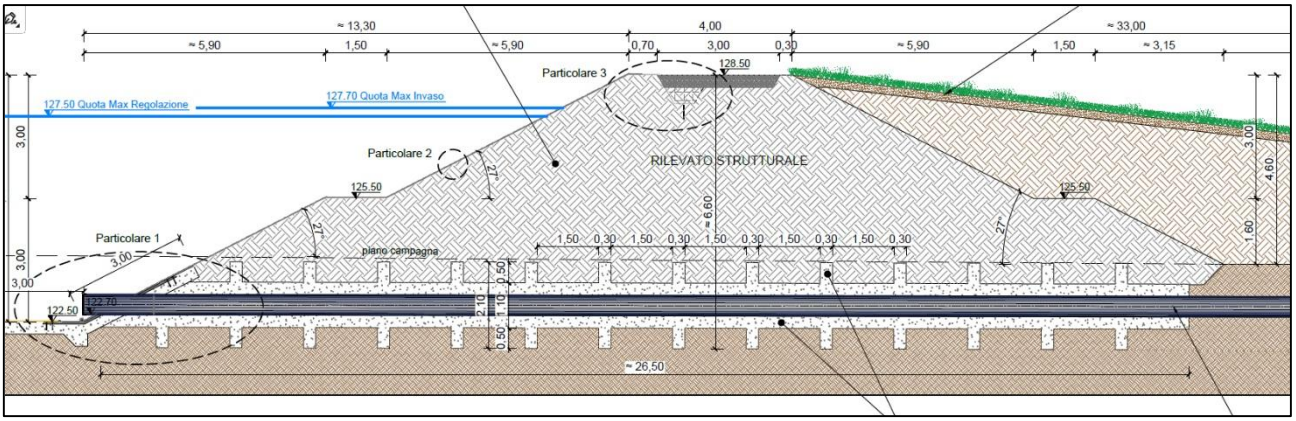
Schema del collare anti-sifonamento

Il coefficiente di scorrimento è stato adottato cautelativamente pari a 4 senza fare riferimento a componenti argillose e/o limose.

La differenza di carico piezometrico fra gli estremi del percorso di filtrazione, è stata valutata prudenzialmente considerando come livello che si dissipa lungo il cassonetto quello dell'invaso alla quota massima di regolazione pari a 127.50 m s.l.m. mentre il livello di valle è pari alla quota della fondazione del cassonetto pari a circa 122.37 m s.l.m.

Il carico piezometrico riferito al fondo del bacino di accumulo è pari quindi a circa 5.2 m.

Si ottiene pertanto, prevendendo N=13 collari lungo lo sviluppo del cassonetto pari a 26.5 m, che l'altezza minima *x* del collare è pari a circa 0.46 m con un fattore di sicurezza pari a 4.0. Adottando per motivi costruttivi un valore di *x* pari a 0.50 m il fattore di sicurezza risulta essere 4.20.



3.4.4 Manufatto di scarico di superficie

Lo scarico di superficie dell'invaso è costituito da una soglia libera che immette le acque di sfioro in un canale fugatore. Lo scarico di superficie ha lo scopo fondamentale di evitare che durante una piena particolarmente gravosa si verifichi una tracimazione della sommità arginale dell'invaso. Pertanto lo scaricatore è stato dimensionato per smaltire la portata di piena quando nel serbatoio viene raggiunta la quota di massima regolazione. L'evento di progetto dello sfioratore è legato a due fattori:

- portata massima in ingresso;
- precipitazione di progetto sull'area di invaso.

Nel caso di bacini di accumulo con rilevati in terra, la condizione di sormonto dell'acqua al di sopra del coronamento della struttura è da evitare perché potrebbe provocare il collasso dell'intera

struttura stessa. La velocità dell'acqua infatti produce una forza di trascinamento sulla terra che può provocare l'asportazione della stessa, innescando un processo auto-distruttivo. La condizione più gravosa ai fini del dimensionamento dello sfioratore, ovvero quella che produce la massima portata di progetto in ingresso all'invaso, risulta essere quella caratterizzata da:

- raggiungimento della quota di massima regolazione dell'invaso;
- massimo riempimento del canale di alimentazione.

Lo sfioratore è stato, in tal senso, dimensionato in riferimento a tale piena di progetto, come riportato nella relazione idraulica di progetto definitivo, allegata, rispetto alla quale, i dimensionamenti e le verifiche idrauliche del manufatto non subiscono variazioni.

La soglia sfiorante avrà lunghezza pari a 20 m, sarà raccordata con il piano di coronamento dell'arginatura in terra dell'invaso (gaveta trapezia) ed entrerà in funzione una volta che, durante un evento meteorico, verrà superata la quota di regolazione dell'invaso, per consentire il transito della portata di progetto. Il massimo carico idraulico sopra soglia sarà pari a circa 15 cm, pertanto la quota di massimo invaso supererà di tale valore la quota di massima regolazione. Il franco idraulico di sicurezza sarà, quindi, pari a 85 cm.

A differenza del progetto definitivo, nel quale lo sfioratore era considerato non carrabile, nel presente progetto esecutivo, al fine di dare continuità alla pista di servizio sommitale arginale per una maggiore sicurezza e funzionalità dell'opera, si è provveduto a risvoltare l'intero pacchetto di impermeabilizzazione su tutto il rilevato arginale e a posizionare il geotessuto antipunzonamento anche sulla parte superiore della geomembrana, debitamente protetto da una cappa di cls di circa 10, realizzato in 1° fase, con il successivo posizionamento dei massi lapidei. I massi lapidei saranno posizionati di piatto e non a spigolo vivo, il tutto al fine di garantire l'integrità della guaina sottostante sia durante la posa che al passaggio dei mezzi di sorveglianza.

Il canale di alimentazione ha le seguenti caratteristiche medie, valutate nei pressi del manufatto di alimentazione:

- canale a cielo aperto;
- sezione trapezia;
- base pari a 2,00 m;
- pendenza delle sponde pari a 45°;
- altezza massima 1,50 m;
- pendenza media del fondo 5‰.

Per la valutazione della portata transitante nel canale nella condizione di massimo riempimento si impiega la formula della portata uniforme di Chezy-Strickler:

$$Q = k_s \cdot A \cdot R^{1/6} \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

Q, portata transitante (m^3/s)

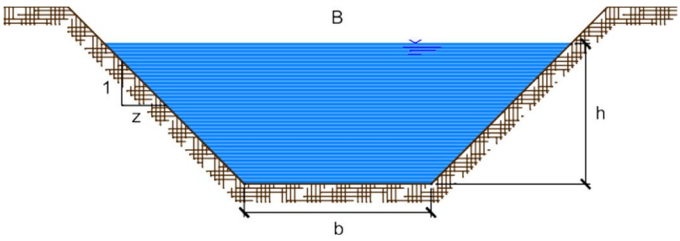
k_s scabrezza di Strickler ($m^{1/3}/s$)

A, area bagnata (m^2)

R, raggio idraulico (m)

i, pendenza media del fondo alveo (-).

Nel caso di canale a sezione trapezia si possono usare le seguenti formulazioni per valutare l'area, il contorno bagnato (P) e la larghezza del pelo libero (B) in funzione del tirante raggiunto nel canale:



$$A = h\,(b + zh)$$

$$P = b + 2h + \sqrt{1 + z^2}$$

$$R = b + 2zh$$

A favore di sicurezza si effettua il calcolo considerando il canale completamente pieno (h_{max}, massimo tirante), a cui corrisponde la portata pari a:

Invaso	b	h_{max}	α	z	B	A	P	R	k_s	i	Q
	(m)	(m)	(°)	(-)	(m)	(m^2)	(m)	(m)	($m^{1/3}/s$)	(-)	(m^3/s)
MOLINAZZO	2,00	1,50	45	1,00	5,00	5,25	6,24	0,841	35	0,005	11,58

Tale portata è la massima transitante nel canale Principale di Destra a cui verrà collegata la tubazione di carico dell'invaso. La condizione più sfavorevole ai fini della sicurezza dell'invaso è quella in cui transiti nel canale di alimentazione la massima portata smaltibile in concomitanza di serbatoio pieno, che corrisponde al transito della portata di piena precedentemente calcolata nel canale Principale di Destra (a cui corrisponde il tirante h_{max}), nel caso in cui l'invaso sia riempito fino alla quota di regolazione. La portata che defluisce nella tubazione di carico è calcolata schematizzando tale situazione come condotta in pressione tra due serbatoi (canale a monte, invaso a valle).

Facendo riferimento a condizioni di moto permanente, deve essere risolta l'equazione del moto:

$$\Delta H = L \cdot J + \sum P_c$$

dove ΔH indica la differenza tra i carichi totali a monte e a valle della condotta (avente lunghezza pari a L), J la cadente piezometrica che dipende da portata, diametro della tubazione e relativa scabrezza, e con ΣP_c la somma delle perdite di carico concentrate presenti lungo la condotta. Le perdite concentrate comportano una diminuzione della portata transitante in condotta e pertanto ai fini della sicurezza verranno trascurate,massimizzando la portata in ingresso all'invaso.

I dati di progetto della condotta sono di seguito riassunti:

- diametro D = 500 mm;
- materiale PVC;
- scabrezza assoluta ε = 0,002 mm;
- scabrezza relativa ε/D = 4·10-6;
- lunghezza 202,2 m;
- pendenza media 7,3‰.

I carichi a monte e a valle della condotta sono rispettivamente:

- carico dato dal tirante nel canale pari a 128,77 m s.l.m.;
- carico dato dalla quota di regolazione nell'invaso pari a 127,50 m s.l.m.; Di conseguenza la differenza di carico è pari a 1,27 m.

Il legame tra cadente piezometrica e diametro è espresso dalla seguente relazione:

$$J = \lambda \frac{v^2}{2gD} = \lambda \frac{Q^2}{2gDA^2}$$

dove λ rappresenta l'indice di resistenza di Darcy-Weisbach per la cui valutazione si fa riferimento allaformulazione di Prandtl-Nikuradse, valida per moto assolutamente turbolento:

$$\lambda = \left[2 \cdot log_{10}\left(\frac{3.71 \cdot D}{\varepsilon}\right)\right]^{-2}$$

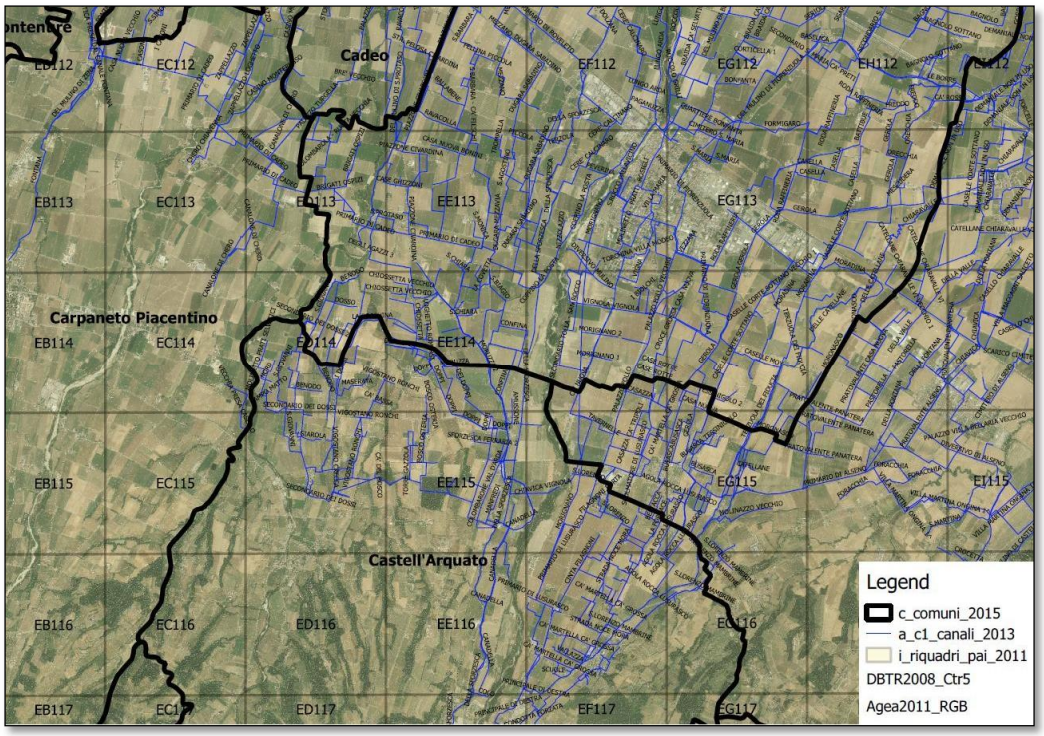
Si riportano di seguito i risultati dei calcoli effettuati:

Invaso	Hmonte	Hvalle	ΔH	D	A	Q	v	ε	ε/D	λ	J	L
	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m)	(m)	(m^2)	(m^3/s)	(m/s)	(mm)	(-)	(-)	(m/m)	(m)
MOLINAZZO	128,77	127,50	1,27	0,5	0,1963	0,471	2,4	0,002	$4 \cdot 10^{-6}$	0,010723	0,0063	202,2

A favore di sicurezza si decide di considerare anche la portata che genera dalla precipitazione sullo specchio liquido dell'invaso, corrispondente ad un evento meteorico di progetto con tempo di ritorno pari a 200 anni. La valutazione dell'altezza di precipitazione corrispondente all'evento meteorico di progetto viene effettuata tramite l'analisi probabilistica delle precipitazioni, determinando le Curve di Possibilità Pluviometrica (CPP) dell'area in oggetto. Tali curve legano l'altezza di precipitazione corrispondente ad un evento con tempo di ritorno prefissato con la durata dell'evento stesso, e sono approssimate dalla relazione:

$$h = a \cdot t^n$$

in cui *h* è l'altezza di precipitazione espressa in mm, *t* è la corrispondente durata espressa in ore, *a* è un parametro che dipende dall'ordine e *n* è un esponente che risulta sempre $0 < n < 1$ a causa della concavità verso il basso della CPP. All'interno dello strumento PAI (Autorità di Bacino del Po, 1999) sono riportati i parametri *a* e *n* delle CPP associati i tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni, per ognuna delle celle della discretizzazione territoriale (maglia quadrata di lato pari a 2 km).



Celle pluviometriche PAI

Pertanto è possibile ricavare i parametri delle CPP relativi al tempo di ritorno di 200 anni, e di conseguenza l'altezza di precipitazione di progetto riferita ad una durata critica pari a 1 ora.

La portata che si genera durante l'evento pluviometrico con Tr = 200 anni sullo specchio liquido dell'invaso risulta:

Invaso	A	cella PAI	a_{200}	n_{200}	t	h_{200}	V	Q
	(m^2)		(mm/h)	(-)	(ore)	(mm)	(m^3)	(m^3/s)
MOLINAZZO	65.000	EG115	71,75	0,256	1	71,75	4.664	1,295

La portata di dimensionamento dello scarico di superficie risulta pari alla somma della massima portata in ingresso all'invaso e dalla portata corrispondente alla pioggia sullo specchio liquido dell'invaso stesso (Tr200):

Q = 0,471 + 1,295= 1,766 m^3/s.

Lo sfioratore verrà cautelativamente dimensionato per una portata pari a 2,00 m^3/s.

Il progetto prevede la realizzazione di uno scarico di superficie costituito da una soglia di sfioro che immette le acque in un canale fugatore a cielo aperto. La formula dello stramazzo utilizzata nel dimensionamento dello sfioratore di superficie è la seguente:

$$Q = \mu L h \sqrt{2gh}$$

dove

Q, portata scaricata (m^3/s) μ, coefficiente di efflusso (-)

L, sviluppo longitudinale della soglia di sfioro (m)

h, carico idraulico sulla soglia (m)

g, accelerazione di gravità (9,81 m/s^2).

Nel caso di soglia non sagomata, il coefficiente di efflusso μ da adottare è quello valido in caso di stramazzo in parete grossa, di valore pari a 0,385.

Dal calcolo idraulico si ricava il dimensionamento dello sfioratore:

Invaso	Q_{prog} (m^3/s)	L (m)	h (m)	μ (-)
MOLINAZZO	2,00	20	0,15	0,385

La soglia sfiorante avrà lunghezza pari a 20 m e verrà raccordata con il piano di coronamento dell'arginatura in terra dell'invaso (gaveta trapezia). Entrerà in funzione una volta che, durante un evento pluviometrico, verrà superata la quota di regolazione dell'invaso, per consentire il transito della portata di progetto. Il massimo carico idraulico sopra soglia sarà pari a 15 cm, pertanto la quota di massimo invaso supererà di tale valore la quota di massima regolazione. Il franco idraulico di sicurezza sarà quindi pari a 85 cm.

Il canale fugatore è progettato per smaltire la portata di piena di progetto e convogliarla verso il canale ricettore più vicino. Verrà rivestito in massi intasati in cls nel tratto iniziale, per evitare fenomeni di erosione.Le dimensioni e le caratteristiche del canale, verificate tramite la formula del moto uniforme in canale a cieloaperto, sono di seguito riassunte:

Invaso	$Q_{scaricata}$	b	h	α	z	B	A	P	R	k_s	i
	(m^3/s)	(m)	(m)	(°)	(-)	(m)	(m^2)	(m)	(m)	($m^{1/3}/s$)	(-)
MOLINAZZO	2,00	1,5	0,72	45	1,00	2,94	1,60	3,54	0,452	30	0,005

Nel canale, in condizione di moto uniforme, si ha un tirante pari a 72 cm. Considerando un adeguato franco di sicurezza, la sezione di progetto del canale avrà le seguenti caratteristiche:

- base minore pari a 1,50 m;
- pendenza delle sponde pari a 45°;
- altezza pari a 1,50 m;
- pendenza media pari a 5‰.

Il canale avrà una lunghezza pari a 30 m e convoglierà le acque nel colatore più vicino, ovvero il canale Principale di Destra.

Si riportano nel seguito alcune immagini dello sfioratore di superficie estratte dagli elaborati grafici di progetto esecutivo:

MANUFATTO DI SCARICO DI
SUPERFICIE CON SOGLIA CARRABILE
Scala 1:100

PIANTA
scala 1:100

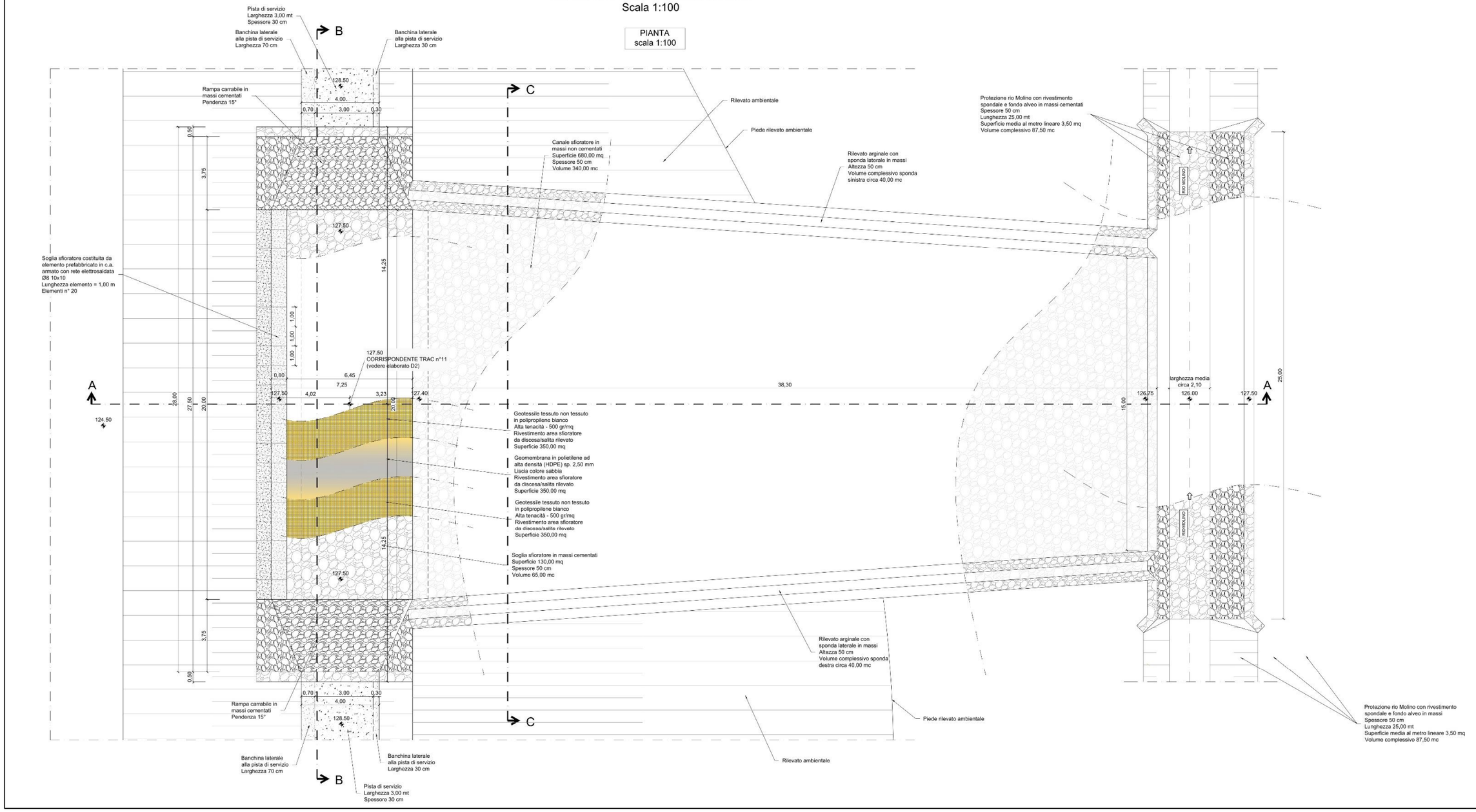


Figura 28 – Manufatto di scarico di superficie – pianta.

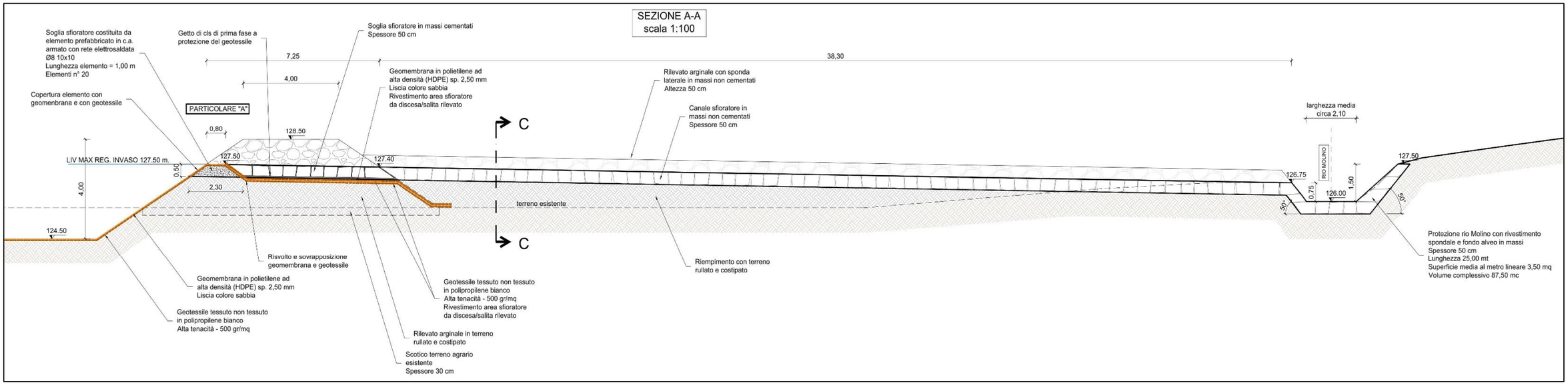


Figura 29 – Manufatto di scarico di superficie – sezione longitudinale.

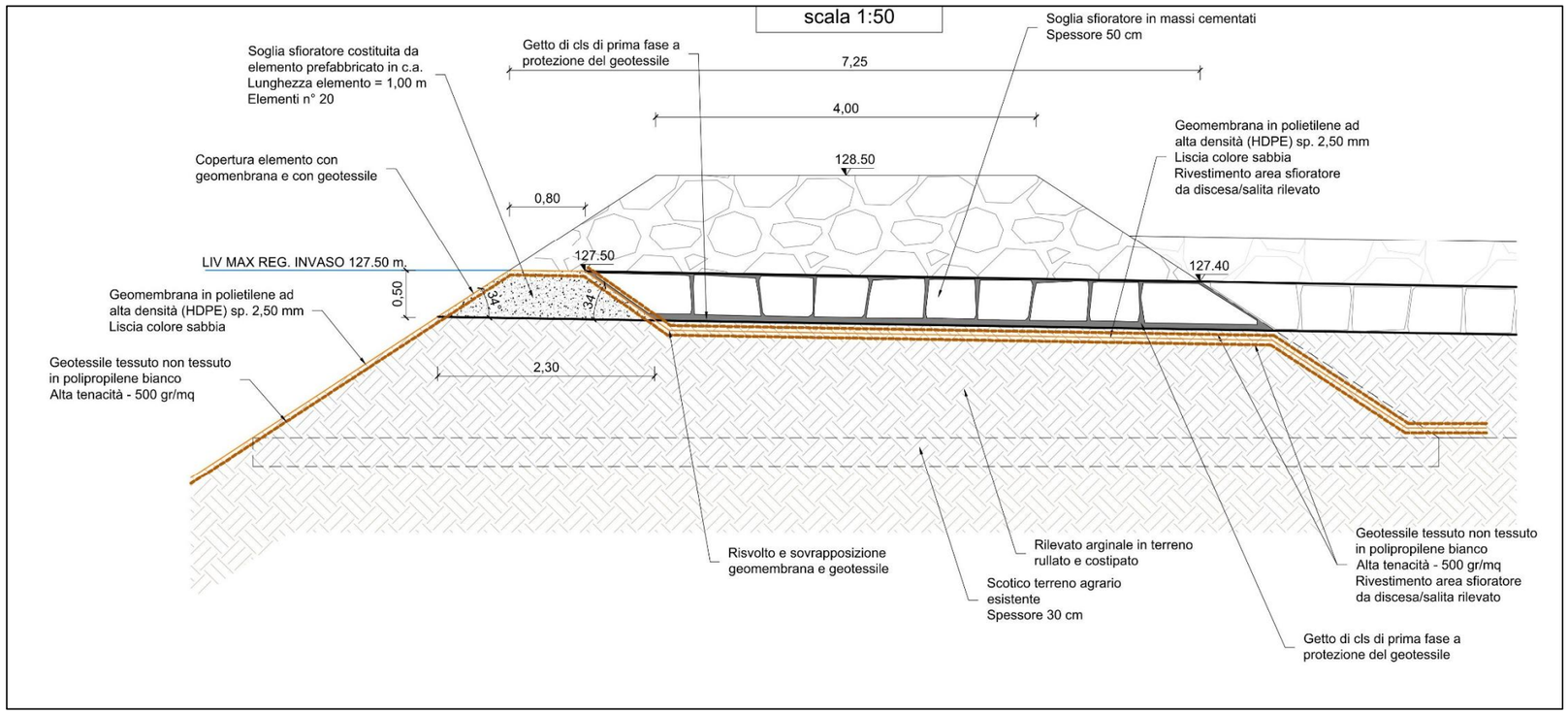


Figura 29.1 – Manufatto di scarico di superficie – sezione particolare.

3.5 RETE DI DISTRIBUZIONE

La rete di distribuzione consente, infine, di utilizzare le acque dell'invaso recapitandole verso la rete di canali consortili che convogliano le acque all'utenza. È, in particolare, costituita da una tubazione di distribuzione che collega lo scarico dell'invaso con la tubazione consortile di recapito, tramite l'immissione in apposita opera di restituzione, progettata per alimentare la rete di distribuzione consortile senza la realizzazione di impianti di sollevamento. Il convogliamento dell'acqua in pressione consente, in tal senso, di ridurre drasticamente le perdite per infiltrazione nel terreno che si avrebbero in presenza di canalizzazioni a cielo aperto.

3.5.1 Tubazione di distribuzione

La tubazione di distribuzione è prevista in PVC De 500 mm PN 10. Il raccordo con la tubazione irrigua esistente a valle dell'invaso avverrà tramite la realizzazione di un pozzetto in c.c.a. prefabbricato avente dimensioni utili interne di cm 120x120.

Si riportano, quindi, nel seguito le sezioni principali del manufatto di raccordo in c.c.a. suddetto tra la tubazione di distribuzione in PVC in progetto e la condotta irrigua in calcestruzzo esistente a valle dell'invaso.

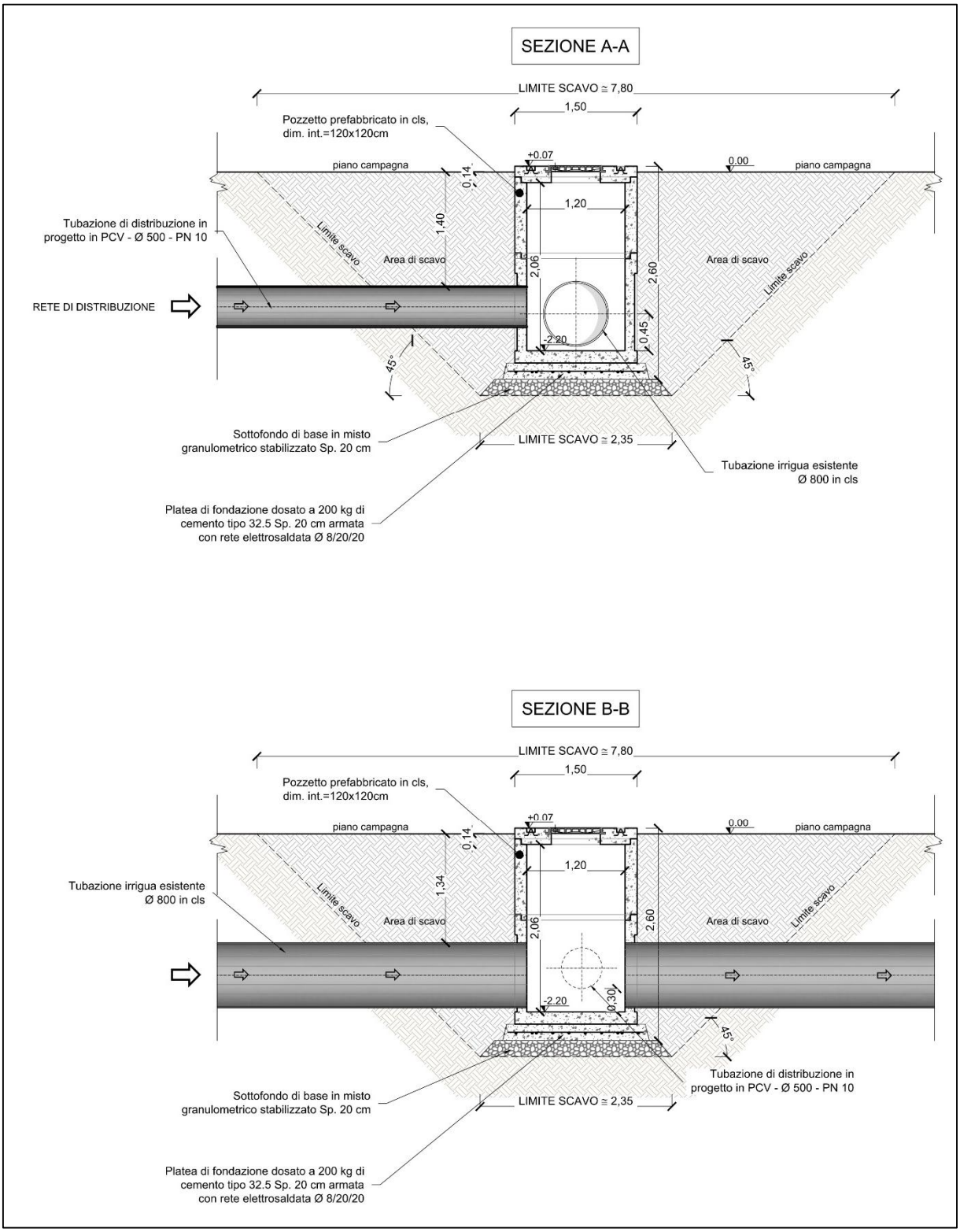


Figura 30 – Manufatto di innesto e raccordo tubazione di distribuzione con condotta irrigua esistente.

3.5.2 Deviazione tubazione Terzuola dei Fiducia

La realizzazione dell'invaso necessita l'asportazione di un tratto della tubazione in PVC

Terzuola dei Fiducia, avente diametro pari a 500 mm, per una lunghezza di circa 355 m.

Si prevede, pertanto, la sostituzione di tale tratto mediante la posa di una nuova condotta avente le medesime caratteristiche tecniche e dimensionali e uno sviluppo longitudinale di 536 m. La nuova tubazione manterrà le stesse quote di partenza e restituzione della condotta esistente e correrà esternamente all'opera in progetto lungo il lato ovest dell'invaso con direzione sud-nord.

A valle dell'invaso si prevede la possibilità di alimentare la tubazione Terzuola dei Fiducia con l'acqua invasata nel lago mediante una connessione idraulica realizzata con un giunto a T collegato con il manufatto di scarico.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici allegati al progetto esecutivo (*Tavola D14*).

4 ANALISI STATICA DELLE CONDOTTE IN PROGETTO

4.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione, la costruzione e il collaudo delle tubazioni sono regolati in Italia dalla "Normativa tecnica sulle tubazioni", contenuta nel Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 12.12.1985, pubblicata sul n.61 della GU del 14.3.1986.

Tale normativa definisce con il termine tubazione il complesso di tubi, dei giunti dei pezzi speciali che costituiscono le opere di adduzione e/o di distribuzione di acqua di uso potabile, agricolo, industriale e per usi multipli, ovvero le opere di fognatura per la raccolta e l'allontanamento delle acque reflue e di quelle meteoriche. La normativa in esame è unificata, nel senso che stabilisce i criteri di progettazione, realizzazione e collaudo delle tubazioni, come sopra definite, indipendentemente dal materiale delle stesse.

Le Norme del DM LL.PP. del 12.12.1985, prevedono che il progetto debba comprendere l'esame dei diversi possibili schemi idraulici di funzionamento delle opere, sia durante l'esercizio che in fase di collaudo, in base a cui va effettuato il dimensionamento idraulico e statico delle tubazioni.

Le verifiche di sicurezza delle condotte sono state effettuate in accordo alla Norma del DM 12.12.1985; questa definisce la pressione di esercizio p_E come il massimo valore della pressione p che può verificarsi in asse alla tubazione per il più gravoso funzionamento idraulico del sistema, comprese le eventuali sovrapressioni Δp, che si manifestano durante fenomeni transitori; in assenza di calcoli specifici, e in ogni caso per le reti di distribuzione con diametri fino a 350 mm, andrà assunto per il Δp, conseguente a manovre di regolazione del sistema, un valore di 2,5 kgf/cm^2, indipendentemente dal tipo di tubazione impiegato.

Le Norme prevedono poi che debba essere determinato lo stato di tensione dovuto a tutte le sollecitazioni, quali il peso proprio, il peso del terreno di rinterro, i sovraccarichi esterni (statici e dinamici), le variazioni termiche, le azioni sismiche ecc.; determinata la tensione massima di trazione, che si manifesta in un dato punto della sezione trasversale in conseguenza a tutte le sollecitazioni suddette, viene definita pressione equivalente p_0 la pressione assiale (si tratta di una pressione interna valutata in corrispondenza dell'asse della tubazione. Per determinare gli sforzi cui dà luogo va considerata diretta radialmente, secondo tutte le direzioni, nella sezione trasversale del tubo) che conferisce al tubo tensioni di trazioni pari alla suddetta tensione massima.

Le Norme definiscono poi pressione nominale p_N della tubazione la somma delle pressioni di esercizio e di quella equivalente:

$$p_N = p_E + p_0$$

Il dimensionamento statico delle tubazioni, dei giunti, dei pezzi speciali è stato effettuato in base a una pressione interna pari a quella nominale p_N, senza considerare le forze esterne; il contributo alle tensioni dovuto a tutte le sollecitazioni esterne è stato quindi equiparato a quello di che deriva dalla maggiorazione della pressione interna del valore di esercizio p_E al valore nominale p_N.

Si fa presente che la pressione equivalente p_0 risulta spesso trascurabile rispetto alla pressione di esercizio p_E, per cui la scelta della classe di pressione della tubazione può essere fatta in base alla p_E. Ciò non accade, in genere, per le tubazioni di grande diametro e per quelle di tipo flessibile, nelle quali le sollecitazioni generano delle deformazioni non trascurabili e risulta perciò indispensabile prendere in esame tutte le azioni esterne, determinando la relativa pressione equivalente p_0 inoltre sommare alla p_E per ottenere la pressione nominale p_N.

La Normativa pone poi dei limiti alle sovrapressioni dinamiche di colpo d'ariete Δp in funzione della pressione idrostatica, indipendentemente dal tipo di materiale impiegato, limiti riportati nella tabella seguente.

VALORE LIMITE DI SOVRAPRESSIONE ASSOCIATO ALLA PRESSIONE DI ESERCIZIO				
	[kgf/cm^2]			
Pressione idrostatica fino a	6	6 ÷ 10	10 ÷ 20	20 ÷ 30
Sovrapressione di colpo d'ariete	3	3 ÷ 4	4 ÷ 5	5 ÷ 6

Sovrappressione massima di calcolo in funzione della pressione di esercizio. Tabella estratta dagli allegati del DM 12.12.1985

Le Norme precisano inoltre che, indipendentemente dalla pressione nominale p_N, i tubi devono essere idonei a sopportare una sovrappressione dinamica Δp non inferiore a 2 kgf/cm^2, salvo diversa specifica indicazione di progetto e che dovrà essere posta particolare attenzione all'insorgenza di depressioni durante fenomeni di moto vario.

In fase di collaudo vanno effettuate prove di tenuta con una pressione $p_C = 1{,}5p_E$, con un valore minimo di $p_C = 1{,}5p_E + 2$ kgf/cm^2 (salvo maggiori valori indicati nel capitolato speciale d'appalto); per le tubazioni funzionanti a pelo libero, le pressioni di prova devono essere uguali a quelle esercitate da una altezza di liquido pari al dislivello tra l'asse della tubazione e il piano di campagna e vanno effettuate per tratti nei quali tale dislivello abbia variazioni massime contenute entro 0,50 m.

4.2 VALORI DELLE PRESSIONI IN TUBAZIONE

La progettazione, la costruzione e il collaudo delle tubazioni sono regolati dalla "Normativa tecnica sulle tubazioni", contenuta nel Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 12.12.1985, pubblicata sul n.61 della GU del 14.3.1986 dal Decreto 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle norme

tecniche 2018" e dalla Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Per quanto riguarda le verifiche di sicurezza delle tubazioni il D.M. 12.12.1985 definisce pressione di esercizio p_E il massimo valore della pressione p che può verificarsi in asse alla tubazione per il più gravoso funzionamento idraulico del sistema, comprese le eventuali sovrappressioni Δp che si manifestano durante i fenomeni transitori di chiusura valvole, saracinesche, avviamenti o interruzioni dell'impianto.

Le verifiche che seguiranno consentiranno di determinare lo stato di tensione dovuto alle sollecitazioni, quali peso proprio del tubo stesso e del volume liquido presente, il peso del terreno di rinterro, i carichi variabili esterni statici e dinamici, espresso nei termini della massima tensione di trazione $\sigma_{t,max}$ che si manifesta in una data fibra della parete della tubazione.

La Norma prevede il calcolo della pressione equivalente p_0 definendola come la pressione assiale che conferisce al tubo tensioni di trazione pari alla suddetta tensione massima.

La pressione nominale è quindi definita come:

$$p_N = p_E + p_0 = (p + \Delta p) + p_0$$

dove:

- p_E il massimo valore di pressione di esercizio dell'impianto
- p è il valore di pressione medio dell'impianto
- Δp è il valore delle sovrappressioni che si sommano con lo stesso segno al valore medio p.

La massima sovrappressione di colpo d'ariete ammissibile Δp in accordo alle indicazioni fornite dal D.M. 12.12.1985 è stata posta pari a 3 kg/cm^2. Per la tipologia costruttiva degli organi a valle della condotta di adduzione la sovrapressione è stata considerata solo in via cautelativa.

4.3 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Per una più semplice consultazione dei dati disponibili, si riportano di seguito i valori dei parametri geotecnici che entrano in gioco nel presente studio. Si rimanda alla relazione geologica e geotecnica per maggiori dettagli.

Nella tabella a seguire che segue si riportano i valori dei parametri geotecnici dei terreni interessati dagli scavi per la posa delle condotte, stimati sulla base dei risultati delle indagini geognostiche effettuate in sito, ridotti mediante l'applicazione dei coefficienti parziali ricordati nei capitoli precedenti; l'angolo di attrito ridotto è calcolato come arcotangente della tangente dell'angolo d'attrito del materiale in sito diviso per $\gamma_{\varphi'}$ (= 1.25).

PARAMETRI GEOTECNICI TERRENI INTERESSATI DAGLI SCAVI	
Peso di volume secco [kN/m^3]	17÷20
Peso di volume saturo [kN/m^3]	19÷22
C_u [kPa]	0.0÷0.9
φ [°]	27°÷31°
C' [kPa]	0
E [Mpa]	30 ÷ 50

I valori riportati in tabella sono da intendersi come valori caratteristici X_k delle proprietà del terreno. Tali valori, desunti in modo da rappresentare una appropriata stima del valore che influisce sul verificarsi dello stato limite preso in esame verranno, quindi, opportunamente ridotti nelle verifiche geotecniche a mezzo dell'applicazione dei coefficienti parziali di sicurezza γ_M, previsti dal capitolo 6 delle N.T.C.-2018, in modo tale da ottenere i parametri geotecnici di progetto X_d.

4.4 CALCOLO DEL MASSIMO CARICO VERTICALE DA RINTERRO

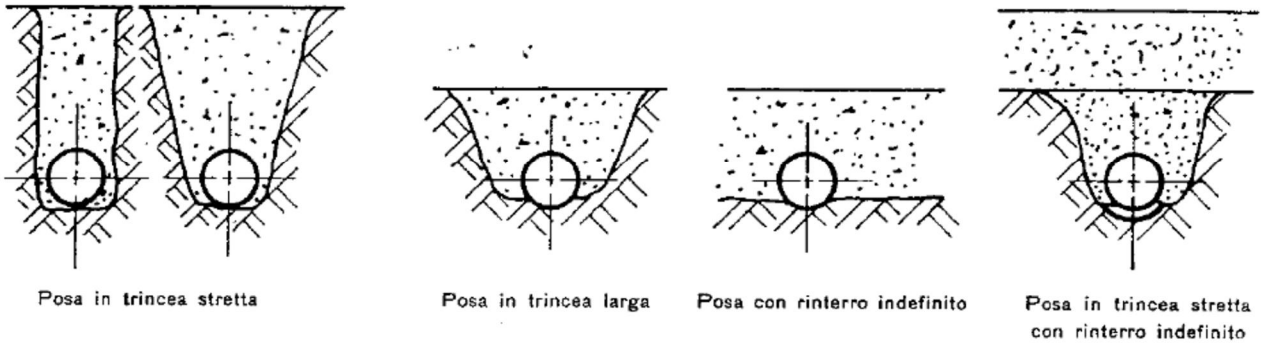
L'azione dovuta al terreno di ricoprimento risulta differente a seconda delle condizioni di posa della tubazione e a seconda che questa sia flessibile o schematizzabile come praticamente indeformabile. La NORMA UNI 7157/76 "*Guida per la scelta della classe dei tubi per condotte di amianto-cemento sottoposte a carichi esterni e funzionanti con o senza pressione interna*", definisce 4 condizioni di posa, schematicamente rappresentate nella figura seguente:

1) posa in trincea stretta;

2) posa in trincea larga;

3) posa con rinterro indefinito;

4) posa in trincea stretta con rinterro indefinito.



Condizioni di posa dei tubi previste dalla NORMA UNI 7517/76

La condizione di posa in trincea stretta si ha quando è verificata una delle due seguenti relazioni:

$$H \geq 1{,}5B \quad per \quad B \leq 2D \quad (1)$$

$$H \geq 3{,}5B \quad per \quad 2D < B < 3D \quad (2)$$

dove D è il diametro esterno della tubazione, B la larghezza della trincea di scavo in corrispondenza della generatrice superiore del tubo e H l'altezza del ricoprimento sopra tale generatrice. La larghezza raccomandata dalla norma per la trincea a livello della generatrice inferiore del tubo è all'incirca D + 0,5 m, essendo D il diametro esterno del tubo, in m.

Si dice che la posa avviene in trincea larga quando le relazioni indicate sopra non sono verificate.

4.4.1 Verifica tipo di trincea

Larghezza della trincea di scavo in corrispondenza della generatrice superiore del tubo:

$$B = 3.0 \text{ m}$$

Altezza del ricoprimento sopra la generatrice:

$$H = 1.5 \text{ m}$$

Condizione 1:

$$\begin{cases} H \geq 1{,}5B \\ B \leq 2D \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} (H = 1.5\,m) \not\geq (1{,}5B = 4.5\,m) \\ (B = 3.0\,m) \not\leq 2D = (1.2\,m) \end{cases}$$

Condizione 2:

$$\begin{cases} H \geq 3{,}5B \\ 2D \leq B \leq 3D \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} (H = 1.5\,m) \not\geq (3{,}5B = 10.5\,m) \\ (2D = 1.2\,m) \leq (B = 3.0\,m) \not\leq (3D = 1.8\,m) \end{cases}$$

Le condizioni 1 e 2 non sono verificate per cui la condizione di posa risulta essere quella in trincea larga.

4.4.2 Calcolo del carico verticale dovuto al rinterro nelle condizioni di posa in trincea larga

Il valore del carico verticale di rinterro per posa in trincea larga è dato dalla formula:

$$P_v = C_d \cdot \gamma_t \cdot D_e^2$$

dove:

- P_v è il carico verticale sul tubo in kN/m
- C_d è il coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea larga
- γ_t è il peso specifico del terreno di rinterro in kN/m^3
- D_e è il diametro esterno della tubazione in m

Il coefficiente di carico è funzione del rapporto H/D_e, delle caratteristiche del terreno e delle modalità di posa, ma, cautelativamente, può essere calcolato tramite le espressioni seguenti:

$$C_d = 0.1 + 0.85\left(\frac{H}{D_e}\right) + 0.33\left(\frac{H}{D_e}\right)^2 \quad per\ \frac{H}{D_e} \leq 2.66$$

$$C_d = 0.1 + 1.68\left(\frac{H}{D_e}\right) \quad per\ \frac{H}{D_e} > 2.66$$

4.4.2.1 <u>Calcolo del sovraccarico permanente del rinterro</u>

- Valore caratteristico del carico:

$$P_v = C_d \cdot \gamma_t \cdot D_e^2 \quad kN/m$$

- Valore di progetto del sovraccarico permanente portato:

$$P_{v,Ed} = \gamma_{G2} \cdot P_v$$

Il valore parziale di sicurezza γ_{G2} da assumere per i carichi nella condizione A1-STR è pari a 1.5, poichè il carico P_v è compiutamente definito si può assumere come valore quello pari a 1.3 valido per le azioni permanenti, quindi si ottiene:

$$P_{v,Ed} = 1.3 \cdot P_v \quad kN/m$$

Secondo la teoria di De Saedeleer per posa in trincea larga la distribuzione delle azioni dovute al rinterro sulla parte superiore del tubo può essere ripartita su una striscia di ampiezza compresa tra i valori di D_e e $D_e/\sqrt{2}$. Scegliendo un'ampiezza avente un valore intermedio pari a $0.828 \cdot D_e$ si determina il valore medio della pressione del rinterro:

$$\overline{p_v} \cong \frac{P_v}{0.828 \cdot D_e} \quad kN/m^2$$

La reazione verticale p'_v vale:

$$p'_v = \sqrt{2}\,\frac{P_v}{D_e} \quad kN/m^2$$

4.5 CALCOLO DELLE AZIONI DOVUTE AI CARICHI VARIABILI FISSI E MOBILI IN SUPERFICIE

La valutazione del carico a livello della generatrice superiore del tubo, dovuto al transito di un mezzo circolante ad un'altezza *H* sopra la generatrice superiore del tubo è stata effettuata considerando come valore dell'azione dovuta ai carichi variabili il valore maggiore tra l'azione prodotta da un sovraccarico verticale distribuito e da un sovraccarico verticale concentrato.

La normativa UNI 7517 fornisce la seguente espressione di stima dell'effetto di un *sovraccarico mobile distribuito*:

$$P_{vd} = C_d \cdot p_d \cdot D_e \cdot \varphi \quad kN/m$$

dove:

- P_{vd} è il carico verticale sulla generatrice superiore del tubo in kN/m
- C_d è il coefficiente di sovraccarico mobile espresso come funzione dell'altezza di rinterro H:

$$C_d = 0.215 \cdot H^{-1.489}$$

- p_d è il sovraccarico mobile distribuito pari a 49052 N/m^2
- D_e il diametro esterno del tubo in m
- φ è il fattore dinamico che può essere calcolato con la seguente formula in funzione dell'altezza di rinterro sulla generatrice superiore H:

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

L'effetto di un *sovraccarico mobile concentrato* può essere calcolato, sempre secondo la norma UNI citata, con l'espressione:

$$P_{vc} = p_v \cdot D_e \cdot \varphi \quad kN/m$$

dove:

P_{vc} è il carico verticale sulla generatrice superiore del tubo dovuto ai sovraccarichi mobili concentrati in kN/m

p_v è la pressione verticale al livello della generatrice superiore del tubo dovuta ai sovraccarichi mobili concentrati in N/m^2. Per il convoglio di tipo LT6 si può usare la seguente relazione di stima:

$$p_v = 10700 \cdot H^{-1.518} \quad kN/m$$

Il valore del carico lineare globale dei carichi mobili sulla parte superiore del tubo P_s è dato dal massimo tra i due valori calcolati precedentemente ossia:

$$P_s = \max(P_{vd}, P_{vc})$$

La pressione globale dei carichi mobili agente sulla corda superiore del tubo sfruttando la formulazione del tutto analoga vista per il caso del carico di rinterro si scrive:

$$\overline{p_s} \cong \frac{P_s}{0.828 \cdot D_e} \quad kN/m^2$$

4.6 CALCOLO DELLE PRESSIONI PER PESO PROPRIO E FLUIDO ALL'INTERNO DELLA TUBAZIONE

La tubazione di diametro esterno D_e e spessore s ha un peso proprio a metro lineare pari a P_p kN/m.

Secondo la teoria di De Saedeleer la pressione equivalente per azione del peso proprio della sola tubazione è:

$$p_p = \frac{1}{2}\frac{P_p}{D_e} \quad kN/m^2$$

Il valore medio della differenza delle pressioni idrostatiche, tra la sezione di chiave ed il punto diametrale interno sull'alveo della tubazione, dovuta quindi al solo peso di fluido al suo interno e quindi prescindendo dall'entità del carico piezometrico in condotta è:

$$p_w = \frac{1}{2}\gamma_w(D_e - 2s) \quad kN/m^2$$

4.7 CALCOLO E VERIFICA STATICA DELLA CONDOTTA SECONDO LA TEORIA DI DE SAEDELEER

Una teoria che schematizza in maniera semplice il comportamento statico estremamente complesso delle tubazioni interrate è quello di De Saedeleer, secondo cui la reazione orizzontale uniforme q del terreno, che si ha per effetto delle azioni trasmesse dal tubo, è proporzionale alla deformazione Δx del terreno stesso:

$$q = K\,\Delta x$$

essendo *K* un coefficiente di rigidità del terreno, pari alla pressione orizzontale che occorre applicare al terreno di rinterro per produrre una deformazione unitaria.

Il coefficiente *K* presenta un campo di variazione abbastanza ampio in funzione della profondità e delle caratteristiche del terreno. Per tubi interrati, con ricoprimento di altezza *H* rispetto all'asse del tubo variabile da 1 a 5 m, si può ritenere:

$$K = (5 \div 25)\frac{H}{1000}$$

con *H* espresso in m e *K* in N/mm^3. Cautelativamente si è assunto nei calcoli come valore del coefficiente moltiplicativo dell'altezza di ricoprimento il valore medio pari a 15.

4.7.1 Reazioni orizzontali del terreno per unità di lunghezza del tubo

Il valore della pressione di reazione orizzontale *q* del terreno, che agisce distribuita uniformemente sulle corde verticali del tubo, indotta dalle deformazioni di ovalizzazione per una pressione *p* verticale agente sulle due corde orizzontali del tubo è dato dalla relazione:

$$q = \frac{\bar{p}}{1{,}07 + 13{,}70\frac{E\,J}{K\,r^4}} \quad \frac{N}{mm^2}$$

dove:

- *p* è la pressione agente sulla corda superiore e inferiore di un tronco di tubazione unitario espressa in N/mm^2
- *E* è il modulo di elasticità normale del materiale del tubo in N/mm^2
- *J* è il momento di inerzia, in mm^3, del tratto di parete di tubazione con sezione resistente di altezza pari allo spessore *s* del tubo e di larghezza resistente unitaria lungo la direzione di fuga:

$$J = \frac{s^3}{12} \quad \frac{mm^4}{mm}$$

- *r* è il raggio mediano del tubo in mm
- *l* è la lunghezza della corda superiore di condotta su cui si distribuisce il carico, di solito si prende la lunghezza sottesa all'angolo al centro 90°, pari a:

$$l = \frac{D}{\sqrt{2}}$$

- $\bar{p}$ a seconda che ci si riferisca alla reazione per effetto del reinterro o per effetto del carico variabile in superficie assumerà rispettivamente il valore $\bar{p}_v$ o $\bar{p}_s$ calcolati in precedenza, espressi in kN/m^2.

L'equazione per il calcolo della pressione di reazione orizzontale *q* del terreno consente anche di operare una classificazione del comportamento delle tubazioni in base alla loro flessibilità. Le tubazioni per le quali il parametro EJ/KR^4 assume valori molto elevati, trasmettono lateralmente al

terreno pressioni orizzontali q trascurabili rispetto a p e si comportano quindi come rigide (già per valori di EJ/KR^4=1, risulta q pari solo al 6,7% di p).

Viceversa, le tubazioni per le quali il parametro adimensionale EJ/KR^4 presenta valori estremamente contenuti si comportano come flessibili e per esse si può anche arrivare a rapporti q/p attorno a 0.93.

4.7.2 Reazione orizzontale del terreno per peso proprio della tubazione

Seguendo le ipotesi della teoria di De Saedeleer è possibile valutare le reazioni orizzontali del terreno per ovalizzazione della tubazione a causa del suo solo peso proprio.

Detta p_p la pressione equivalente in direzione verticale, agente superiormente ed inferiormente contro le pareti esterne del tubo, la conseguente pressione orizzontale q_p di reazione, agente sulle pareti laterali del tubo risulta dalla seguente formula:

$$q_p = \frac{p_p}{1 + 12{,}05\frac{E\,J}{K\,R^4}} \quad \frac{N}{mm^2}$$

4.7.3 Reazione orizzontale del terreno dovuta all'effetto del liquido contenuto nella tubazione

E' possibile sfruttare la formulazione per il calcolo della pressione orizzontale q_p di reazione per effetto del peso proprio della tubazione per definire la formula di calcolo della reazione orizzontale del terreno dovuta all'effetto del liquido contenuto nella tubazione q_w.

In questo caso è necessario tenere conto del fatto che la pressione per peso proprio del liquido è già diretta all'esterno del tubo ed in parte tenderà a contrastare le reazioni indotte di spinta del

terreno, che sono sempre rivolte verso l'interno del tubo.

Complessivamente il valore netto della reazione di pressione orizzontale per l'interazione tra deformazione e reazione del terreno sarà:

$$q_w = -\left(p_w - \frac{p_w}{1 + 12{,}05\frac{E\,J}{K\,R^4}}\right) \quad \frac{N}{mm^2}$$

dove il segno "meno" è stato esplicitato per tenere conto del fatto che il valore di q_w è da intendersi come valore risultate di pressioni agenti dalla tubazione contro il terreno.

4.8 CALCOLO DELLE PRESSIONI DI PROGETTO SLU (SECONDO D.M. 17/01/2018)

I fattori parziali di sicurezza sulle azioni geotecniche fanno riferimento ai disposti del D.M. 17/01/2018. Nelle condizioni più comuni, per lo stato limite ultimo STR/GEO combinazione A1, si adotteranno i seguenti coefficienti parziali sulle azioni e quindi sulle tensioni da essi indotte:

- azioni permanenti sfavorevoli: $\gamma_G = 1.3$
- azioni permanenti favorevoli: $\gamma_G = 1.0$
- azioni variabili sfavorevoli: $\gamma_Q = 1.5$
- azioni variabili favorevoli: $\gamma_Q = 0$

I carichi dovuti al rinterro sono configurabili come carichi permanenti non strutturali, tuttavia essendo compiutamente definiti possono assumere i coefficienti delle azioni permanenti.

Considerando gli effetti dei pesi propri (peso della tubazione e del liquido convogliato) e dei carichi permanenti portati (peso del rinterro) come azioni permanenti e gli effetti dei sovraccarichi in superficie (variabili fissi o mobili) come azioni variabili, le tensioni di progetto allo SLU quando sfavorevoli o favorevoli sono:

- tensione di progetto verticale del peso del rinterro
$$p_{1,v} = \gamma_G \cdot p_v$$
- tensione di progetto verticale del carico variabile in superficie
$$p_{1,s} = \gamma_G \cdot p_s$$
- tensione di progetto orizzontale del terreno a causa del peso del rinterro
$$q_{2,v} = \gamma_Q \cdot q_v$$
- tensione di progetto orizzontale del terreno a causa del carico variabile in superficie
$$q_{2,s} = \gamma_Q \cdot q_s$$
- tensione di progetto verticale per peso proprio della tubazione
$$p_{3,p} = \gamma_G \cdot p_p$$
- tensione di progetto orizzontale del terreno per peso tubazione
$$p_{4,p} = \gamma_G \cdot q_p$$
- tensione di progetto netta orizzontale per equilibrio peso fluido “contro” terreno
$$p_{5,w} = \gamma_G \cdot q_w$$

Calcolo delle pressioni di progetto SLU da utilizzare per la verifica statica:

- $p_1 = p_{1,v} + p_{1,s}$
- $q_2 = q_{2,v} + q_{2,s}$
- $p_3 = p_{3,p}$
- $q_4 = q_{4,p}$
- $q_5 = q_{5,w}$

4.8.1 Calcolo delle sollecitazioni flettenti di progetto nelle sezioni cardinali significative del tubo secondo Annex A/EN 1997-1

In generale, le verifiche di sicurezza vanno effettuate per le varie condizioni di carico possibili in condotta e precisamente:

- tubazione vuota;
- tubazione piena non in pressione (condizioni che si verificano durante la fase di riempimento e svuotamento);
- tubazione piena con la pressione p_E di esercizio.

Di questi tre assetti di carico, la situazione più critica per le tubazioni interrate è sempre la terza, anche nel caso in cui la pressione di esercizio dovesse essere molto limitata. Infatti, rispetto alle prime due situazioni, nella terza la massima tensione di trazione nel materiale risulta sempre notevolmente maggiore, mentre risulta relativamente minore la tensione di compressione. La condizione di verifica per depressione interna interessa invece la verifica all'instabilità elastica, che nasce per le tensioni di compressione su tutta la parete della condotta, più elevate rispetto a quelle prodotte dalle altre due condizioni, e che verrà analizzata in dettaglio più avanti.

Verrà pertanto effettuata la verifica direttamente per la terza situazione di carico secondo le indicazioni del D.M. 12.12.1985.

Calcolate le sollecitazioni dovute alle forze esterne in precedenza esaminate, dovranno essere determinate, con i consueti metodi della Scienza delle costruzioni, le caratteristiche di sollecitazione flettenti nei punti maggiormente sollecitati, nello specifico:

- N punto in chiave
- S punto più depresso dell'alveo della condotta
- W, E punti orizzontali mediani

Le sollecitazioni prodotte dalle pressioni di progetto sono:

1. Sollecitazioni flettenti M_1 per pressione p_1 dovuta alle azioni verticali del rinterro P_v e del sovraccarico variabile in superficie P_s :
$$\begin{cases} M_N = M_S = 0.238 \cdot p_1 \cdot r^2 \\ M_W = M_E = -0.218 \cdot p_1 \cdot r^2 \end{cases} \quad Nmm/mm$$
2. Sollecitazioni flettenti M_2 per pressione orizzontale q_2 dei terreni indotta da p_1 :
$$\begin{cases} M_N = M_S = -0.218 \cdot q_2 \cdot r^2 \\ M_W = M_E = 0.238 \cdot q_2 \cdot r^2 \end{cases} \quad Nmm/mm$$
3. Sollecitazioni flettenti M_3 per pressione p_3 dovuta all'azione verticale del peso proprio P_p della tubazione:
$$\begin{cases} M_N = M_S = 0.250 \cdot p_3 \cdot r^2 \\ M_W = M_E = -0.250 \cdot p_3 \cdot r^2 \end{cases} \quad Nmm/mm$$
4. Sollecitazioni flettenti M_4 per pressione orizzontale q_4 dei terreni indotta da p_3:
$$\begin{cases} M_N = M_S = -0.250 \cdot q_4 \cdot r^2 \\ M_W = M_E = 0.250 \cdot q_4 \cdot r^2 \end{cases} \quad Nmm/mm$$

5. Sollecitazioni flettenti M_5 per pressioni nette orizzontali q_5, dirette dall'interno del tubo verso l'esterno, del terreno indotte dal peso proprio del liquido in tubazione:

$$\begin{cases} M_N = M_S = -0.250 \cdot q_5 \cdot r^2 \\ M_W = M_E = 0.250 \cdot q_5 \cdot r^2 \end{cases} \quad Nmm/mm$$

Riordinando e sommando algebricamente si ottengono le due sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo:

- N-S in chiave e sul fondo alveo della tubazione:

$$M_{tot,NS} = \sum_{i=1}^{5} M_{N,i}$$

- W-E sulle due sezioni orizzontali meridiane:

$$M_{tot,WE} = \sum_{i=1}^{5} M_{W,i}$$

4.8.1.1 Sollecitazioni flettenti caratteristiche

Avendo applicato alle azioni e relative tensioni dei coefficienti parziali di sicurezza pari a 1.3 e 1.5 le relative sollecitazioni flettenti M_k caratteristiche possono ricavarsi dividendole per la media 1.4 dei due coefficienti suddetti:

- N-S in chiave e sul fondo alveo della tubazione:

$$M_{tot,k,NS} = \frac{M_{tot,NS}}{1.4}$$

- W-E sulle due sezioni orizzontali meridiane:

$$M_{tot,k,WE} = \frac{M_{tot,WE}}{1.4}$$

4.8.1.2 Tensioni circonferenziali

Avendo riferito tutte le sollecitazioni più significative (p_1, q_2, p_3, q_4 e q_5) all'unità di lunghezza di fuga della tubazione interrata, le sollecitazioni più importanti sono le sollecitazioni flettenti circonferenziali, accanto alle tensioni circonferenziali di progetto dovute all'azione verticale del rinterro P_v e dell'eventuale sovraccarico variabile in superficie P_s:

$$\sigma_{c,Ed} = -\left(\frac{\gamma_G P_v + \gamma_Q P_s}{2s}\right) < 0$$

Quest'ultima espressione, conseguenza dell'equilibrio alla Mariotte è espressa in termini di tensione ultima di progetto con in evidenza il segno "meno" per ricordare che la tensione $\sigma_{c,Ed}$ è una

tensione di compressione.

Il corrispondente valore caratteristico σ_c analogamente alle sollecitazioni flettenti caratteristiche vale:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{c,Ed}}{1.4}$$

4.8.1.3 Calcolo della massima tensione di trazione di progetto

Le sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo $M_{tot,k,NS}$ e $M_{tot,WE}$ che definiscono il valore complessivo della sollecitazione flettente circonferenziale di progetto che maggiormente cimenta l'intera circonferenza dell'anello della tubazione permettono di calcolare il corrispondente valore della tubazione permettono di calcolare il corrispondente valore della tensione ultima di trazione circonferenziale σ_{Ed} sulla sezione resistente della tubazione di lunghezza unitaria, dovuta quindi alle sole sollecitazioni flettenti circonferenziali.

Il valore della tensione σ_{Ed} si calcola mantenendo anche in condizioni ultime il modulo di resistenza elastico W_{el} dell'area resistente di parete di tubo di altezza pari allo spessore s e di lunghezza lungo la direzione di fuga unitaria:

$$\sigma_{Ed} = \frac{|M_{c,tot}|}{W_{el}} = \frac{6|M_{c,tot}|}{s^2}$$

Tenendo infine conto della tensione di progetto di compressione $\sigma_{c,Ed}$ si ottiene il valore della tensione massima netta nelle pareti del tubo:

$$\sigma_{c,t,max} = \sigma_{Ed} + \sigma_{c,Ed} = \frac{6|M_{c,tot}|}{s^2} - \left(\frac{\gamma_G P_v + \gamma_Q P_s}{2s}\right)$$

Dal punto di vista della sola resistenza SLU, imposto il coefficiente parziale di sicurezza γ_M per il materiale utilizzato per la condotta, la verifica di resistenza richiede che risulti:

$$\sigma_{c,t,max} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_M}$$

essendo f_{yk} la resistenza caratteristica a snervamento del materiale della tubazione.

4.9 CALCOLO DELLA PRESSIONE EQUIVALENTE P_0

Sfruttando l'equazione di equilibrio delle tensioni-pressioni alla Mariotte in termini di tensioni ultime di progetto si può calcolare il valore della pressione equivalente p_0 secondo le indicazioni del D.M. 12.12.1985:

$$p_0 = \frac{2s}{D_i}\frac{\sigma_{c,t,max}}{\gamma}$$

Il calcolo di p_0 è stato effettuato riportando la tensione ultima di trazione al corrispondente valore di esercizio tramite il coefficiente γ che rappresenta il valor medio dei coefficienti parziali di sicurezza utilizzati per determinare le sollecitazioni flettenti caratteristiche.

4.10 VERIFICA DELLO SPESSORE DELLA TUBAZIONE

La verifica dello spessore della tubazione in progetto è condotta con riferimento alla nota formula di Mariotte:

$$s = \frac{p \cdot D_e}{2 \cdot \sigma}$$

in cui:

- σ è il carico unitario di snervamento di sicurezza dell'acciaio che costituisce la tubazione ridotto applicando il coefficiente 1.15 (Eurocodice 3)
- D_e è il diametro esterno della tubazione
- p è la somma della pressione massima di esercizio, della sovrappressione di colpo d'ariete Δp definita nella tabella allegata nel DM 12/12/1985 in funzione della pressione di esercizio della condotta e della pressione equivalente p_0
  Il valore adottato per la sovrappressione Δp corrisponde al valore della pressione di esercizio massima prevista dalla norma pari a 3 kg/cm^2.

4.11 VERIFICA MASSIME DEFORMAZIONI PER OVALIZZAZIONE DELLA SEZIONE (SLE)

Oltre alle verifiche di resistenza, occorre effettuare anche le opportune verifiche relative alle massime deformazioni, che per le tubazioni interrate di tipo flessibile possono a volte risultare più critiche. Questo tipo di verifica equivale in sostanza ad una verifica agli stati limite di esercizio per deformazione.

L'esigenza di limitare le deformazioni scaturisce dal fatto che queste, se superano certi limiti, possono dar luogo ad una alterazione dello stato delle sollecitazioni. Nel caso di eccessivo stato di alterazione per deformazione, gli assetti di equilibrio tra le azioni esterne e le reazioni delle spinte dei terreni variano. Allontanandosi lo schema di equilibrio dall'ipotesi delle piccole deformazioni verrebbe meno la validità del principio di sovrapposizione degli effetti e lo stato tensionale potrebbe essere più intenso di quello ipotizzato nel caso di piccoli spostamenti in campo elastico.

La massima deformazione orizzontale Δx_2 è stata determinata mediante la formula di Spangler, che si basa sull'ipotesi che i carichi verticali permanenti e i sovraccarichi diano luogo a pressioni verticali in sommità e alla base del tubo uniformemente distribuite sull'intero diametro orizzontale e

a pressioni orizzontali agenti con andamento parabolico sulle corde verticali che sottendono angoli al centro di 100°:

$$\Delta x = \frac{K_s\left[f_r\left(P_v + 0.5P_p + 0.5\gamma_w D_e^2\right) + P_s\right]}{\frac{E\,J}{r^3} + 0{,}061E'}$$

dove:

- P_v è il carico verticale permanente caratteristico agente sulla tubazione per unità di lunghezza di fuga
- P_s è il sovraccarico variabile caratteristico agente sulla tubazione per unità di lunghezza di fuga
- P_p è il peso proprio della sola tubazione per unità di lunghezza di fuga
- K_s è il coefficiente di appoggio, dipendente dalle condizioni di posa del tubo.
  I suoi valori variano da 0.085 a 0.110 al variare del tipo di posa e più precisamente aumentano al diminuire dell'angolo di appoggio del tubo alla base. In generale si possono assumere i valori riportati in tabella desunti dalla norma ANSI/AWWA C950:

TIPO D'INSTALLAZIONE	ANGOLO EQUIVAL. DI LETTO [gradi]	COEFFICIENTE K_s [/]
Fondo sagomato con materiale di riempimento ben costipati ai fianchi del tubo (densità Proctor ≥ 95%) o materiale di letto e rinfranco di tipo ghiaioso leggermente costipato (densità Proctor ≥ 70%)	180	0,083
Tubo posato su letto compatto di almeno 0,10 m di spessore e rinterro compatto fino alla generatrice superiore	90 ÷ 150	0,085
Tubo posato su letto non compatto di almeno 0,10 m di spessore e rinterro compatto fino alla generatrice superiore	60 ÷ 90	0,096
Fondo sagomato con materiale di riempimento moderatamente costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor ≥ 85% e < 95%) o materiale di letto e rinfranco di tipo ghiaioso [*tubo posato su letto non compatto di almeno 0,10 m di spessore e rinterro leggermente compatto fino alla generatrice superiore]*	45 ÷ 60	0,103
Assenza del letto di posa e rinterro compatto fino all'asse del tubo	30 ÷ 45	0,105
	0 ÷ 30	0,11

Fondo sagomato con materiale di riempimento sciolto posato ai fianchi del tubo (non raccomandato) [*assenza di letto d posa e materiale di rinterro non compatto*]		

- f_r è il fattore di ritardo d'inflessione, che tiene conto dell'assestamento del terreno nel tempo e della sua variabilità in funzione del grado di costipamento del terreno di riempimento. Con elevati costipamenti si hanno valori bassi di Δx iniziale, perché risultano più elevati i valori di E', ma f_r assume valori maggiori. Si riporta di seguito una tabella con alcuni valori del fattore di ritardo in funzione del grado di costipamento (norma ANSI/AWWA C950):

TIPO DI RINTERRO E DI GRADO DI COSTIPAMENTO	f_r
Materiale con grado di costipamento elevato	2,0
Materiale con grado di costipamento moderato	1,60 ÷ 1,80
Materiale con grado di costipamento leggero (scarso)	1,30 ÷ 1,50
Materiale scaricato alla rinfusa	1,0 ÷ 1,20

- r è il raggio mediano del tubo: $r = (D_{est} - s)/2$
- E' è il modulo di reazione orizzontale del terreno. I valori medi del modulo E' di reazione orizzontale del terreno sono funzione sia del tipo di terreno nativo che del grado di costipamento del terreno di rinterro. nella tabella seguente si riportano i valori medi indicativi per tale parametro proposti dalla norma ANSI/AWWA C950:

TIPO DI MATERIALE CHE AVVOLGE LA TUBAZIONE	Valore di E' in funzione del grado di compattazione del materiale che avvolge la tubazione [N/cm^2]			
	Scaricato alla rinfusa	Costipamento leggero < 85% PROCTOR < 40% DENSITA' REL.	Costipamento moderato 85−95% PROCTOR 40−70% DENSITA' REL.	Costipamento elevato > 95% PROCTOR > 70% DENSITA' REL.
a - terreni a grana fine, con meno del 25% di particelle di grana grossolana; plasticità da media a nulla.	34	140	280	690
b - terreni a grana fine, con più del 25% di particelle a grana grossolana; plasticità da media a nulla. Terreni a grana grossolana con più del 12% di fini.	69,0	280	690	1380
c - terreni a grana grossolana con pochi fini o nessuno (<12% di fini).	140	690	1380	2070
d - roccia frantumata.	690	-	2070	-
Appartengono al gruppo a i seguenti terreni:	argille inorganiche con plasticità da bassa a media - limo organico - sabbia molto fine			
Appartengono al gruppo b i seguenti terreni:	quelli del gruppo a, ma con più del 25% di particelle di grana grossolana - miscele di ghiaia, sabbia e limo (o argilla) mal graduate - sabbie con limo.			
Appartengono al gruppo c i seguenti terreni:	misture di ghiaia e sabbia con pochi fini o nessuno - sabbie ghiaiose con pochi fini o nessuno.			

- γ_w è il peso specifico del fluido convogliato in condotta
- E è il modulo elastico del materiale del tubo considerato con relativo valore per il "breve periodo" e per il "lungo periodo"
- J è il momento di inerzia della sezione resistente di parete di tubo

4.11.1 Limiti deformazioni

Per i vari materiali le specifiche normative o le raccomandazioni dei produttori di tubi consigliano di non superare determinati valori iniziali o a lungo termine di Δx, che in generale sono in compresi tra il 4% e l'8% del diametro esterno D_e della tubazione. Per le tubazioni metalliche previste in progetto essendo provviste di rivestimento si è adottato come limite delle deformazioni a "lungo termine" e a "breve termine" il valore 0.04 ossia deve risultate verificata la condizione:

$$\Delta x_{max} = 0.04 \cdot D_e$$

4.12 VERIFICA ALL'INSTABILITÀ ELASTICA PER DEPRESSIONE INTERNA

L'instabilità per imbozzamento delle pareti dei tubi avviene quando, per varie ragioni, la pressione esterna risulti maggiore della pressione interna alla tubazione. Questa differenza di pressione può avvenire sia per una perdita di pressione in tubazione ad esempio durante fenomeni di moto vario o più semplicemente durante le fasi di svuotamento o riempimento della tubazione sia a un'effettiva pressione esterna, che si ha per esempio nelle tubazioni interrate in presenza di falde idriche.

Una tubazione soggetta ad una pressione esterna p_{es} maggiore della pressione interna p_{in}, e quindi a una depressione $\Delta p = p_{es} - p_{in}$, è soggetta a sforzi di compressione che tendono a instabilizzarla.

Le operazioni da effettuare per la verifica statica delle tubazioni flessibili sono le seguenti:

- calcolo e verifica dell'inflessione diametrale a lungo termine;
- calcolo e verifica della sollecitazione o deformazione a flessione della sezione trasversale;
- calcolo e verifica del carico critico di collasso.

4.12.1 Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale

L'inflessione massima, con il 95% di probabilità, è fornita dalla seguente espressione:

$$\Delta y = \frac{(D_e W_c + W_L) K_x r^3}{E_t I + 0{,}061 K_s E_s r^3} + \Delta a$$

dove:

Δy è l'inflessione verticale del tubo [cm]

D_e è il fattore di ritardo d'inflessione che tiene conto che il terreno continua a costiparsi nel tempo [numero dimensionale]

W_c è il carico verticale del suolo sul tubo per unità di lunghezza [N/cm]

W_L è il carico mobile sul tubo per unità di lunghezza [N/cm]

K_x è il coefficiente d'inflessione, che dipende dalla capacità di sostegno fornita dal suolo nell'arco inferiore d'appoggio del tubo [numero dimensionale]

r è il raggio medio del tubo, pari a $(D - s)/2$ [cm]

$E_t I$ è il fattore di rigidità trasversale della tubazione [N cm]

E_s è il modulo elastico del terreno [N/cm^2]

$K_s, \Delta a$ sono parametri che consentono di passare dall'inflessione media (50% di probabilità) all'inflessione massima caratteristica (frattile di ordine 0.95 della distribuzione statistica dell'inflessione)

La relazione che fornisce il valore dell'inflessione diametrale mostra come sia il modulo di reazione del terreno ad influenzare maggiormente l'ovalizzazione e non la rigidezza flessionale della tubazione. L'inflessione è fortemente dipendente dal modulo di reazione del suolo e praticamente inversamente proporzionale al medesimo, mentre dipende poco dal fattore di rigidità della tubazione e di conseguenza è anche poco influenzata dal decadimento nel tempo delle caratteristiche meccaniche ossia dalla diminuzione di E_t.

Ai fini del contenimento dell'inflessione si agirà pertanto in fase esecutiva sulla qualità delle condizioni di posa (sottofondo e rinfianco con terreno a grana grossolana e costipamento del letto e rinfianco).

Nelle tabelle seguenti sono riportati i valori desunti dalla normativa da retribuire ai parametri definiti precedentemente.

Fattore di ritardo d'inflessione D_e

Tipo di rinterro e grado di costipamento	D_e
Rinterro poco profondo con grado di costipamento da moderato ad elevato	2.0
Materiale scaricato alla rinfusa o grado di costipamento leggero (scarso)	1.5

Coefficiente d'inflessione K_x

Tipo d'installazione	Angolo equivalente di letto [gradi]	K_x
Fondo sagomato con materiale di riempimento ben costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor ≥ 95%) o materiale di letto e rinfianco di tipo ghiaioso leggermente costipato (densità Proctor ≥ 70%)	180	0.083
Fondo sagomato con materiale di riempimento moderatamente costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor ≥ 85% e ≤ 95%) o materiale di letto e rinfianco di tipo ghiaioso	60	0.103
Fondo piatto con materiale di riempimento sciolto posato ai fianchi del tubo (non raccomandato)	0	0.110

Valori del parametro K_s e Δa

Altezza H del rinterro [m]	Δa	K_s
$H \leq 4.9m$	0	0.75
$H > 4.9m$ e materiale scaricato alla rinfusa e con leggero grado di costipamento	0.02D	1.0
$H > 4.9m$ e materiale con moderato grado di costipamento	0.01D	1.0
$H > 4.9m$ e materiale con elevato grado di costipamento	0.005D	1.0

L'inflessione massima a lungo termine delle tubazioni flessibili interrate ($\Delta y / D$) non dovrà superare il valore cui corrisponde la sollecitazione o deformazione ammissibile stabilita dal fabbricante, in particolare l'inflessione diametrale non deve superare il 4% del diametro iniziale della condotta per tubazioni in acciaio dotate di rivestimento.

4.12.2 Calcolo e verifica della sollecitazione o deformazione massima di flessione

La sollecitazione o deformazione massima di flessione che risulta dall'inflessione del tubo non deve eccedere la resistenza a flessione a lungo termine della tubazione, ridotta di un fattore di sicurezza. Dovrà cioè risultare:

$$\sigma = D_f E_t \left(\frac{\Delta y}{D}\right)\left(\frac{s}{D}\right) \leq \frac{\sigma_{\lim}}{\mu}$$

$$\varepsilon = D_f \left(\frac{\Delta y}{D}\right)\left(\frac{s}{D}\right) \leq \frac{\varepsilon_{\lim}}{\mu}$$

dove:

σ è la tensione dovuta alla deflessione diametrale [N/cm^2]

σ_{lim} è la tensione limite ultima (valore fornito dal produttore)

D_f	è un fattore di forma dimensionale i cui valori sono stati parametrizzati dalla norma ANSI-AWWA C950/88 in funzione dell'indice di rigidezza *RG* della tubazione e delle caratteristiche geotecniche del rinterro (ossia composizione granulometrica e grado di costipamento)
μ	è un coefficiente di sicurezza, fissato dalla norma in 1.5
ε	è la deformazione massima risultante
ε_{lim}	è la deformazione limite ultima (valore fornito dal produttore)

Nella seguente tabella si riporta la parametrizzazione del fattore di forma D_f :

Indice di rigidezza della tubazione *RG* [N/m^2]	Tipo di materiale di sottofondo e rinfianco e grado di costipamento			
	Ghiaioso		Sabbioso	
	da naturale a leggero	da moderato ad elevato	da naturale a leggero	da moderato ad elevato
1150	5.5	7.0	6.0	8.0
2300	4.5	5.5	5.0	6.5
4600	3.8	4.5	4.0	5.5
9200	3.3	3.8	3.5	4.5

4.12.3 Verifica all'instabilità all'equilibrio elastico (buckling)

Una tubazione sollecitata da forze radiali uniformemente distribuite e dirette verso il centro di curvatura dapprima rimane circolare, poi all'aumentare delle forze si inflette ovalizzandosi producendo una deformata a due lobi, e progressivamente si ha una deformazione a tre lobi e cosi di seguito.

Il carico critico p_{cr} per unità di superficie vale:

$$p_{cr} = (n_L^2 - 1)\frac{E_t I}{r^3}$$

ove n_L e' il numero di lobi del diaframma.

Il carico critico che provoca la deformazione a due lobi è quindi pari a:

$$p_{cr} = 3\frac{E_t I}{r^3} = 24RG$$

La forza critica per unità di lunghezza che determina l'instabilità elastica è quindi:

$$p_{cr} = p_{cr}D$$

In una tubazione interrata la pressione che determina instabilità elastica (pressione di *buckling*) dipende sia dall'indice di rigidezza della tubazione *RG* sia dal modulo elastico del suolo E_s che circonda la tubazione. Il sistema terreno-tubazione si comporta come un'unica entità.
La pressione ammissibile di *buckling* è stata calcolata con l'espressione:

$$q_a = \left(\frac{1}{FS}\right)\sqrt{\left(32 R_w B' E_s \frac{E_t I}{D^3}\right)}$$

dove:

q_a	è la pressione ammissibile di buckling [N/cm^2]
FS	è il fattore di sicurezza. Pari a 2.5
R_w	è il fattore di spinta idrostatica della falda eventualmente presente con: $R_w = 1 - 0{,}33\left(H_w / H\right)$ con $0 \le H_w \le H$
B'	è il coefficiente empirico di supporto elastico adimensionale fornito dalla relazione: $B' = 1/\left(1 + 4e^{-0.213H}\right)$
H	è l'altezza di rinterro [cm]
H_w	è l'altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione [cm]

4.13 CALCOLO STATICO DELLE CONDOTTE DI ADDUZIONE E DI SCARICO/ DISTRIBUZIONE

4.13.1 Caratteristiche generali delle condotte

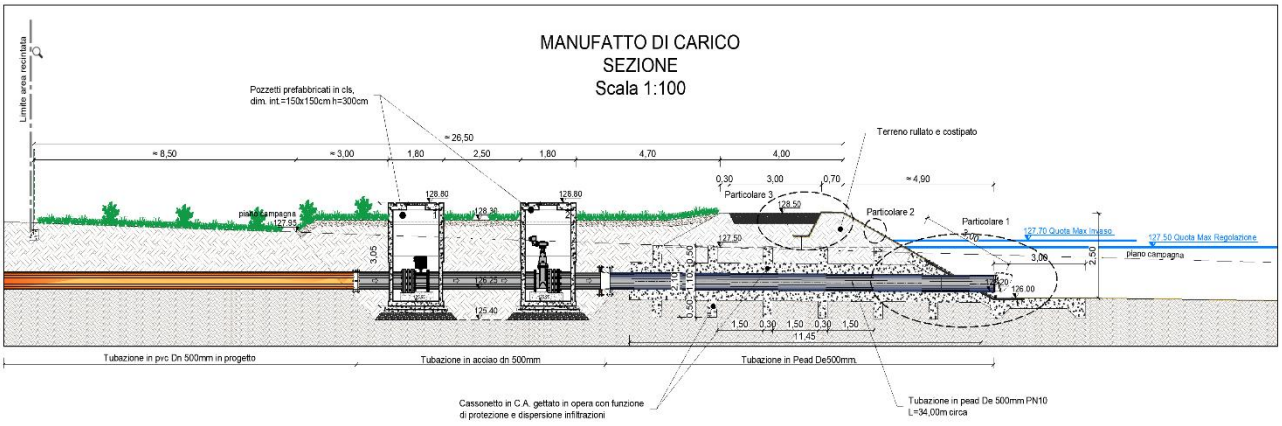
In relazione alle variazioni apportate a quanto previsto in fase di progetto definitivo, nell'ambito della presente progettazione esecutiva sono stati effettuati i pertinenti aggiornamenti delle verifiche statiche delle tubazioni, le quali vengono nel seguito riportate.

Nella tabella seguente sono indicate le caratteristiche fisiche e geometriche delle condotte previste in progetto, con l'indicazione del carico massimo in termini di spessore del terreno sui vari tratti di condotta per la rete di adduzione all'invaso.

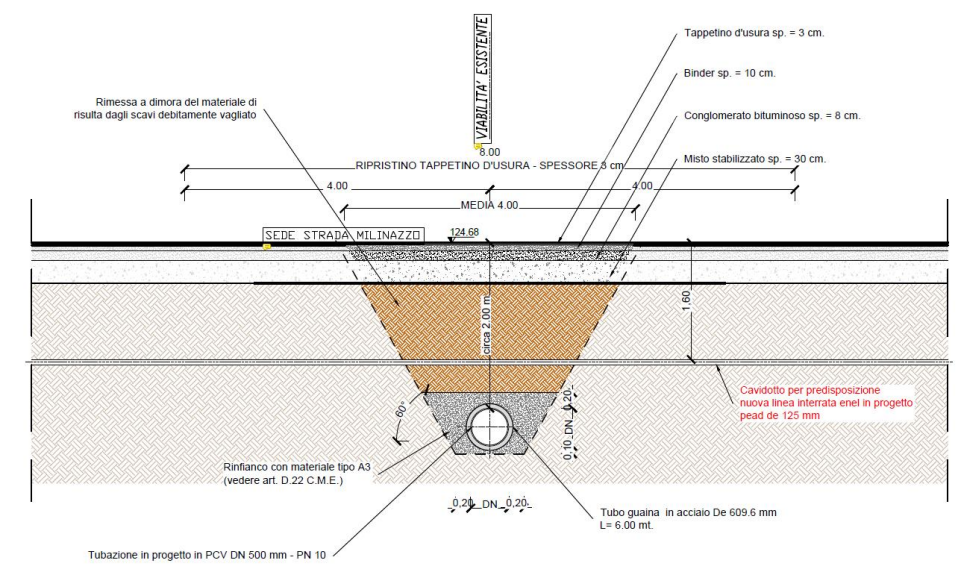
TUBAZIONI ADDUZIONE

Tratto	Materiale tubazione	DN [mm]	Spessore [mm]	D_i [mm]	Lunghezza [m]	Pendenza media	carico massimo **[m]**
1	PVC-U rigido	500	19.1	461.8	200	0.0038	1.85
2	Acciaio	500	5.6	496.8	8	0.0038	1.5
3	PEAD	500	29.7	440.6	13.5	0.0038	1.8

I parametri utilizzati nei calcoli e nelle verifiche riportate nei paragrafi seguenti sono stati desunti dalla precedente tabella e dai particolari costruttivi rappresentati negli elaborati grafici di progetto, relativi all'opera di adduzione, nello specifico: la sezione del manufatto di carico in corrispondenza del rilevato arginale (*Tav 10506E-7D*) e la sezione tipo di scavo (*Tav 10506E-10D*) di cui si riportano gli estratti nella pagina seguente.



Sezione tipo scavo



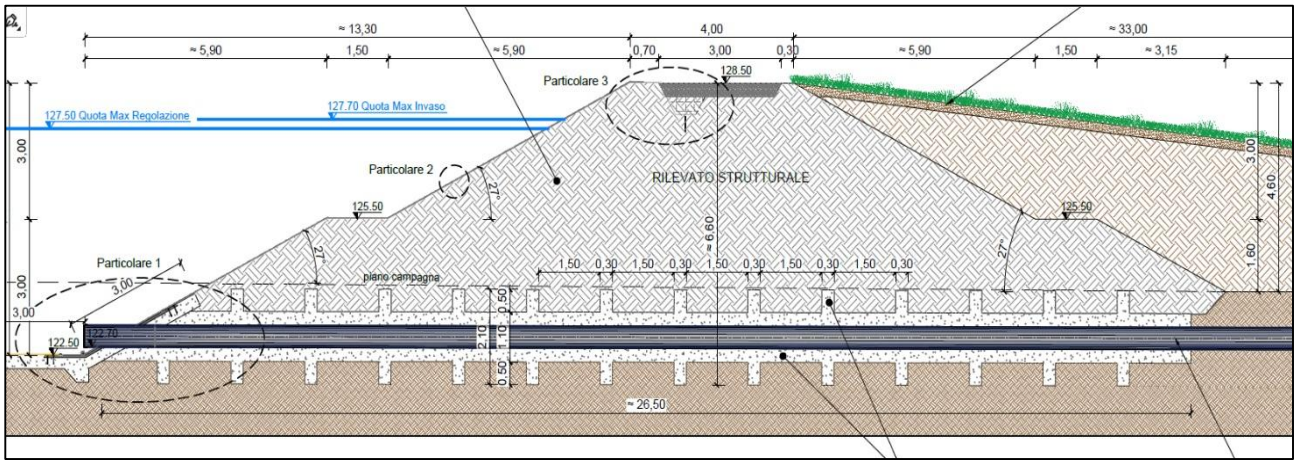
Nella tabella seguente sono indicate le caratteristiche fisiche e geometriche delle condotte previste in progetto, con l'indicazione del carico massimo in termini di spessore del terreno sui vari tratti di condotta per la rete di scarico e distribuzione.

TUBAZIONI SCARICO

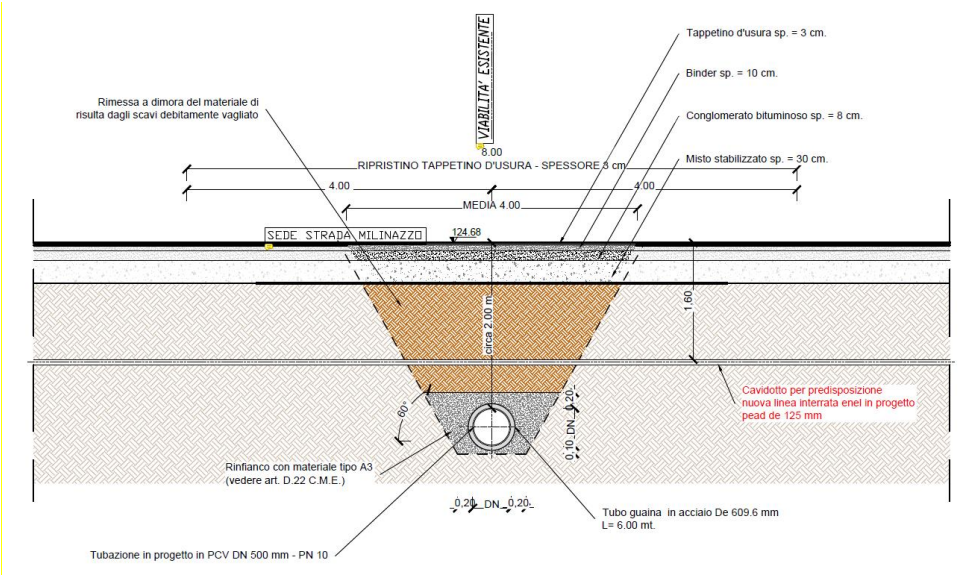
Tratto	Materiale tubazione	DN [mm]	Spessore [mm]	D_i [mm]	Lunghezza [m]	Pendenza media	carico massimo **[m]**
1	PEAD	500	29.7	440.6	35	0.0019	5.34
2	Acciaio	500	5.6	496.8	17	0.0019	3.38
3	PVC-U rigido	500	19.1	461.8	105	0.0011	1.86
4	PVC-U rigido	500	19.1	461.8	294	0.0117	1.6
5	PVC-U rigido	500	19.1	461.8	66	0.0091	1.5
6	PVC-U rigido	500	19.1	461.8	70	0.0007	1.78
7	PVC-U rigido	500	19.1	461.8	23.8	0.0232	1.34
8	PVC-U rigido	500	19.1	461.8	46.8	0.0076	1.2
9	PVC-U rigido	500	19.1	461.8	60	0.0008	1.5
10	PVC-U rigido	500	19.1	461.8	63.7	0.0078	2.7
11	PVC-U rigido	500	19.1	461.8	20.7	0.002	1.5

I parametri utilizzati nei calcoli e nelle verifiche riportate nei paragrafi seguenti sono stati desunti dalla precedente tabella e dai particolari costruttivi rappresentati negli elaborati grafici di progetto, relativi al passaggio delle opere di adduzione e scarico, nello specifico: la sezione del manufatto di scarico in corrispondenza del rilevato arginale (*Tav 10506E-7D*) e la sezione tipo di scavo (*Tav 10506E-10D*) di cui si riportano gli estratti nella pagina seguente.

MANUFATTO DI SCARICO



Sezione tipo scavo



Nei capitoli a seguire sono riportati tutti i passi di calcolo e le verifiche per il dimensionamento delle condotte, per le tre tipologie di tubazioni presenti (PEAD, Acciaio e PVC-U rigido), effettuate nelle condizioni più gravose riscontrabili nei tratti di adduzione e di scarico/distribuzione, le cui caratteristiche sono evidenziate nelle tabelle precedenti in colore blu e di seguito riassunte.

Materiale tubazione	DN	Spessore	D_i	Lunghezza	Pendenza media	carico massimo
	[mm]	[mm]	[mm]	[m]		**[m]**
PEAD	500	29.7	440.6	35	0.0019	5.34
Acciaio	500	5.6	496.8	17	0.0019	3.38
PVC-U rigido	500	19.1	461.8	63.7	0.0078	2.7

4.13.2 Calcoli e verifiche della tubazione in PEAD

4.13.2.1 DATI GEOMETRICI TUBAZIONE

Diametro esterno [mm] : 443.60
Spessore parete tubo [mm] : 29.70
Diametro interno [mm] : 384.20
Raggio interno utile di deflusso [mm] : 192.10
Raggio mediano [mm] : 206.95
Peso proprio tubazione [kg/m] : 303.16
Modulo di elasticità [N/mm2]: 883.00
Coefficiente di Poisson [-] : 0.40

4.13.2.2 DATI GEOTECNICI DEL TERRENO DI POSA E REINTERRO E GEOMETRIA DELLA POSA

Altezza di ricoprimento sull'estradosso [m] : 5.50
Peso specifico del terreno di rinterro [kN/m3]: 19.00
Angolo di attrito [°] : 24.00
Modulo di elasticità normale del terreno di posa/scavo [N/mm2]: 40.00
Angolo di posa [°] : 90.00
Altezza di proiezione laterale del tubo [mm] : 378.64
Rapporto di proiezione laterale [-] : 0.85

4.13.2.3 COEFFICIENTE ELASTICITÀ TUBAZIONE

Coefficiente elasticità tubazione secondo UNI 7517/76 [-]: 15
Tubazione flessibile

Coefficiente elasticità tubazione secondo criterio RIG [-]: -0.0954
Tubazione flessibile

4.13.2.4 CALCOLO DEL CARICO DI REINTERRO Pv

Valore caratteristico del carico di reinterro [kN/m]: 78.25

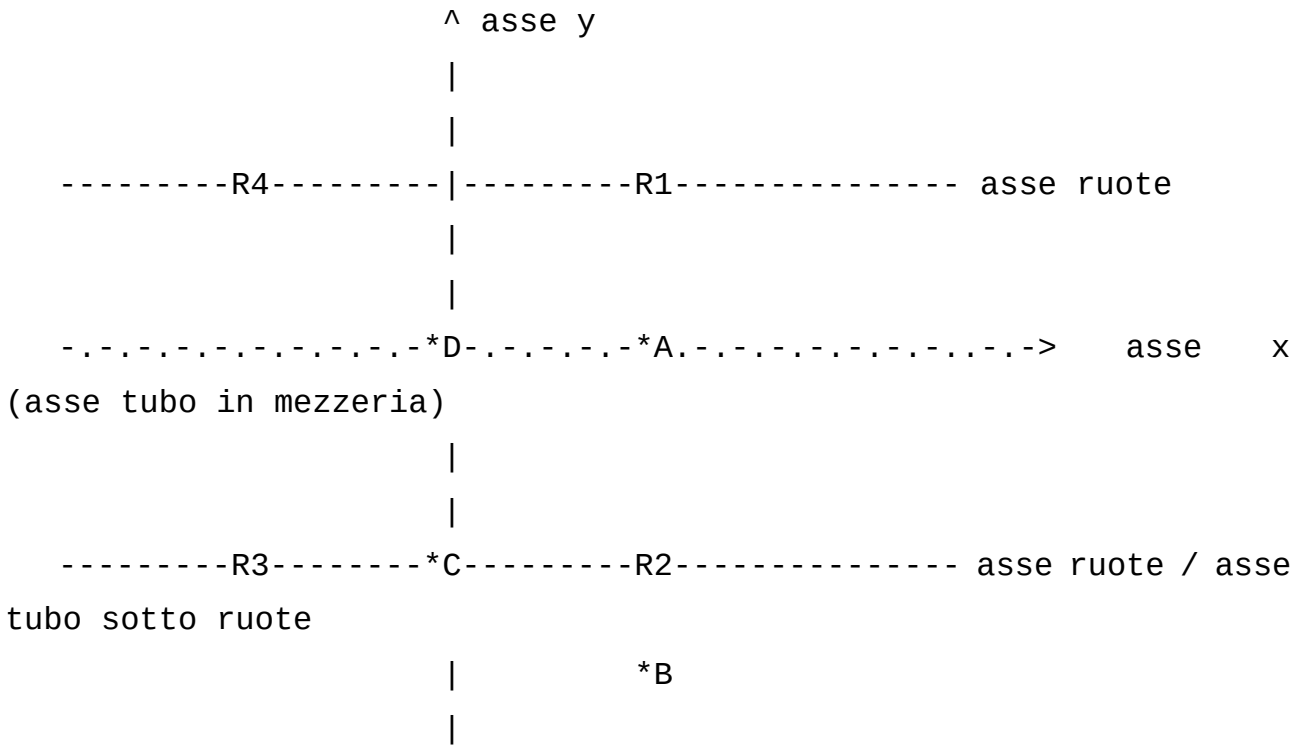
Distribuzione delle azioni dovute al reinterro con posa

in trincea larga sulla parte superiore del tubo [kN/m2]: 213.05

Reazione verticale del terreno [kN/m2]: 249.47

4.13.2.5 CALCOLO DELLE AZIONI DOVUTE AI CARICHI VARIABILI FISSI E MOBILI IN SUPERFICIE

Schema di carico



R1, R2, R3, R4 pneumatico

distanza(R1, R4) = distanza(R2, R3) = 2*b

distanza(R1, asse tubo in mezzeria) = distanza(R2, asse tubo in mezzeria) = a

*A, *B, *C, *D punti dove vengono calcolate le tensioni

Direzione asse x: diretto da *D a *A

Direzione asse y: diretto da *D perpendicolare asse x verso l'alto

Coordinate dei punti di calcolo:

A =(b, 0):

B =(b, -a):

C =(0, -a):

D =(0, 0):

*A - Carico unitario verticale nel caso di condotta in posizione assiale [kN/m2]: 8.27

*B.1 - Carico unitario verticale nel caso di condotta posta direttamente sotto il treno di ruote: sotto la ruota [kN/m2]: 7.78

*B.2 - Carico unitario verticale nel caso di condotta posta direttamente sotto il treno di ruote: diffusione del carico dall'area di impronta [kN/m2]: 11.64

*C - Carico unitario verticale nel caso di condotta posta direttamente sotto il treno di ruote: in mezzeria dell'asse b [kN/m2]: 7.98

*D - Carico unitario verticale nel caso di condotta posta al centro del del quadrilatero individuato dalle 4 ruote [kN/m2]: 8.48

Carico lineare globale dei carichi mobili sulla parte superiore del tubo [kN/m]: 9.15

Pressione globale dei carichi mobili agente sulla corda superiore del tubo [kN/m2]: 24.92

4.13.2.6 CALCOLO DELLE PRESSIONI PER PESO PROPRIO E FLUIDO ALL'INTERNO

Pressione equivalente per azione del peso proprio della sola tubazione [kN/m2]: 3.35

Pressione dovuta al solo peso di fluido contenuta all'interno della tubazione [kN/m2]: 1.88

4.13.2.7 CALCOLO DEL PARAMETRO ADIMENSIONALE DI RAPPORTO DELLE RIGIDEZZE

Valore del parametro adimensionale [-]: 0.01225

4.13.2.8 CALCOLO DELLE PRESSIONI DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO (VALORI CARATTERISTICI ALL'EQUILIBRIO)

Pressione orizzontale come reazione del terreno all'effetto del rinterro [kN/m2]: 172.12

Pressione orizzontale come reazione del terreno all'effetto del carico variabile in superficie [kN/m2]: 20.14

Pressione orizzontale del terreno dovuto al peso proprio della sola tubazione [kN/m2]: 2.92

Pressione netta orizzontale contro il terreno dovuta alla massa liquida nel tubo [kN/m2]: -0.24

4.13.2.9 CALCOLO DELLE PRESSIONI DI PROGETTO SLU (SECONDO D.M. 17/01/2018)

Pressioni di progetto SLU a utilizzare per la verifica di resistenza statica

Caso carico variabile in superficie sfavorevole

p1 [kN/m2]: 314.35

q2 [kN/m2]: 253.96

p3 [kN/m2]: 4.36

q4 [kN/m2]: 3.80

q5 [kN/m2]: -0.32

Caso carico variabile in superficie favorevole

p1 [kN/m2]: 276.96

q2 [kN/m2]: 223.76

p3 [kN/m2]: 4.36

q4 [kN/m2]: 3.80

q5 [kN/m2]: -0.32

4.13.2.10 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI DI PROGETTO NELLE SEZIONI CARDINALI (SOVRACCARICO VARIABILE CONSIDERATO SFAVOREVOLE, SECONDO ANNEX A/EN 1997-1)

Sollecitazioni flettenti M1 per pressioni p1 dovuta alle azioni del rinterro Pv e del sovraccarico variabile stradale Ps in superficie

N-S [N mm/mm]: 3204.16

W-E [N mm/mm]: -2934.90

Sollecitazioni flettenti M2 per pressione orizzontale q2 dei terreni indotta da p1

N-S [N mm/mm]: -2371.15

W-E [N mm/mm]: 2588.68

Sollecitazioni flettenti M3 per pressione p3 dovuta all'azione verticale del peso proprio Pp della tubazione

N-S [N mm/mm]: 46.66

W-E [N mm/mm]: -46.66

Sollecitazioni flettenti M4 per pressione orizzontale q4 dei terreni indotta da p3

N-S [N mm/mm]: -40.66

W-E [N mm/mm]: 40.66

Sollecitazioni flettenti M5 per pressioni nette orizzontali q5 dirette dall'interno del tubo verso l'esterno indotte dal peso proprio del liquido

N-S [N mm/mm]: 3.37

W-E [N mm/mm]: -3.37

Sollecitazioni di progetto allo SLU quando il sovraccarico in superficie è considerato sfavorevole

N-S in chiave e sul fondo tubo [N mm/mm]: 842.39

W-E sulle due sezioni meridiane [N mm/mm]: -355.60

Sollecitazioni flettenti caratteristiche

Avendo applicato alle azioni e relative tensioni dei coefficienti parziali di sicurezza pari a 1.3 e 1.5

le relative sollecitazioni flettenti caratteristiche Mk possono ricavarsi dividendole per il valore medio dei due coefficienti suddetti

N-S in chiave e sul fondo tubo [N mm/mm]: 601.71

W-E sulle due sezioni meridiane [N mm/mm]: -254.00

Tensioni circonferenziali di compressione con sovraccarico variabile di superficie considerato sfavorevole

tensione circonferenziale di progetto [N mm2]: -1.94

tensione circonferenziale valore caratteristico [N mm2]: -1.39

4.13.2.11 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI DI PROGETTO NELLE SEZIONI CARDINALI (SOVRACCARICO VARIABILE CONSIDERATO FAVOREVOLE, SECONDO ANNEX A/EN 1997-1)

Sollecitazioni flettenti M1 per pressioni p1 dovuta alle azioni del rinterro Pv e del sovraccarico variabile stradale Ps in superficie

N-S [N mm/mm]: 2823.10

W-E [N mm/mm]: -2585.87

Sollecitazioni flettenti M2 per pressione orizzontale q2 dei terreni indotta da p1

N-S [N mm/mm]: -2089.15

W-E [N mm/mm]: 2280.82

Sollecitazioni flettenti M3 per pressione p3 dovuta all'azione verticale del peso proprio Pp della tubazione

N-S [N mm/mm]: 46.66

W-E [N mm/mm]: -46.66

Sollecitazioni flettenti M4 per pressione orizzontale q4 dei terreni indotta da p3

N-S [N mm/mm]: -40.66

W-E [N mm/mm]: 40.66

Sollecitazioni flettenti M5 per pressioni nette orizzontali q5 direte dall'interno del tubo verso l'esterno indotte dal peso proprio del liquido

N-S [N mm/mm]: 3.37

W-E [N mm/mm]: -3.37

Sollecitazioni di progetto allo SLU quando il sovraccarico in superficie è considerato sfavorevole

N-S in chiave e sul fondo tubo [N mm/mm]: 743.32

W-E sulle due sezioni meridiane [N mm/mm]: -314.42

Sollecitazioni flettenti caratteristiche

Avendo applicato alle azioni e relative tensioni dei coefficienti parziali di sicurezza il solo coefficiente di sicurezza 1.3

le relative sollecitazioni flettenti caratteristiche Mk possono ricavarsi dividendole per il valore del coefficiente suddett0

N-S in chiave e sul fondo tubo [N mm/mm]: 571.79

W-E sulle due sezioni meridiane [N mm/mm]: -241.86

Tensioni circonferenziali di compressione con sovraccarico variabile di superficie considerato sfavorevole

tensione circonferenziale di progetto [N mm2]: -1.71

tensione circonferenziale valore caratteristico [N mm2]: -1.32

4.13.2.12 RIEPILOGO MASSIME TENSIONI DI PROGETTO SLU

Carico variabile presente

punti cardinali	|Mtot| [N mm/mm]	sEd [N/mm2]	sc,Ed [N/mm2]	sc,tk,max [N/mm2]
N-S	842.39	5.73	-1.94	3.79
W-E	355.60	2.42	-1.94	0.48

Carico variabile assente

punti cardinali	|Mtot| [N mm/mm]	sEd [N/mm2]	sc,Ed [N/mm2]	sc,tk,max [N/mm2]
N-S	743.32	5.06	-1.71	3.34
W-E	314.42	2.14	-1.71	0.43

Massima tensione netta a trazione di progetto sulla parete del tubo [N/mm2]: 3.79

Massima tensione netta a trazione \ resistenza caratteristica snervamento del materiale della tubazione: 0.18

La verifica è POSITIVA

4.13.2.13 CALCOLO DELLA PRESSIONE EQUIVALENTE P0 D.M. 12/12/1985

P0 [N/mm2]: 0.42

4.13.2.14 VERIFICA DELLO SPESSORE DELLA TUBAZIONE - FORMULA DI MARIOTTE

1.5 * Pressione di esercizio [N/mm2]: 0.15

Sovrappressione colpo ariete D.M. 12/12/1985 [N/mm2]: 0.29

Pressione equivalente D.M. 12/12/1985 [N/mm2]: 0.42

Massima pressione di esercizio [N/mm2]: 0.86

Spessore tubazione di calcolo [mm] : 7.91

Spessore tubazione ipotizzato inizialmente [mm] : 29.70

Lo spessore ipotizzato inizialmente è verificato

4.13.2.15 VERIFICA MASSIME DEFORMAZIONI PER INFLESSIONE DIAMETRALE DELLA SEZIONE

Calcolo massime deformazioni orizzontali - SLE

massima deformazione orizzontale nel "breve termine" con tubazione vuota Dx0 [mm]: 8.06

massima deformazione orizzontale nel "lungo termine" con tubazione piena Dxf [mm]: 13.95

Verifica rispetto deformazioni massime stato limite di esercizio

Dx0 / diametro esterno : 0.0182

Dxf / diametro esterno : 0.0315

Esito verifica per il breve periodo positivo

Esito verifica per il breve periodo positivo

4.13.2.16 VERIFICA ALL'INSTABILITÀ ELASTICA PER IMBOZZAMENTO DELLE PARETI DELLA TUBAZIONE - NORMA ANSI-AWWAC950/88

1) Calcolo della pressione ammissibile di buckling

fattore di spinta idrostatica della falda eventualmente presente : 0.940

coefficiente empirico di supporto elastico adimensionale : 1.00

rigidità anulare della tubazione [N/mm2]: 0.02719

carico critico che provoca la deformazione a due lobi [N/mm2]: 0.65

forza critica per unità di lunghezza che determina instabilità elastica [N/mm]: 289.44

pressione ammissibile di buckling [N/mm2]: 1.34

2) Verifica caso di depressione interna a causa di transitori in assenza di sovraccarichi mobili

risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati [N/mm2]: 0.28

Verifica caso di depressione interna a causa di transitori: POSITIVA
La risultante è inferiore alla pressione ammissibile di buckling

3) Verifica caso di depressione interna a causa di transitori in presenza di sovraccarichi mobili

risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati [N/mm2]: 0.20

Verifica caso di depressione interna a causa di transitori: POSITIVA
La risultante è inferiore alla pressione ammissibile di buckling

4) Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale

inflessione verticale del tubo [cm]: 2.01
DyDe : 4.5%

5) Calcolo e verifica della sollecitazione massima di flessione

tensione dovuta alla deflessione diametrale [N/mm2]: 6.71

La tensione è inferiore a quella di snervamento

6) Calcolo e verifica della sollecitazione massima risultante dagli effetti combinati della pressione interna e dell'inflessione diametrale

Sollecitazione massima risultante [N/mm2]: 7.44

La tensione è inferiore a quella di snervamento

4.13.3 Calcoli e verifiche della tubazione in ACCIAIO

4.13.3.1 DATI GEOMETRICI TUBAZIONE

Diametro esterno [mm] : 508.00
Spessore parete tubo [mm] : 5.60
Diametro interno [mm] : 496.80
Raggio interno utile di deflusso [mm] : 248.40
Raggio mediano [mm] : 251.20
Peso proprio tubazione [kg/m] : 69.38
Modulo di elasticità [N/mm2]: 210000.00
Coefficiente di Poisson [-] : 0.30

4.13.3.2 DATI GEOTECNICI DEL TERRENO DI POSA E REINTERRO E GEOMETRIA DELLA POSA

Altezza di ricoprimento sull'estradosso [m] : 3.50
Peso specifico del terreno di rinterro [kN/m3]: 19.00
Angolo di attrito [°] : 24.00
Modulo di elasticità normale del terreno di posa/scavo [N/mm2]: 40.00
Angolo di posa [°] : 90.00
Altezza di proiezione laterale del tubo [mm] : 433.61
Rapporto di proiezione laterale [-] : 0.85

4.13.3.3 COEFFICIENTE ELASTICITÀ TUBAZIONE

Coefficiente elasticità tubazione secondo UNI 7517/76 [-]: 17
Tubazione flessibile

Coefficiente elasticità tubazione secondo criterio RIG [-]: -0.0956
Tubazione flessibile

4.13.3.4 CALCOLO DEL CARICO DI REINTERRO Pv

Valore caratteristico del carico di reinterro [kN/m]: 57.24

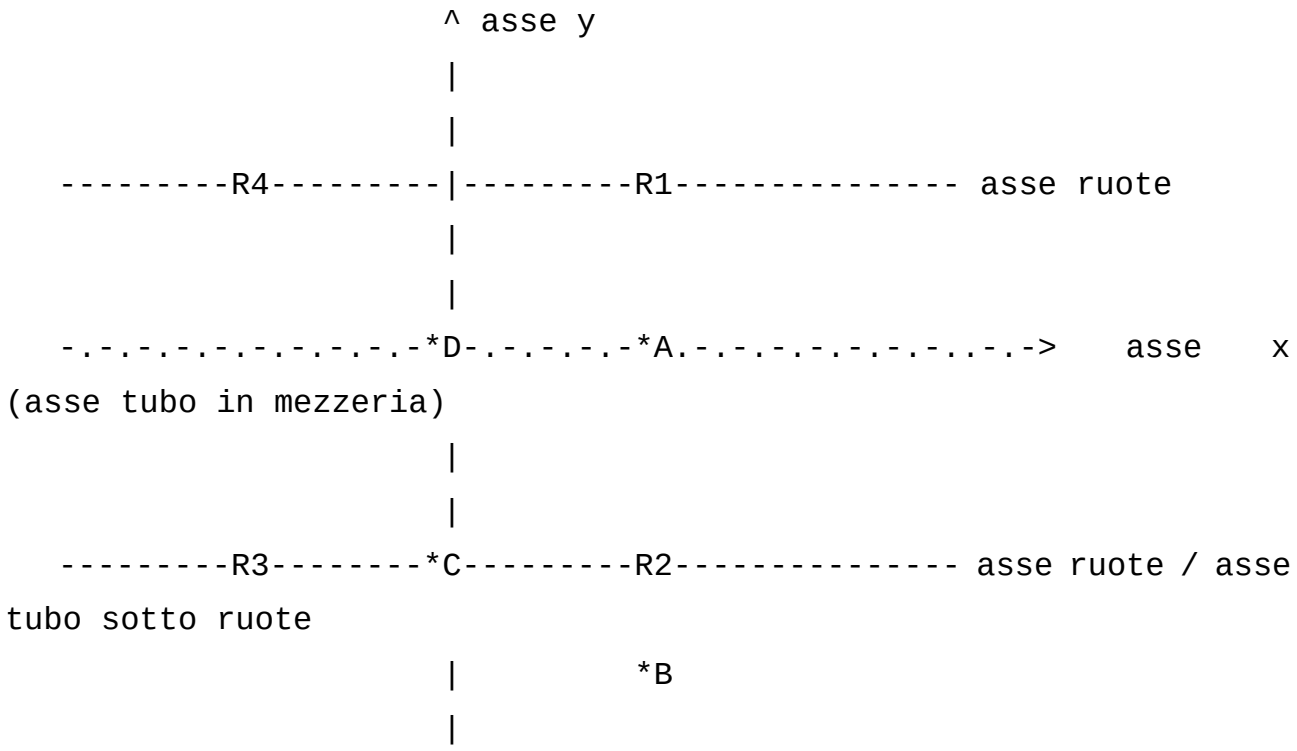
Distribuzione delle azioni dovute al reinterro con posa

in trincea larga sulla parte superiore del tubo [kN/m2]: 136.09

Reazione verticale del terreno [kN/m2]: 159.36

4.13.3.5 CALCOLO DELLE AZIONI DOVUTE AI CARICHI VARIABILI FISSI E MOBILI IN SUPERFICIE

Schema di carico



R1, R2, R3, R4 pneumatico

distanza(R1, R4) = distanza(R2, R3) = 2*b

distanza(R1, asse tubo in mezzeria) = distanza(R2, asse tubo in mezzeria) = a

*A, *B, *C, *D punti dove vengono calcolate le tensioni

Direzione asse x: diretto da *D a *A

Direzione asse y: diretto da *D perpendicolare asse x verso l'alto

Coordinate dei punti di calcolo:

A =(b, 0):

B =(b, -a):

C =(0, -a):

D =(0, 0):

*A - Carico unitario verticale nel caso di condotta in posizione assiale [kN/m2]: 17.04

*B.1 - Carico unitario verticale nel caso di condotta posta direttamente sotto il treno di ruote: sotto la ruota [kN/m2]: 15.49

*B.2 - Carico unitario verticale nel caso di condotta posta direttamente sotto il treno di ruote: diffusione del carico dall'area di impronta [kN/m2]: 15.13

*C - Carico unitario verticale nel caso di condotta posta direttamente sotto il treno di ruote: in mezzeria dell'asse b [kN/m2]: 16.34

*D - Carico unitario verticale nel caso di condotta posta al centro del del quadrilatero individuato dalle 4 ruote [kN/m2]: 17.97

Carico lineare globale dei carichi mobili sulla parte superiore del tubo [kN/m]: 13.70

Pressione globale dei carichi mobili agente sulla corda superiore del tubo [kN/m2]: 32.58

4.13.3.6 CALCOLO DELLE PRESSIONI PER PESO PROPRIO E FLUIDO ALL'INTERNO

Pressione equivalente per azione del peso proprio della sola tubazione [kN/m2]: 0.67

Pressione dovuta al solo peso di fluido contenuta all'interno della tubazione [kN/m2]: 2.44

4.13.3.7 CALCOLO DEL PARAMETRO ADIMENSIONALE DI RAPPORTO DELLE RIGIDEZZE

Valore del parametro adimensionale [-]: 0.01371

4.13.3.8 CALCOLO DELLE PRESSIONI DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO (VALORI CARATTERISTICI ALL'EQUILIBRIO)

Pressione orizzontale come reazione del terreno all'effetto del rinterro [kN/m2]: 108.20

Pressione orizzontale come reazione del terreno all'effetto del carico variabile in superficie [kN/m2]: 25.90

Pressione orizzontale del terreno dovuto al peso proprio della sola tubazione [kN/m2]: 0.57

Pressione netta orizzontale contro il terreno dovuta alla massa liquida nel tubo [kN/m2]: -0.35

4.13.3.9 CALCOLO DELLE PRESSIONI DI PROGETTO SLU (SECONDO D.M. 17/01/2018)

Pressioni di progetto SLU a utilizzare per la verifica di resistenza statica

Caso carico variabile in superficie sfavorevole

p1 [kN/m2]: 225.79

q2 [kN/m2]: 179.51

p3 [kN/m2]: 0.87

q4 [kN/m2]: 0.75

q5 [kN/m2]: -0.45

Caso carico variabile in superficie favorevole

p1 [kN/m2]: 176.92

q2 [kN/m2]: 140.66

p3 [kN/m2]: 0.87

q4 [kN/m2]: 0.75

q5 [kN/m2]: -0.45

4.13.3.10 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI DI PROGETTO NELLE SEZIONI CARDINALI (SOVRACCARICO VARIABILE CONSIDERATO SFAVOREVOLE, SECONDO ANNEX A/EN 1997-1)

Sollecitazioni flettenti M1 per pressioni p1 dovuta alle azioni del rinterro Pv e del sovraccarico variabile stradale Ps in superficie

N-S [N mm/mm]: 3390.91

W-E [N mm/mm]: -3105.96

Sollecitazioni flettenti M2 per pressione orizzontale q2 dei terreni indotta da p1

N-S [N mm/mm]: -2469.39

W-E [N mm/mm]: 2695.94

Sollecitazioni flettenti M3 per pressione p3 dovuta all'azione verticale del peso proprio Pp della tubazione

N-S [N mm/mm]: 13.74

W-E [N mm/mm]: -13.74

Sollecitazioni flettenti M4 per pressione orizzontale q4 dei terreni indotta da p3

N-S [N mm/mm]: -11.79

W-E [N mm/mm]: 11.79

Sollecitazioni flettenti M5 per pressioni nette orizzontali q5 dirette dall'interno del tubo verso l'esterno indotte dal peso proprio del liquido

N-S [N mm/mm]: 7.08

W-E [N mm/mm]: -7.08

Sollecitazioni di progetto allo SLU quando il sovraccarico in superficie è considerato sfavorevole

N-S in chiave e sul fondo tubo [N mm/mm]: 930.55

W-E sulle due sezioni meridiane [N mm/mm]: -419.05

Sollecitazioni flettenti caratteristiche

Avendo applicato alle azioni e relative tensioni dei coefficienti parziali di sicurezza pari a 1.3 e 1.5

le relative sollecitazioni flettenti caratteristiche Mk possono ricavarsi dividendole per il valore medio dei due coefficienti suddetti

N-S in chiave e sul fondo tubo [N mm/mm]: 664.68

W-E sulle due sezioni meridiane [N mm/mm]: -299.32

Tensioni circonferenziali di compressione con sovraccarico variabile di superficie considerato sfavorevole

tensione circonferenziale di progetto [N mm2]: -8.48

tensione circonferenziale valore caratteristico [N mm2]: -6.06

4.13.3.11 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI DI PROGETTO NELLE SEZIONI CARDINALI (SOVRACCARICO VARIABILE CONSIDERATO FAVOREVOLE, SECONDO ANNEX A/EN 1997-1)

Sollecitazioni flettenti M1 per pressioni p1 dovuta alle azioni del rinterro Pv e del sovraccarico variabile stradale Ps in superficie

N-S [N mm/mm]: 2657.03

W-E [N mm/mm]: -2433.75

Sollecitazioni flettenti M2 per pressione orizzontale q2 dei terreni indotta da p1

N-S [N mm/mm]: -1934.95

W-E [N mm/mm]: 2112.47

Sollecitazioni flettenti M3 per pressione p3 dovuta all'azione verticale del peso proprio Pp della tubazione

N-S [N mm/mm]: 13.74

W-E [N mm/mm]: -13.74

Sollecitazioni flettenti M4 per pressione orizzontale q4 dei terreni indotta da p3

N-S [N mm/mm]: -11.79

W-E [N mm/mm]: 11.79

Sollecitazioni flettenti M5 per pressioni nette orizzontali q5 dirette dall'interno del tubo verso l'esterno indotte dal peso proprio del liquido

N-S [N mm/mm]: 7.08

W-E [N mm/mm]: -7.08

Sollecitazioni di progetto allo SLU quando il sovraccarico in superficie è considerato sfavorevole

N-S in chiave e sul fondo tubo [N mm/mm]: 731.11

W-E sulle due sezioni meridiane [N mm/mm]: -330.31

Sollecitazioni flettenti caratteristiche

Avendo applicato alle azioni e relative tensioni dei coefficienti parziali di sicurezza il solo coefficiente di sicurezza 1.3

le relative sollecitazioni flettenti caratteristiche Mk possono ricavarsi dividendole per il valore del coefficiente suddett0

N-S in chiave e sul fondo tubo [N mm/mm]: 562.39

W-E sulle due sezioni meridiane [N mm/mm]: -254.09

Tensioni circonferenziali di compressione con sovraccarico variabile di superficie considerato sfavorevole

tensione circonferenziale di progetto [N mm2]: -6.64

tensione circonferenziale valore caratteristico [N mm2]: -5.11

4.13.3.12 RIEPILOGO MASSIME TENSIONI DI PROGETTO SLU

Carico variabile presente

punti cardinali	|Mtot| [N mm/mm]	sEd [N/mm2]	sc,Ed [N/mm2]	sc,tk,max [N/mm2]
N-S	930.55	178.04	-8.48	169.56
W-E	419.05	80.18	-8.48	71.70

Carico variabile assente

punti cardinali	|Mtot| [N mm/mm]	sEd [N/mm2]	sc,Ed [N/mm2]	sc,tk,max [N/mm2]
N-S	731.11	139.88	-6.64	133.24
W-E	330.31	63.20	-6.64	56.55

Massima tensione netta a trazione di progetto sulla parete del tubo [N/mm2]: 169.56

Massima tensione netta a trazione \ resistenza caratteristica snervamento del materiale della tubazione: 0.55

La verifica è POSITIVA

4.13.3.13 CALCOLO DELLA PRESSIONE EQUIVALENTE P0 D.M. 12/12/1985

P0 [N/mm2]: 2.73

4.13.3.14 VERIFICA DELLO SPESSORE DELLA TUBAZIONE - FORMULA DI MARIOTTE

1.5 * Pressione di esercizio [N/mm2]: 0.15

Sovrappressione colpo ariete D.M. 12/12/1985 [N/mm2]: 0.29

Pressione equivalente D.M. 12/12/1985 [N/mm2]: 2.73

Massima pressione di esercizio [N/mm2]: 3.17

Spessore tubazione di calcolo [mm] : 2.55

Spessore tubazione ipotizzato inizialmente [mm] : 5.60

Lo spessore ipotizzato inizialmente è verificato

4.13.3.15 VERIFICA MASSIME DEFORMAZIONI PER INFLESSIONE DIAMETRALE DELLA SEZIONE

Calcolo massime deformazioni orizzontali - SLE

massima deformazione orizzontale nel "breve termine" con tubazione vuota Dx0 [mm]: 6.61

massima deformazione orizzontale nel "lungo termine" con tubazione piena Dxf [mm]: 9.45

Verifica rispetto deformazioni massime stato limite di esercizio

Dx0 / diametro esterno : 0.0130

Dxf / diametro esterno : 0.0186

Esito verifica per il breve periodo positivo

Esito verifica per il breve periodo positivo

4.13.3.16 VERIFICA ALL'INSTABILITÀ ELASTICA PER IMBOZZAMENTO DELLE PARETI DELLA TUBAZIONE - NORMA ANSI-AWWAC950/88

1) Calcolo della pressione ammissibile di buckling

fattore di spinta idrostatica della falda eventualmente presente : 0.906

coefficiente empirico di supporto elastico adimensionale : 1.00

rigidità anulare della tubazione [N/mm2]: 0.02424

carico critico che provoca la deformazione a due lobi [N/mm2]: 0.58

forza critica per unità di lunghezza che determina instabilità elastica [N/mm]: 295.48

pressione ammissibile di buckling [N/mm2]: 1.25

2) Verifica caso di depressione interna a causa di transitori in assenza di sovraccarichi mobili

risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati [N/mm2]: 0.21

Verifica caso di depressione interna a causa di transitori: POSITIVA
La risultante è inferiore alla pressione ammissibile di buckling

3) Verifica caso di depressione interna a causa di transitori in presenza di sovraccarichi mobili

risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati [N/mm2]: 0.14

Verifica caso di depressione interna a causa di transitori: POSITIVA
La risultante è inferiore alla pressione ammissibile di buckling

4) Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale

inflessione verticale del tubo [cm]: 1.60
DyDe : 3.1%

5) Calcolo e verifica della sollecitazione massima di flessione

tensione dovuta alla deflessione diametrale [N/mm2]: 187.83

La tensione è inferiore a quella di snervamento

6) Calcolo e verifica della sollecitazione massima risultante dagli effetti combinati della pressione interna e dell'inflessione diametrale

Sollecitazione massima risultante [N/mm2]: 192.28

La tensione è inferiore a quella di snervamento

4.13.4 Calcoli e verifiche della tubazione in PVC-U

4.13.4.1 DATI GEOMETRICI TUBAZIONE

Diametro esterno [mm] : 443.60
Spessore parete tubo [mm] : 29.70
Diametro interno [mm] : 384.20
Raggio interno utile di deflusso [mm] : 192.10
Raggio mediano [mm] : 206.95
Peso proprio tubazione [kg/m] : 303.16
Modulo di elasticità [N/mm2]: 3000.00
Coefficiente di Poisson [-] : 0.40

4.13.4.2 DATI GEOTECNICI DEL TERRENO DI POSA E REINTERRO E GEOMETRIA DELLA POSA

Altezza di ricoprimento sull'estradosso [m] : 3.00
Peso specifico del terreno di rinterro [kN/m3]: 19.00
Angolo di attrito [°] : 24.00
Modulo di elasticità normale del terreno di posa/scavo [N/mm2]: 40.00
Angolo di posa [°] : 90.00
Altezza di proiezione laterale del tubo [mm] : 378.64
Rapporto di proiezione laterale [-] : 0.85

4.13.4.3 COEFFICIENTE ELASTICITÀ TUBAZIONE

Coefficiente elasticità tubazione secondo UNI 7517/76 [-]: 5
Tubazione flessibile

Coefficiente elasticità tubazione secondo criterio RIG [-]: -0.0845
Tubazione flessibile

4.13.4.4 CALCOLO DEL CARICO DI REINTERRO Pv

Valore caratteristico del carico di reinterro [kN/m]: 42.85

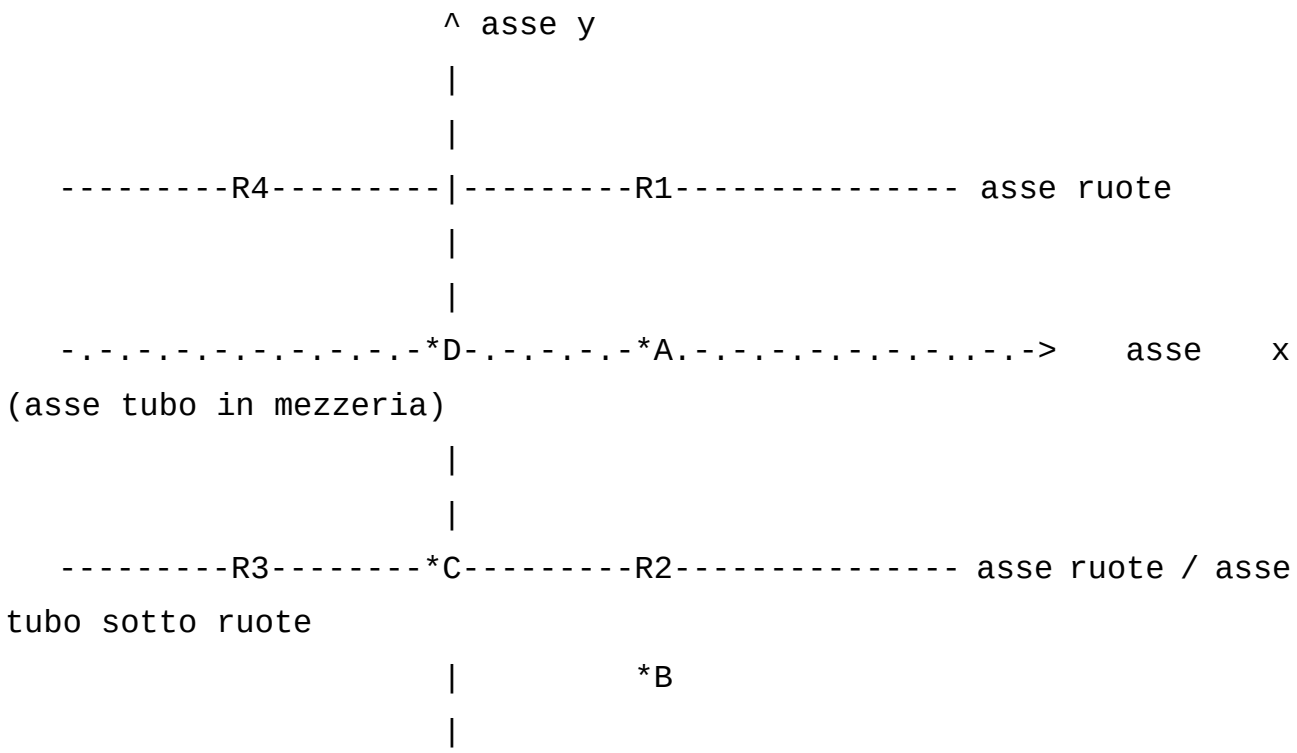
Distribuzione delle azioni dovute al reinterro con posa

in trincea larga sulla parte superiore del tubo [kN/m2]: 116.67

Reazione verticale del terreno [kN/m2]: 136.62

4.13.4.5 CALCOLO DELLE AZIONI DOVUTE AI CARICHI VARIABILI FISSI E MOBILI IN SUPERFICIE

Schema di carico



R1, R2, R3, R4 pneumatico

distanza(R1, R4) = distanza(R2, R3) = 2*b

distanza(R1, asse tubo in mezzeria) = distanza(R2, asse tubo in mezzeria) = a

*A, *B, *C, *D punti dove vengono calcolate le tensioni

Direzione asse x: diretto da *D a *A

Direzione asse y: diretto da *D perpendicolare asse x verso l'alto

Coordinate dei punti di calcolo:

A =(b, 0):

B =(b, -a):

C =(0, -a):

D =(0, 0):

*A - Carico unitario verticale nel caso di condotta in posizione assiale [kN/m2]: 20.97

*B.1 - Carico unitario verticale nel caso di condotta posta direttamente sotto il treno di ruote: sotto la ruota [kN/m2]: 19.06

*B.2 - Carico unitario verticale nel caso di condotta posta direttamente sotto il treno di ruote: diffusione del carico dall'area di impronta [kN/m2]: 17.13

*C - Carico unitario verticale nel caso di condotta posta direttamente sotto il treno di ruote: in mezzeria dell'asse b [kN/m2]: 20.36

*D - Carico unitario verticale nel caso di condotta posta al centro del del quadrilatero individuato dalle 4 ruote [kN/m2]: 22.39

Carico lineare globale dei carichi mobili sulla parte superiore del tubo [kN/m]: 13.92

Pressione globale dei carichi mobili agente sulla corda superiore del tubo [kN/m2]: 37.91

4.13.4.6 CALCOLO DELLE PRESSIONI PER PESO PROPRIO E FLUIDO ALL'INTERNO

Pressione equivalente per azione del peso proprio della sola tubazione [kN/m2]: 3.35

Pressione dovuta al solo peso di fluido contenuta all'interno della tubazione [kN/m2]: 1.88

4.13.4.7 CALCOLO DEL PARAMETRO ADIMENSIONALE DI RAPPORTO DELLE RIGIDEZZE

Valore del parametro adimensionale [-]: 0.07389

4.13.4.8 CALCOLO DELLE PRESSIONI DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO (VALORI CARATTERISTICI ALL'EQUILIBRIO)

Pressione orizzontale come reazione del terreno all'effetto del rinterro [kN/m2]: 56.03

Pressione orizzontale come reazione del terreno all'effetto del carico variabile in superficie [kN/m2]: 18.21

Pressione orizzontale del terreno dovuto al peso proprio della sola tubazione [kN/m2]: 1.77

Pressione netta orizzontale contro il terreno dovuta alla massa liquida nel tubo [kN/m2]: -0.89

4.13.4.9 CALCOLO DELLE PRESSIONI DI PROGETTO SLU (SECONDO D.M. 17/01/2018)

Pressioni di progetto SLU a utilizzare per la verifica di resistenza statica

Caso carico variabile in superficie sfavorevole

p1 [kN/m2]: 208.54

q2 [kN/m2]: 100.15

p3 [kN/m2]: 4.36

q4 [kN/m2]: 2.31

q5 [kN/m2]: -1.15

Caso carico variabile in superficie favorevole

p1 [kN/m2]: 151.67

q2 [kN/m2]: 72.84

p3 [kN/m2]: 4.36

q4 [kN/m2]: 2.31

q5 [kN/m2]: -1.15

4.13.4.10 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI DI PROGETTO NELLE SEZIONI CARDINALI (SOVRACCARICO VARIABILE CONSIDERATO SFAVOREVOLE, SECONDO ANNEX A/EN 1997-1)

Sollecitazioni flettenti M1 per pressioni p1 dovuta alle azioni del rinterro Pv e del sovraccarico variabile stradale Ps in superficie

N-S [N mm/mm]: 2125.65

W-E [N mm/mm]: -1947.02

Sollecitazioni flettenti M2 per pressione orizzontale q2 dei terreni indotta da p1

N-S [N mm/mm]: -935.07

W-E [N mm/mm]: 1020.85

Sollecitazioni flettenti M3 per pressione p3 dovuta all'azione verticale del peso proprio Pp della tubazione

N-S [N mm/mm]: 46.66

W-E [N mm/mm]: -46.66

Sollecitazioni flettenti M4 per pressione orizzontale q4 dei terreni indotta da p3

N-S [N mm/mm]: -24.68

W-E [N mm/mm]: 24.68

Sollecitazioni flettenti M5 per pressioni nette orizzontali q5 dirette dall'interno del tubo verso l'esterno indotte dal peso proprio del liquido

N-S [N mm/mm]: 12.35

W-E [N mm/mm]: -12.35

Sollecitazioni di progetto allo SLU quando il sovraccarico in superficie è considerato sfavorevole

N-S in chiave e sul fondo tubo [N mm/mm]: 1224.91

W-E sulle due sezioni meridiane [N mm/mm]: -960.50

Sollecitazioni flettenti caratteristiche

Avendo applicato alle azioni e relative tensioni dei coefficienti parziali di sicurezza pari a 1.3 e 1.5

le relative sollecitazioni flettenti caratteristiche Mk possono ricavarsi dividendole per il valore medio dei due coefficienti suddetti

N-S in chiave e sul fondo tubo [N mm/mm]: 874.94

W-E sulle due sezioni meridiane [N mm/mm]: -686.07

Tensioni circonferenziali di compressione con sovraccarico variabile di superficie considerato sfavorevole

tensione circonferenziale di progetto [N mm2]: -1.29

tensione circonferenziale valore caratteristico [N mm2]: -0.92

4.13.4.11 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI DI PROGETTO NELLE SEZIONI CARDINALI (SOVRACCARICO VARIABILE CONSIDERATO FAVOREVOLE, SECONDO ANNEX A/EN 1997-1)

Sollecitazioni flettenti M1 per pressioni p1 dovuta alle azioni del rinterro Pv e del sovraccarico variabile stradale Ps in superficie

N-S [N mm/mm]: 1546.00

W-E [N mm/mm]: -1416.09

Sollecitazioni flettenti M2 per pressione orizzontale q2 dei terreni indotta da p1

N-S [N mm/mm]: -680.08

W-E [N mm/mm]: 742.48

Sollecitazioni flettenti M3 per pressione p3 dovuta all'azione verticale del peso proprio Pp della tubazione

N-S [N mm/mm]: 46.66

W-E [N mm/mm]: -46.66

Sollecitazioni flettenti M4 per pressione orizzontale q4 dei terreni indotta da p3

N-S [N mm/mm]: -24.68

W-E [N mm/mm]: 24.68

Sollecitazioni flettenti M5 per pressioni nette orizzontali q5 dirette dall'interno del tubo verso l'esterno indotte dal peso proprio del liquido

N-S [N mm/mm]: 12.35

W-E [N mm/mm]: -12.35

Sollecitazioni di progetto allo SLU quando il sovraccarico in superficie è considerato sfavorevole

N-S in chiave e sul fondo tubo [N mm/mm]: 900.25

W-E sulle due sezioni meridiane [N mm/mm]: -707.94

Sollecitazioni flettenti caratteristiche

Avendo applicato alle azioni e relative tensioni dei coefficienti parziali di sicurezza il solo coefficiente di sicurezza 1.3

le relative sollecitazioni flettenti caratteristiche Mk possono ricavarsi dividendole per il valore del coefficiente suddett0

N-S in chiave e sul fondo tubo [N mm/mm]: 692.50
W-E sulle due sezioni meridiane [N mm/mm]: -544.57

Tensioni circonferenziali di compressione con sovraccarico variabile di superficie considerato sfavorevole

tensione circonferenziale di progetto [N mm2]: -0.94
tensione circonferenziale valore caratteristico [N mm2]: -0.72

4.13.4.12 RIEPILOGO MASSIME TENSIONI DI PROGETTO SLU

Carico variabile presente

punti cardinali	|Mtot| [N mm/mm]	sEd [N/mm2]	sc,Ed [N/mm2]	sc,tk,max [N/mm2]
N-S	1224.91	8.33	-1.29	7.04
W-E	960.50	6.53	-1.29	5.24

Carico variabile assente

punti cardinali	|Mtot| [N mm/mm]	sEd [N/mm2]	sc,Ed [N/mm2]	sc,tk,max [N/mm2]
N-S	900.25	6.12	-0.94	5.19
W-E	707.94	4.82	-0.94	3.88

Massima tensione netta a trazione di progetto sulla parete del tubo [N/mm2]: 7.04

Massima tensione netta a trazione \ resistenza caratteristica snervamento del materiale della tubazione: 0.34

La verifica è POSITIVA

4.13.4.13 CALCOLO DELLA PRESSIONE EQUIVALENTE P0 D.M. 12/12/1985

P0 [N/mm2]: 0.78

4.13.4.14 *VERIFICA DELLO SPESSORE DELLA TUBAZIONE - FORMULA DI MARIOTTE*

1.5 * Pressione di esercizio [N/mm2]: 0.15

Sovrappressione colpo ariete D.M. 12/12/1985 [N/mm2]: 0.29

Pressione equivalente D.M. 12/12/1985 [N/mm2]: 0.78

Massima pressione di esercizio [N/mm2]: 1.22

Spessore tubazione di calcolo [mm] : 11.22

Spessore tubazione ipotizzato inizialmente [mm] : 29.70

Lo spessore ipotizzato inizialmente è verificato

4.13.4.15 *VERIFICA MASSIME DEFORMAZIONI PER INFLESSIONE DIAMETRALE DELLA SEZIONE*

Calcolo massime deformazioni orizzontali - SLE

massima deformazione orizzontale nel "breve termine" con tubazione vuota Dx0 [mm]: 3.54

massima deformazione orizzontale nel "lungo termine" con tubazione piena Dxf [mm]: 6.49

Verifica rispetto deformazioni massime stato limite di esercizio

Dx0 / diametro esterno : 0.0080

Dxf / diametro esterno : 0.0146

Esito verifica per il breve periodo positivo

Esito verifica per il breve periodo positivo

4.13.4.16 *VERIFICA ALL'INSTABILITÀ ELASTICA PER IMBOZZAMENTO DELLE PARETI DELLA TUBAZIONE - NORMA ANSI-AWWAC950/88*

1) Calcolo della pressione ammissibile di buckling

fattore di spinta idrostatica della falda eventualmente presente : 0.890

coefficiente empirico di supporto elastico adimensionale : 1.00

rigidità anulare della tubazione [N/mm2]: 0.09237

carico critico che provoca la deformazione a due lobi [N/mm2]: 2.22

forza critica per unità di lunghezza che determina instabilità elastica [N/mm]: 983.39

pressione ammissibile di buckling [N/mm2]: 2.41

2) Verifica caso di depressione interna a causa di transitori in assenza di sovraccarichi mobili

risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati [N/mm2]: 0.20

Verifica caso di depressione interna a causa di transitori: POSITIVA
La risultante è inferiore alla pressione ammissibile di buckling

3) Verifica caso di depressione interna a causa di transitori in presenza di sovraccarichi mobili

risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati [N/mm2]: 0.13

Verifica caso di depressione interna a causa di transitori: POSITIVA
La risultante è inferiore alla pressione ammissibile di buckling

4) Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale

inflessione verticale del tubo [cm]: 0.75
DyDe : 1.7%

5) Calcolo e verifica della sollecitazione massima di flessione

tensione dovuta alla deflessione diametrale [N/mm2]: 6.29

La tensione è inferiore a quella di snervamento

6) Calcolo e verifica della sollecitazione massima risultante dagli effetti combinati della pressione interna e dell'inflessione diametrale

Sollecitazione massima risultante [N/mm2]: 7.03
La tensione è inferiore a quella di snervamento

5 VERIFICA ALL'AZIONE SISMICA DELLA CONDOTTA

Il presente capitolo di analisi sismica si riferisce ai tratti di condotta precedentemente oggetto di verifica statica.

I calcoli e le verifiche effettuate, prendono in considerazione l'azione sismica così come definita nella Relazione geotecnica e determinati in accordo a quanto previsto dalle nuove norme tecniche NTC 2018. La relazione in parola è assunta quale documento di riferimento.

Le sollecitazioni esercitate dallo scuotimento del terreno in cui la condotta è posata, in caso di evento sismico, saranno calcolate attraverso il metodo di verifica descritto nelle "Guidelines for the seismic design of oil and gas pipeline systems" - ASCE 1984, e saranno confrontate con i valori delle sollecitazioni ammissibili previsti dalla normativa internazionale di riferimento (Gas transmission and distribution piping systems, ASME B31.8 - 2010).

Tali verifiche sono state condotte utilizzando come input sismico di progetto i valori di massima accelerazione attesa al suolo competente alla verifica agli stati limite SLV, in accordo con le NTC 2018 e ed il documento di riferimento.

5.1 DATI DI CALCOLO

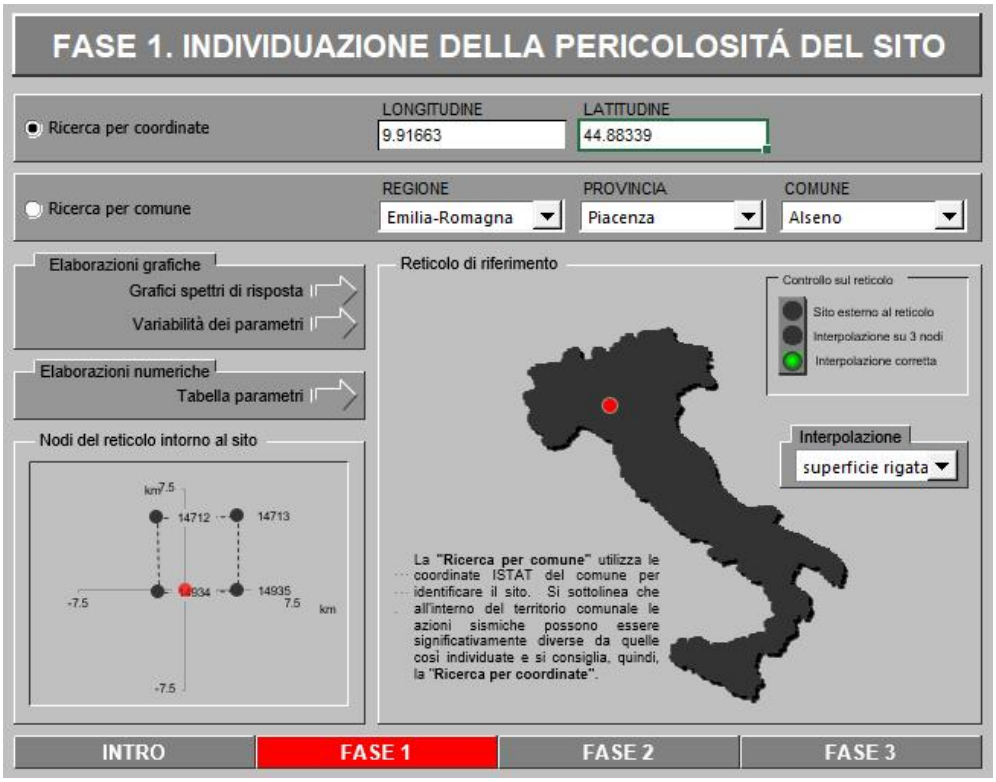
5.1.1 Azione sismica di riferimento

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate nel D.M. 17 gennaio 2018 *Aggiornamento delle "Norme tecniche per le Costruzioni"*.

I parametri che definiscono l'azione sismica sono desunti dal capitolo *8.4 Azione sismica con sovraspinta idrodinamic*a della Relazione Geotecnica di riferimento. Di seguito sono proposti succintamente rimandando alla relazione in parola per una disamina esaustiva.

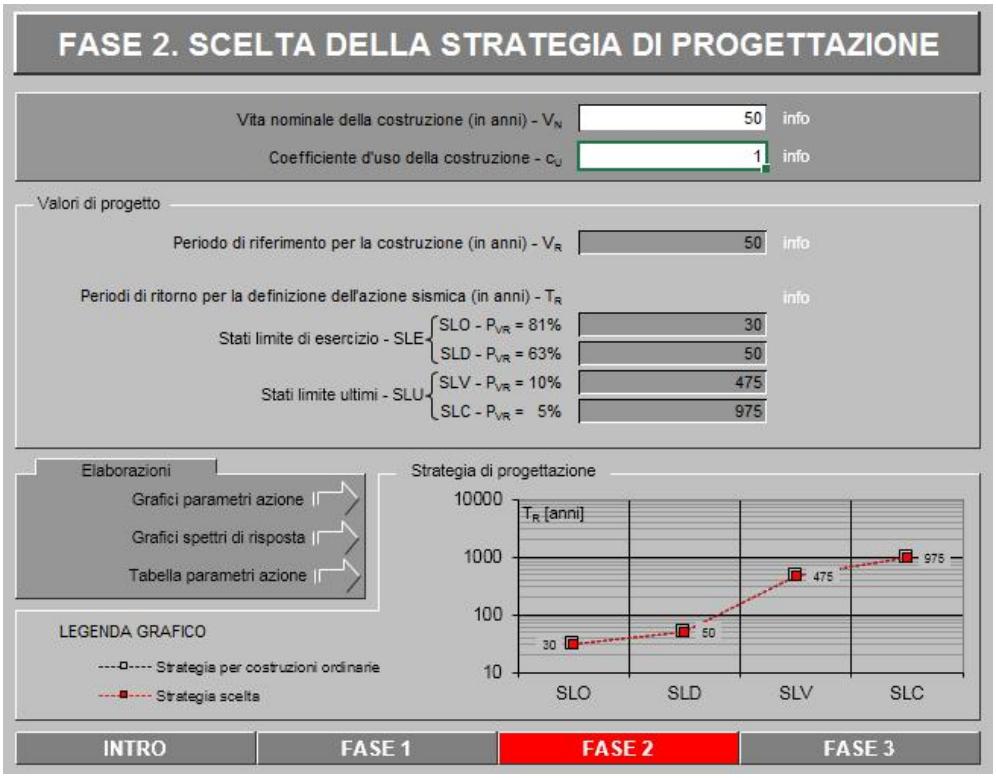
Si ripercorrono, dunque, le tre fasi per determinare innanzi tutto i parametri spettrali di riferimento a_g, F_0 e T_C^*.

- **Fase 1:** Individuazione della pericolosità del sito - Inserimento coordinate sito di intervento



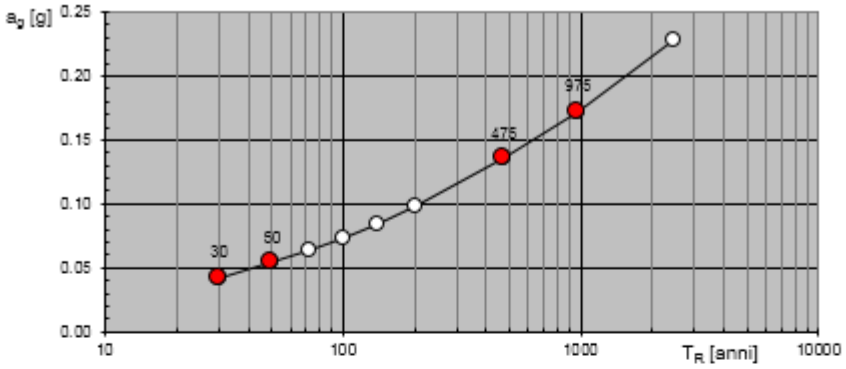
- **Fase 2:** Scelta delle strategie di progettazione - Valori dei parametri ag, F0 e TC* per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno S.L.

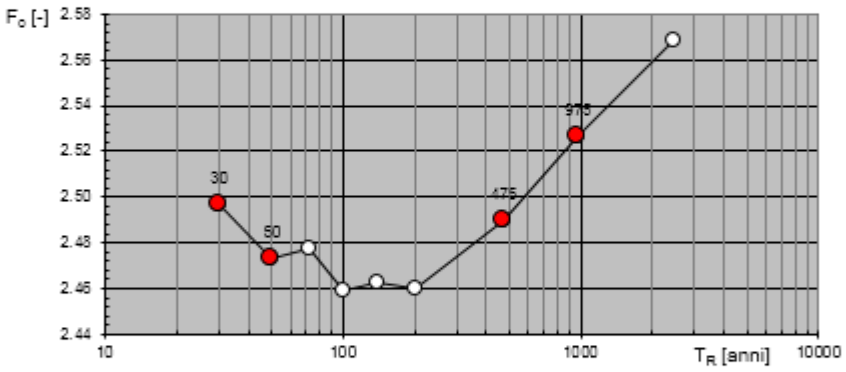
L'opera viene analizzata congruentemente con quanto previsto nella Relazione Geotecnica di riferimento.

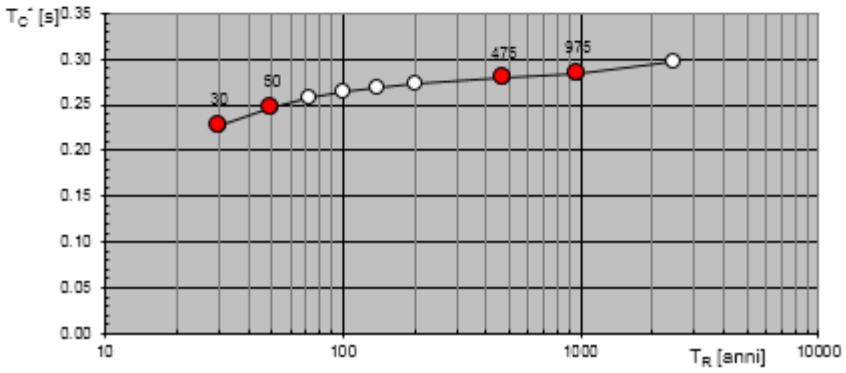


Grafici parametri azione

Valori di progetto dei parametri a_g, F_o, T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R







Grafici spettri di risposta

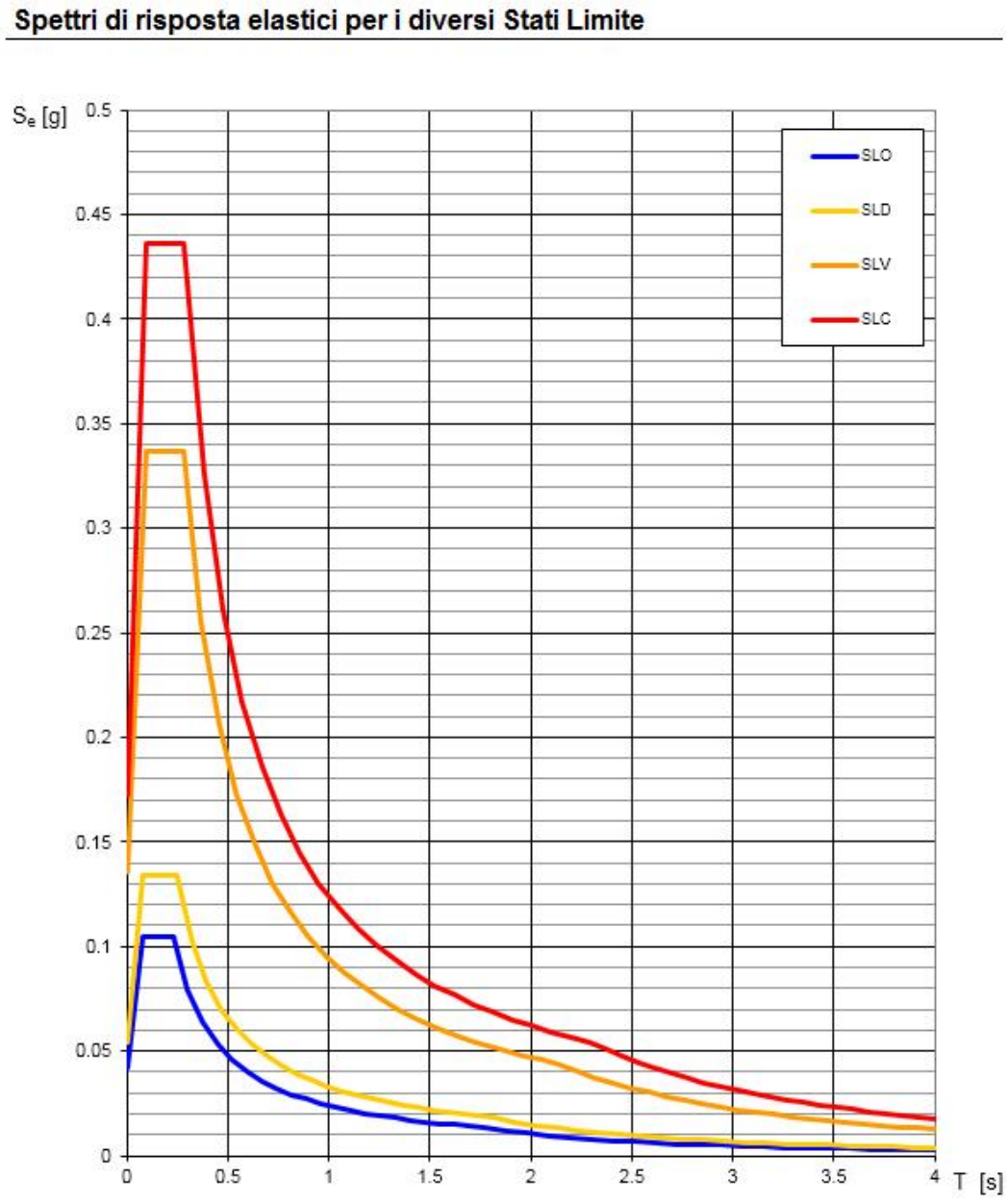


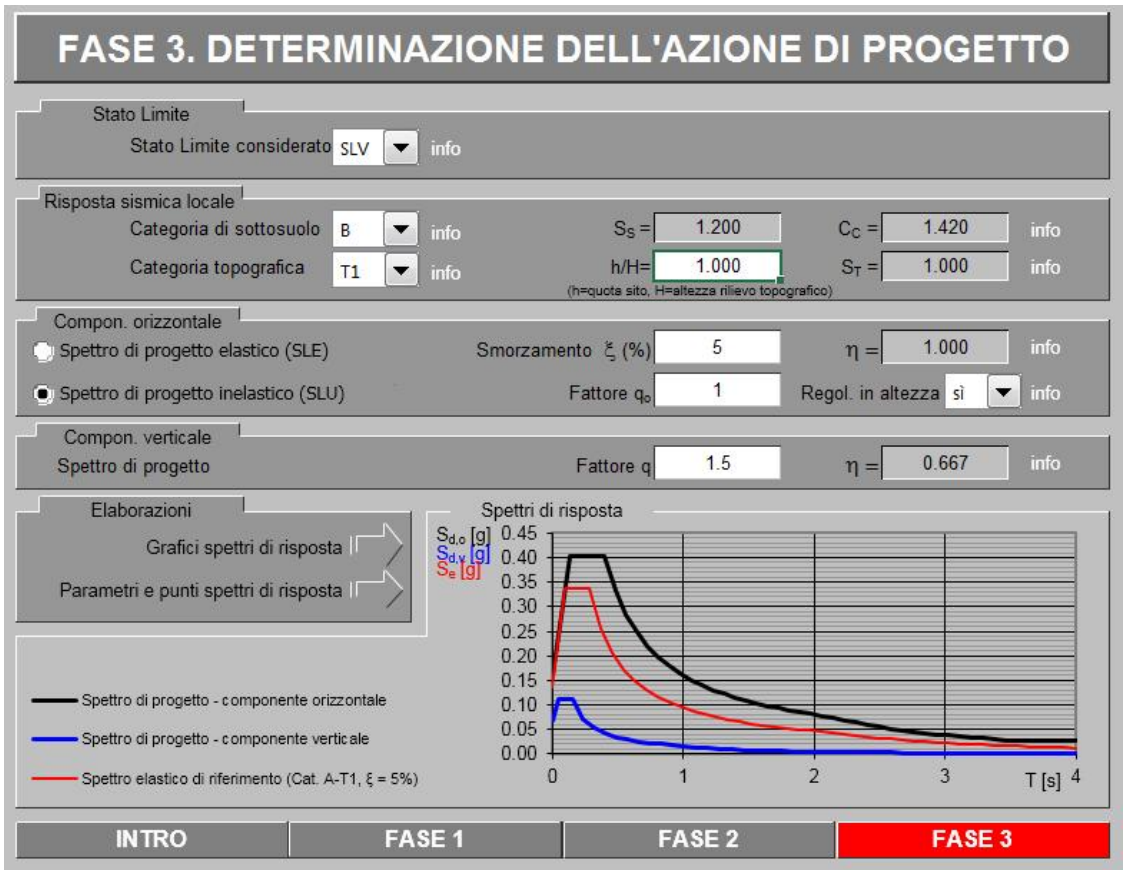
Tabella parametri azione

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.042	2.497	0.228
SLD	50	0.054	2.473	0.247
SLV	475	0.135	2.490	0.279
SLC	975	0.172	2.526	0.285

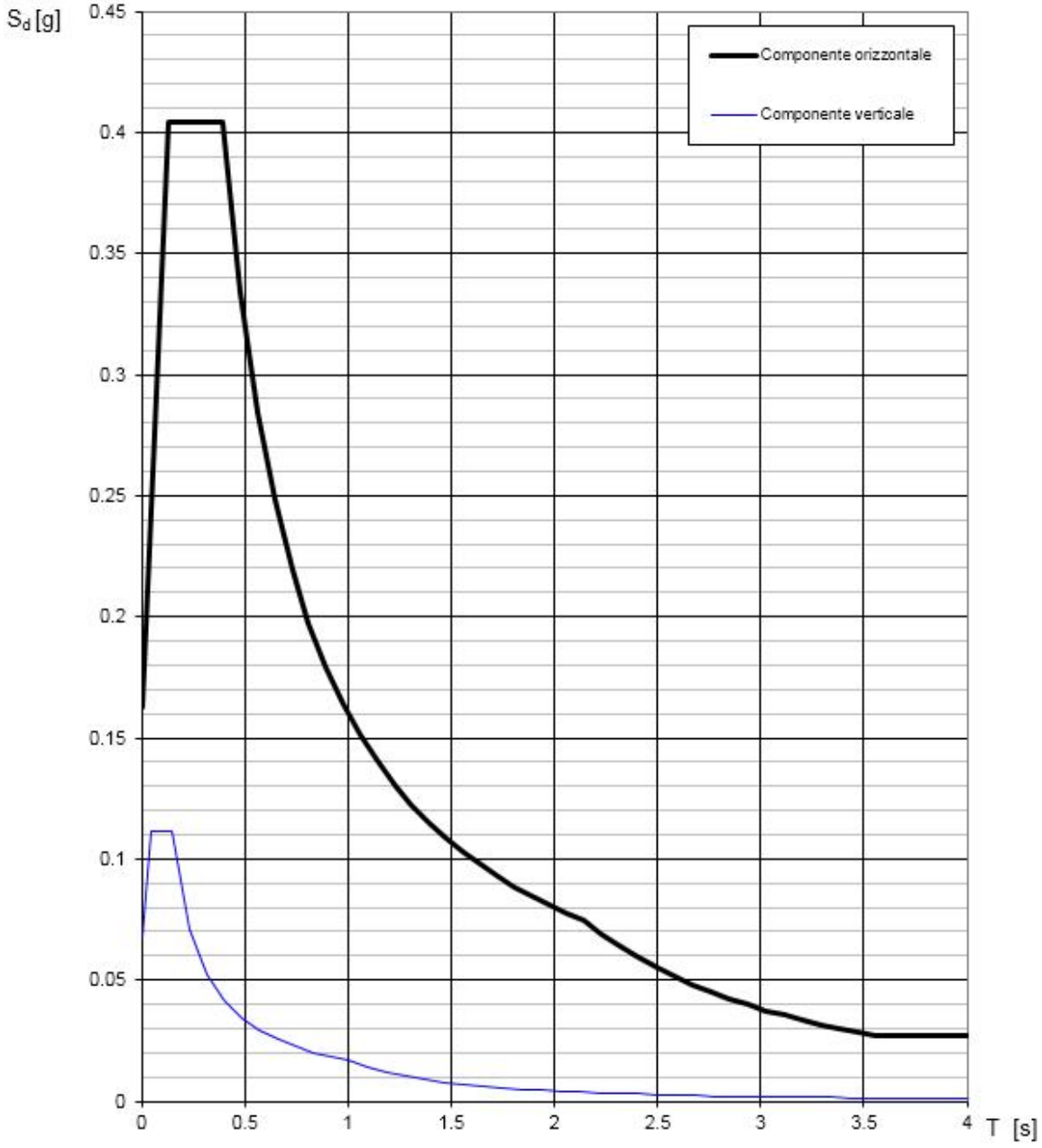
- **Fase 3:** Determinazione dell'azione di progetto - Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

Determinazione dell'azione di progetto corrispondente allo stato limite considerato, in questo caso lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Il valore utilizzato per il calcolo e la verifica delle tubazioni che si deformano analogamente al terreno, corrisponde al parametro sismico PGA (Peak Ground Acceleration), ossia il valore di accelerazione massima del suolo misurata nel corso di un terremoto o attesa in un determinato sito. Tale valore è una grandezza di significato analogo ad a_g, ma che tiene conto dell'influenza degli eventuali effetti di amplificazione del moto sismico dovuti alle caratteristiche del sottosuolo o alla topografia. Il valore dell'accelerazione PGA corrisponde pertanto al valore:

$$PGA = a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_t$$



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLV	Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.135 g
F_o	2.490
T_C^*	0.279 s
S_S	1.200
C_C	1.420
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.132 s
T_C	0.396 s
T_D	2.141 s

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0.067 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.236
S	1.000
η	0.667

Desunti i valori dei parametri di amplificazione sismica è possibile procedere al calcolo della PGA:

- amplificazione stratigrafica:S_S = 1.2
- amplificazione topografica:S_T = 1.0
- a_g (SLV) = 0.135 g
- $PGA = a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_t = 0.135 \cdot 1.2 \cdot 1.0 \cdot g = 0.162g \approx 1.6\, m/s^2$

5.1.2 Condizioni di progetto

Di seguito si riportano la pressione e la differenza di temperatura tra l'installazione e l'esercizio utilizzate per la verifica in concomitanza allo scuotimento sismico della condotta in oggetto:

ΔT	30°C
ΔP	0.392 MPa

5.2 VERIFICA ALLO SCUOTIMENTO SISMICO

Il presente capitolo comprende i calcoli e le verifiche degli stati tensionali, indotti dallo scuotimento sismico del terreno (shaking) sui tratti rettilinei e curvi della tubazione in occasione di un terremoto (di progetto) concomitante all'esercizio.

Lo shaking è provocato dalla propagazione delle onde sismiche nel terreno che impartisce movimenti alle particelle di suolo. La tubazione interrata pertanto tende a deformarsi così come il terreno circostante. Le tensioni indotte dalle onde sismiche sulla tubazione sono variabili sia nel tempo, che nello spazio, in funzione della direzione di propagazione del movimento sismico rispetto all'asse della condotta.

Secondo le indicazioni degli studi riportati dalla letteratura tecnica internazionale, l'azione di contenimento esercitata sulla tubazione dal terreno circostante consente di trascurare gli effetti dinamici di amplificazione (Hindy, Novak 1979). Pertanto, la condotta può considerarsi semplicemente investita dalle onde sinusoidali (Rif. [3], [4] e [5]), distinte come segue:

- onde di volume di compressione (onde P o primarie);
- onde di volume di taglio (onde S o secondarie);
- onde superficiali R (onde di Rayleigh).
- onde superficiali L (onde di Love).

Nei tratti di tubazione rettilinea le onde primarie P (onde di compressione) sono le onde di volume più veloci e determinano le massime sollecitazioni assiali di contrazione e dilatazione durante la prima parte del moto. Le onde secondarie S (onde di taglio) sono responsabili delle massime sollecitazioni di flessione durante la parte centrale del moto; di fatto imprimono al terreno circostante deformazioni trasversali alla direzione normale in cui viaggia e hanno un potenziale di danneggiamento maggiore rispetto alle onde P. I fenomeni descritti non avvengono tuttavia contemporaneamente.

Le onde superficiali R trasferiscono al terreno componenti di movimento sia parallelamente che perpendicolarmente alla direzione di propagazione dell'onda, lungo un'ellisse giacente nel piano perpendicolare alla superficie di discontinuità e contenente la direzione di propagazione. La loro energia decade esponenzialmente con la profondità.

Le onde L hanno le medesime caratteristiche del moto dell'onda S che non possegga alcuna componente verticale e generano moti del suolo sul piano orizzontale parallelo alla superficie terrestre e ortogonali alla direzione di propagazione dell'onda. Anche l'energia di tali onde decade esponenzialmente con la profondità.

Dal momento che la condotta in progetto è posta a limitata profondità dal piano campagna, sono da

ritenersi interessanti sia le onde di volume che quelle di superficie. Tra le onde di volume, le onde di tipo S portano più energia e generano maggiori spostamenti di terreno rispetto alle onde P. Per le onde di superficie invece si considerano solo le onde R, in quanto inducono tensioni longitudinali significativamente maggiori rispetto alle tensioni flessionali indotte dalle onde L.

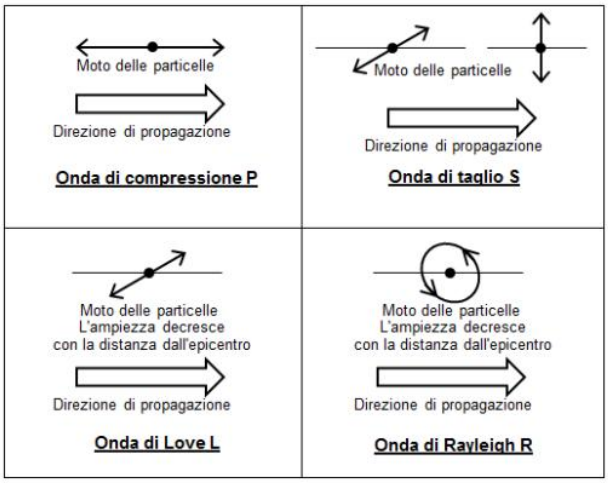


Figura 5 – Moto delle particelle di terreno per i vari tipi di onde sismiche

Poiché attualmente non è disponibile una Normativa Italiana finalizzata all'analisi sismica delle tubazioni interrate, la metodologia di verifica applicata è stata sviluppata secondo le indicazioni delle seguenti norme:

- Guidelines for the seismic design of oil and gas pipeline systems - ASCE 1984
- Gas transmission and distribution piping systems - ASME B31.8 2010
- Guidelines for the design of buried steel pipe - ALA ASCE FEMA 2005

Queste norme sono ritenute sufficientemente conservative, poiché considerano la simultaneità dell'azione (e quindi del relativo massimo effetto) delle onde P, S ed R, anche se trascurano (nei tratti rettilinei) l'interazione trasversale tra tubo e terreno. L'interazione tubo-terreno viene invece considerata nell'analisi dei tratti di tubazione curvi.

Seguendo le indicazioni della norma Guidelines for the design of buried steel pipe - ALA ASCE FEMA 2005 si assume una velocità di propagazione dell'onda sismica P, pari a 2000 m/s.

5.2.1 Criterio di verifica

La verifica allo scuotimento sismico è condotta operando una sostanziale distinzione fra tratto rettilineo di tubazione e tratto in curva. Le tensioni indotte dal sisma sulla tubazione, in ciascuno dei suddetti scenari, sono calcolate secondo l'approccio proposto dalle normative ricordate in precedenza. Le "tensioni sismiche" così determinate sono quindi combinate con i carichi operativi (salto termico e pressione di esercizio) secondo le modalità previste dalla normativa ASME B31.8 e confrontate con

i valori ammissibili definiti nella medesima normativa.

In accordo alla buona pratica, una ulteriore analisi è condotta al fine di verificare l'insorgere di fenomeni di instabilità di parete, nel caso in cui risulti presente una deformazione negativa (ε) dovuta ad una tensione di compressione.

Per una tubazione a parete sottile, fenomeni di instabilità possono verificarsi per un accorciamento percentuale superiore a ε_{cr}, dato dalla seguente espressione:

$$\varepsilon_{cr} = 0.35\frac{t}{D-t}$$

Secondo la teoria di Fourier, l'onda sismica in movimento può essere scomposta in una sommatoria di onde sinusoidali semplici e considerare la condotta investita dalle seguenti onde:

- onde primarie di volume P
- onde secondarie di volume S
- onde superficiali R

Gli effetti sulla condotta provocati dalle onde sismiche sono variabili in funzione dell'angolo di incidenza tra la direzione della propagazione sismica e l'asse della tubazione. Pertanto, a favore di sicurezza, vengono considerati gli angoli che comportano la massimizzazione delle deformazioni.

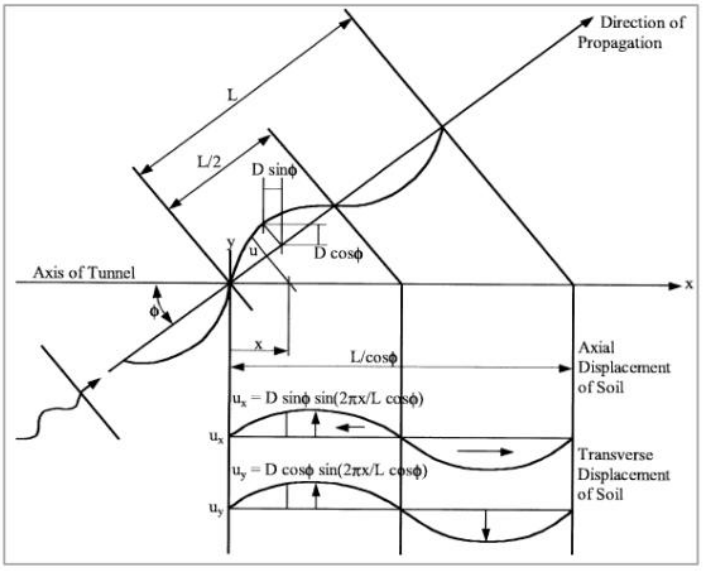


Figura 1 - Geometria di un'onda S sinusoidale obliqua all'asse della condotta

5.2.2 Metodologia di calcolo tratto rettilineo

I criteri di verifica proposti dalle ASCE 1984 prevedono di trascurare l'interazione tubo-terreno nei tratti di tubazione rettilinei. Tale assunzione fornisce valori conservativi per quanto concerne lo stato tensionale indotto sulla tubazione. L'ipotesi che la tubazione rettilinea si deformi così come il suolo circostante si deforma a seguito del passaggio dell'onda sismica, rende le tensioni indotte pressoché

indipendenti dallo spessore della tubazione. A causa dell'effetto del terreno intorno al tubo, che attutisce sensibilmente le vibrazioni del tubo, e della rigidezza torsionale elevata della sezione circolare, viene effettuata un'analisi statica degli effetti del sisma, trascurando l'amplificazione elastica.

5.2.2.1 Massima deformazione indotta dalle onde sismiche

La formula generale per la massima deformazione assiale prodotta dalle differenti onde sismiche, nell'ipotesi di assenza di scorrimenti fra tubazione e terreno, secondo il modello rigido di Newmark (1967) è di seguito riportata:

$$\varepsilon_g = \frac{V}{\alpha_\varepsilon \cdot C}$$

dove:

- V : massima velocità del terreno
- C : velocità di propagazione dell'onda sismica
- α_ε : coefficiente di deformazione, dipendente dal tipo di onda e dall'angolo di incidenza formato da essa con l'asse longitudinale della condotta.

La massima curvatura della condotta è espressa dalla formula seguente:

$$k_g = \frac{a}{(\alpha_k \cdot C)^2}$$

dove:

- a : massima accelerazione del terreno
- C : velocità di propagazione dell'onda sismica
- α_k : coefficiente di curvatura, dipendente dal tipo di onda e dall'angolo di incidenza formato da essa con l'asse longitudinale della condotta.

Nel caso delle onde S, la direzione di propagazione è ortogonale al moto delle particelle solide come mostrato in figura.

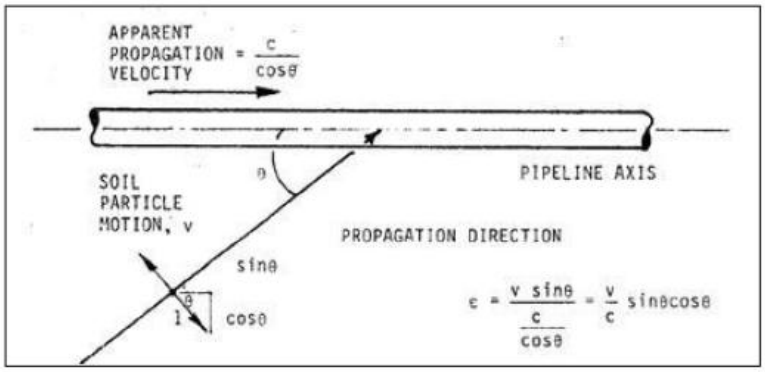


Figura 2 - Effetto longitudinale delle onde di taglio sul tubo (ASCE, 1984 - Appendice B)

Essendo l'angolo di incidenza generalmente sconosciuto, si assume il valore per il quale si hanno le deformazioni ε massime del terreno, ovvero per valori di θ pari a 45°:

$$\varepsilon = \frac{V}{C}\sin 45° \cos 45° = \frac{V}{2C}$$

Le onde P invece inducono nel suolo movimenti nella medesima direzione di quella di propagazione come mostrato in figura:

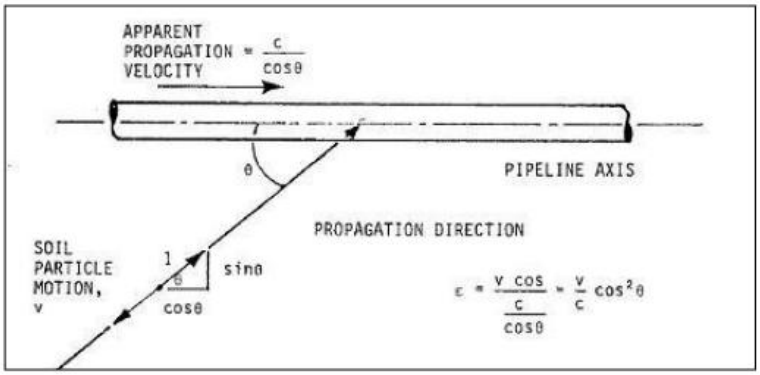


Figura 3 - Effetto longitudinale delle onde di compressione sul tubo (ASCE, 1984 - Appendice B)

Il valore dell'angolo di incidenza per il quale si hanno le deformazioni ε maggiori del terreno risulta essere per valori di θ pari a 0°, ovvero:

$$\varepsilon = \frac{V}{C}\cos 0° = \frac{V}{C}$$

Le onde di superficie hanno generalmente una componente sia perpendicolare che parallela alla direzione di propagazione dell'onda; si considera il caso conservativo nella direzione corrispondente all'asse della tubazione.

Analogamente alle onde P, per le onde superficiali di Rayleigh (onde R) si considera un angolo θ pari a 0°:

$$\varepsilon = \frac{V}{C}\cos 0° = \frac{V}{C}$$

Per il calcolo delle deformazioni prodotte da ciascun tipo di onda si riporta di seguito la tabella tratta dall'Appendice B di Guidelines for the seismic design of oil and gas pipeline system - ASCE 1984, con i relativi coefficienti di amplificazione della velocità di propagazione (α_ε, α_k), derivanti massimizzando l'effetto dell'angolo di incidenza.

Tipo Onda	Massima Deformazione	Fattori
S	$\varepsilon_g = -\frac{v}{2c}$	$\alpha_\varepsilon = 2.0$
	$k_g = \frac{a}{c^2}$	$\alpha_k = 1.0$
P	$\varepsilon_g = -\frac{v}{c}$	$\alpha_\varepsilon = 1.0$
	$k_g = \frac{a}{2.6c^2}$	$\alpha_k = 1.6$
R	$\varepsilon_g = -\frac{v}{c}$	$\alpha_\varepsilon = 1.0$
	$k_g = \frac{a}{c^2}$	$\alpha_k = 1.0$

5.2.2.1.1 Derivazione dei coefficienti di amplificazione della velocità di propagazione

Detto ϑ l'angolo di incidenza tra l'asse della tubazione e la direzione di propagazione del movimento sismico, le tensioni assiali e di flessione indotte dalle onde di taglio S, obliquamente incidenti l'asse della condotta, sono rispettivamente:

$$\sigma^{S}_{\varepsilon,\ SISMA} = \pm E \frac{V}{C} \sin\vartheta \cos\vartheta$$

$$\sigma^{S}_{k,\ SISMA} = \pm E \frac{D}{2} \frac{a_g}{C^2} \sin\vartheta \cos\vartheta$$

Massimizzando questi valori rispetto all'angolo di incidenza ϑ, i valori massimi delle tensioni σ_ε e σ_k si ottengono, rispettivamente, per $\vartheta = 45°$ e $\vartheta = 0°$:

$$\sigma^{S}_{\varepsilon,\ SISMA} = \pm E \frac{V}{2C}$$

$$\sigma^{S}_{k,\ SISMA} = \pm E \frac{D}{2} \frac{a_g}{C^2}$$

Le tensioni assiali e di flessione indotte dalle onde di compressione P, sono rispettivamente:

$$\sigma^{P}_{\varepsilon,\ SISMA} = \pm E \frac{V}{C} \cos^2\vartheta$$

$$\sigma^{P}_{k,\ SISMA} = \pm E \frac{D}{2} \frac{a_g}{C^2} \sin\vartheta \cos^2\vartheta$$

Massimizzando questi valori rispetto all'angolo di incidenza ϑ, i valori massimi delle tensioni σ_ε e σ_k si ottengono, rispettivamente, per $\vartheta = 0°$ e $\vartheta = 35°16'$:

$$\sigma^{P}_{\varepsilon,\ SISMA} = \pm E\frac{V}{C}$$

$$\sigma^{P}_{k,\ SISMA} = \pm 0.385\ E\frac{D}{2}\frac{a_g}{C^2}$$

Le massime tensioni assiali e di flessione indotte dalle onde superficiali di Rayleigh R, sono rispettivamente:

$$\sigma^{R}_{\varepsilon,\ SISMA} = \pm E\frac{V}{C}$$

$$\sigma^{R}_{k,\ SISMA} = \pm E\frac{D}{2}\frac{a_g}{C^2}$$

5.2.2.2 *Applicazione del criterio di verifica*

Una stima conservativa delle tensioni massime assiali e di flessione si ottiene col metodo della radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS method: Square Route Square Sum):

$$\sigma_{\varepsilon,sisma}=(\sigma^{S}{}_{\varepsilon,sisma}{}^{2}+\sigma^{P}{}_{\varepsilon,sisma}{}^{2}+\sigma^{R}{}_{\varepsilon,sisma}{}^{2})^{1/2}$$

$$\sigma_{k,sisma}=(\sigma^{S}{}_{k,sisma}{}^{2}+\sigma^{P}{}_{k,sisma}{}^{2}+\sigma^{R}{}_{k,sisma}{}^{2})^{1/2}$$

La massima tensione dovuta all'evento sismico risulta quindi:

$$\sigma_{sisma} = \sigma_{\varepsilon,sisma} + \sigma_{k,sisma}$$

Ai sensi delle ASME B31.8 vengono condotte le verifiche di controllo delle tensioni secondo le due distinte ipotesi:

- *Unrestrained pipe*
- *Restrained pipe*

5.2.2.2.1 Unrestrained pipe

La normativa ASME B31.8 prescrive di verificare che la tensione longitudinale sia compresa entro un valore ammissibile pari al 75% della tensione di snervamento:

$$\sigma_{LO} \leq 0.75\, \sigma_y$$

con:

$$\sigma_{LO} = 0.5\, \sigma_H + \sigma_{sisma}$$

dove:

$$\sigma_H = \frac{P\, D}{2\, t}$$

5.2.2.2.2 Restrained pipe

La normativa ASME B31.8 prescrive di verificare che la tensione longitudinale sia compresa entro un valore ammissibile pari al 90% della tensione di snervamento:

$$\sigma_{LT} \leq 0.90\, \sigma_y$$

con:

$$\sigma_{LT} = -\nu\, \sigma_H + \sigma_{\Delta T} + \sigma_{sisma}$$

dove:

$$\sigma_H = \frac{P\, D}{2\, t}$$

$$\sigma_{\Delta T} = \alpha\, \Delta T\, E$$

La normativa ASME B31.8 prescrive di verificare che la tensione equivalente calcolata secondo "Von Mises" sia compresa entro un valore ammissibile pari al 100% (carichi occasionali – di breve durata) della tensione di snervamento:

$$\sigma_{VM} \leq \sigma_y$$

con:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{{\sigma_{LT}}^2 + {\sigma_H}^2 - \sigma_{LT}\, \sigma_H}$$

5.2.3 Metodologia di calcolo per la curva

Nell'analisi dello stato tensionale causato dal terremoto sugli elementi curvi della condotta, l'interazione tra tubo e terreno va tenuta in debita considerazione. Assumendo il movimento dell'onda sismica parallelo ad uno dei tratti rettilinei della curva, si calcola la lunghezza di scorrimento (L') della tubazione nel terreno su cui agisce la forza di attrito t_u (ASCE 1984) secondo le formule seguenti:

$$L' = \frac{4A_p E\lambda}{3k_w}\left(\sqrt{1+\frac{3\varepsilon_{max}k_w}{2t_u\lambda}}-1\right)$$

$$t_u = \frac{\pi D}{2}\gamma_t H(1+k_0)tg\delta + W_p tg\delta$$

$$\lambda = \left(\frac{K_W}{4EI}\right)^{1/4}$$

dove:

ε_{max} massima deformazione del terreno

k_w modulo di reazione laterale del suolo

I momento d'inerzia della sezione

K_0 coefficiente di spinta a riposo

Per la tubazione in acciaio (flessibile) lo spostamento sulla curva dovuto allo scorrimento della stessa nel terreno è:

$$\Delta = \frac{\varepsilon_{max}L' - \frac{t_u L'^2}{2A_p E}}{1+\frac{k_w L'}{2\lambda A_p E}+2\frac{\lambda^2 L' I}{\pi A_p r_0}}$$

La forza assiale sul tratto rettilineo longitudinale (parallelo alla direzione del movimento sismico) è:

$$s = \Delta\left(\frac{K_W}{2\lambda}+\frac{2\lambda^2 K^* EI}{r_0\pi}\right)$$

con:

$$K^* = 1 - \frac{9}{10+12(tr_0/R^2)^2}$$

Il momento flettente sulla curva è:

$$M = \Delta\frac{2\lambda K^* EI}{r_0\pi}$$

Il fattore di intensificazione dello stress:

$$K_1 = \frac{2}{3K^*}\left\{3\left[\frac{6}{5+6(tr_0/R^2)^2}\right]\right\}^{-1/2}$$

La tensione assiale sulla curva dovuta alla forza S, si calcola con la seguente formula:

$$\sigma_{sisma}^{S} = \frac{S}{A_p}$$

La tensione di flessione sulla curva dovuta al momento flettente M vale:

$$\sigma_{sisma}^{M} = \frac{K_1 \, M \, D}{2 \, I}$$

5.2.3.1 Applicazione del criterio di verifica

La tensione totale sulla curva per effetto del sisma si ottiene per semplice somma:

$$\sigma_{sisma}^{curva} = \sigma_{sisma}^{S} + \sigma_{sisma}^{M}$$

Ai sensi delle ASME B31.8 vengono condotte le verifiche di controllo delle tensioni secondo le due distinte ipotesi:

- *Unrestrained pipe*
- *Restrained pipe*

5.2.3.1.1 Unrestrained pipe

La normativa ASME B31.8 prescrive di verificare che la tensione longitudinale sia compresa entro un valore ammissibile pari al 75% della tensione di snervamento:

$$\sigma_{LO} \leq 0.75 \, \sigma_y$$

con:

$$\sigma_{LO} = 0.5 \, \sigma_H + \sigma_{sisma}^{curva}$$

dove:

$$\sigma_H = \frac{P \, D}{2 \, t}$$

5.2.3.1.2 Restrained pipe

La normativa ASME B31.8 prescrive di verificare che la tensione longitudinale sia compresa entro un valore ammissibile pari al 90% della tensione di snervamento:

$$\sigma_{LT} \leq 0.90 \, \sigma_y$$

con:

$$\sigma_{LT} == -\nu\,\sigma_H + \sigma_{\Delta T} + \sigma_{sisma}^{curva}$$

dove:

$$\sigma_H = \frac{P\,D}{2\,t}$$

$$\sigma_{\Delta T} = \alpha\,\Delta T\,E$$

Si sottolinea che per la verifica del tratto in curva non si esegue il controllo delle tensioni combinate, in quanto la normativa ASME B31.8, al paragrafo 833.4 - capoverso (f), prescrive tale verifica esclusivamente per porzioni di tubazione rettilinee.

5.3 SINTESI DI CALCOLO E CONCLUSIONI

Di seguito si riporta lo sviluppo dei calcoli secondo la metodologia descritta in precedenza. I dati di riferimento delle condotte utilizzati per i calcoli sono gli stessi riportati in precedenza nel *Paragrafo 4.13*.

Le verifiche all'azione sismica effettuate e riportate nei paragrafi seguenti risultano superate per ognuna delle tipologie di tubazione tipo prese in considerazione (condizioni più gravose).

5.3.1 Verifiche della tubazione in Pead

5.3.1.1 VERIFICA ALLO SCUOTIMENTO SISMICO

Calcolo delle azioni sismiche secondo le NTC 2008

Coefficiente di amplificazione topografica : 1.00

Coefficiente di amplificazione stratigrafica : 1.20

Coefficiente di amplificazione : 1.20

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro [s]: 0.40

ag [m/s2]: 1.32

Accelerazione orizzontale massima sul sito di riferimento (PGA) - 7.2.5 NTC2018 [m/s2]: 1.59

Velocità orizzontale del terreno - 3.2.3.3 NTC2018 [m/s]: 0.10

5.3.1.1.1 VERIFICA TRATTO RETTILINEO

1) Calcolo delle deformazioni indotte dal sisma sul terreno rettilineo secondo ASCE 1984

Deformazione onde tipo S : 0.000025184

Deformazione onde tipo P : 0.000050367

Deformazione onde tipo R : 0.000050367

Curvatura onde tipo S [m-1]: 0.000000397

Curvatura onde tipo P [m-1]: 0.000000153

Curvatura onde tipo R [m-1]: 0.000000397

2) Calcolo delle tensioni indotte dal sisma sul tratto rettilineo

Tensione sismica deformazioni onde tipo S [N/mm2]: 0.02

Tensione sismica deformazioni onde tipo P [N/mm2]: 0.04

Tensione sismica deformazioni onde tipo R [N/mm2]: 0.04

Inviluppo tensione sismica deformazione [N/mm2]: 0.07

Tensione sismica curvatura onde tipo S [N/mm2]: 0.08

Tensione sismica curvatura onde tipo P [N/mm2]: 0.03

Tensione sismica curvatura onde tipo R [N/mm2]: 0.08

Inviluppo tensione sismica curvatura [N/mm2]: 0.11

Massima tensione sismica [N/mm2]: 0.18

3) Calcolo delle tensioni indotte dal sisma sul tratto rettilineo secondo ASME B31.8

Tensione di compressione da espansione termica [N/mm2]: 0.32

Tensione circonferenziale dovuta alla pressione interna [N/mm2]: 0.73

Longitudinal stress in unrestrained pipe [N/mm2]: 0.55

Longitudinal stress in restrained pipe [N/mm2]: 0.21

Tensione equivalente totale (criterio di Von Mises) [N/mm2]: 0.65

4) Verifica delle tensioni e della deformazione sul tratto rettilineo secondo ASCE 1984

Accorciamento sismico : 0.000741

Verifica Unrestrained pipe : 0.03 < 0.75 VERIFICATO

Verifica Restrained pipe : 0.01 < 0.90 VERIFICATO

Rapporto tra tensioni di progetto combinate e snervamento : 0.03 < 1.0 VERIFICATO

Rapporto tra deformazione ottenuta e deformazione critica : 0.03 < 1.0 VERIFICATO

5.3.1.1.2 VERIFICA TRATTO CURVILINEO

Angolo di attrito tubo terreno [°]: 14.40
Coefficiente di spinta a riposo : 0.593
Deformazione massima : 0.000050367
Momento di inerzia [mm4]: 831252673
Area sezione trasversale del tubo [mm2]: 38619
Parametro per le travi su fondazione elastica [mm-1]: 0.001472419
Peso lineare del tubo [N/mm]: 2.97
Forza d'attrito lineare del tubo [N/mm]: 30.55
Curvatura [diametri]: 4
Raggio della curva [mm]: 1774.40
Raggio della tubazione [mm]: 221.80
Coefficiente per calcolo delle curve flessibili : 0.62
Fattore di intensificazione dello stress : 1.32
Lunghezza di scorrimento del tubo [mm]: 57.49
Spostamento per scorrimento del tubo nel terreno [mm]: 0.0014
Forza assiale sul tratto rettilineo parallelo all'onda sismica [N]: 7
Momento flettente della curva [N mm]: 338

1) Calcolo delle tensioni indotte dal sisma sul tratto curvilineo secondo la B31.8
   Tensione assiale sul tratto rettilineo longitudinale (parallelo alla direzione del movimento sismico) [N/mm2]: 0.00
   Tensione di flessione sulla curva dovuta al momento flettente M [N/mm2]: 0.00
Tensione totale sismica [N/mm2]: 0.00

2) Verifica delle tensioni e della deformazione sul tratto curvilineo secondo la B31.8
Tensione di compressione da espansione termica [N/mm2]: 0.32
Tensione circonferenziale dovuta alla presisone interna [N/mm2]: 0.73
Longitudinal stress in unrestrained pipe [N/mm2]: 0.37
Longitudinal stress in restrained pipe [N/mm2]: 0.03

3) Verifica delle tensioni sul tratto curvilineo secondo la B31.8

Accorciamento sismico : 0.000741

Verifica Unrestrained pipe : 0.02 < 0.75 VERIFICATO

Verifica Restrained pipe : 0.00 < 0.90 VERIFICATO

5.3.2 Verifiche della tubazione in Acciaio

5.3.2.1 VERIFICA ALLO SCUOTIMENTO SISMICO

Calcolo delle azioni sismiche secondo le NTC 2008

Coefficiente di amplificazione topografica : 1.00

Coefficiente di amplificazione stratigrafica : 1.20

Coefficiente di amplificazione : 1.20

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro [s]: 0.40

ag [m/s2]: 1.32

Accelerazione orizzontale massima sul sito di riferimento (PGA) - 7.2.5 NTC2018 [m/s2]: 1.59

Velocità orizzontale del terreno - 3.2.3.3 NTC2018 [m/s]: 0.10

5.3.2.1.1 VERIFICA TRATTO RETTILINEO

1) Calcolo delle deformazioni indotte dal sisma sul terreno rettilineo secondo ASCE 1984

Deformazione onde tipo S : 0.000025184

Deformazione onde tipo P : 0.000050367

Deformazione onde tipo R : 0.000050367

Curvatura onde tipo S [m-1]: 0.000000397

Curvatura onde tipo P [m-1]: 0.000000153

Curvatura onde tipo R [m-1]: 0.000000397

2) Calcolo delle tensioni indotte dal sisma sul tratto rettilineo

Tensione sismica deformazioni onde tipo S [N/mm2]: 5.29
Tensione sismica deformazioni onde tipo P [N/mm2]: 10.58
Tensione sismica deformazioni onde tipo R [N/mm2]: 10.58
Inviluppo tensione sismica deformazione [N/mm2]: 15.87
Tensione sismica curvatura onde tipo S [N/mm2]: 21.19
Tensione sismica curvatura onde tipo P [N/mm2]: 8.15
Tensione sismica curvatura onde tipo R [N/mm2]: 21.19
Inviluppo tensione sismica curvatura [N/mm2]: 31.06
Massima tensione sismica [N/mm2]: 46.92

3) Calcolo delle tensioni indotte dal sisma sul tratto rettilineo secondo ASME B31.8
Tensione di compressione da espansione termica [N/mm2]: 75.60
Tensione circonferenziale dovuta alla pressione interna [N/mm2]: 4.45
Longitudinal stress in unrestrained pipe [N/mm2]: 49.15
Longitudinal stress in restrained pipe [N/mm2]: 121.19
Tensione equivalente totale (criterio di Von Mises) [N/mm2]: 119.03

4) Verifica delle tensioni e della deformazione sul tratto rettilineo secondo ASCE 1984
Accorciamento sismico : 0.000567
Verifica Unrestrained pipe : 0.16 < 0.75 VERIFICATO
Verifica Restrained pipe : 0.39 < 0.90 VERIFICATO
Rapporto tra tensioni di progetto combinate e snervamento : 0.39 < 1.0 VERIFICATO
Rapporto tra deformazione ottenuta e deformazione critica : 0.15 < 1.0 VERIFICATO

5.3.2.1.2 VERIFICA TRATTO CURVILINEO

Angolo di attrito tubo terreno [°]: 14.40
Coefficiente di spinta a riposo : 0.593
Deformazione massima : 0.000050367
Momento di inerzia [mm4]: 278901442
Area sezione trasversale del tubo [mm2]: 8839
Parametro per le travi su fondazione elastica [mm-1]: 0.000492649
Peso lineare del tubo [N/mm]: 0.68

Forza d'attrito lineare del tubo [N/mm]: 21.88

Curvatura [diametri]: 4

Raggio della curva [mm]: 2032.00

Raggio della tubazione [mm]: 254.00

Coefficiente per calcolo delle curve flessibili : 0.13

Fattore di intensificazione dello stress : 9.38

Lunghezza di scorrimento del tubo [mm]: 15359.25

Spostamento per scorrimento del tubo nel terreno [mm]: -0.5352

Forza assiale sul tratto rettilineo parallelo all'onda sismica [N]: -7812

Momento flettente della curva [N mm]: -640552

1) Calcolo delle tensioni indotte dal sisma sul tratto curvilineo secondo la B31.8

Tensione assiale sul tratto rettilineo longitudinale (parallelo alla direzione del movimento sismico) [N/mm2]: -0.88

Tensione di flessione sulla curva dovuta al momento flettente M [N/mm2]: -5.47

Tensione totale sismica [N/mm2]: -6.36

2) Verifica delle tensioni e della deformazione sul tratto curvilineo secondo la B31.8

Tensione di compressione da espansione termica [N/mm2]: 75.60

Tensione circonferenziale dovuta alla presisone interna [N/mm2]: 4.45

Longitudinal stress in unrestrained pipe [N/mm2]: -4.13

Longitudinal stress in restrained pipe [N/mm2]: 67.91

3) Verifica delle tensioni sul tratto curvilineo secondo la B31.8

Accorciamento sismico : 0.000567

Verifica Unrestrained pipe : -0.01 < 0.75 VERIFICATO

Verifica Restrained pipe : 0.22 < 0.90 VERIFICATO

5.3.3 Verifiche della tubazione in PVC-U

5.3.3.1 VERIFICA ALLO SCUOTIMENTO SISMICO

Calcolo delle azioni sismiche secondo le NTC 2008
Coefficiente di amplificazione topografica : 1.00
Coefficiente di amplificazione stratigrafica : 1.20
Coefficiente di amplificazione : 1.20
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro [s]: 0.40
ag [m/s2]: 1.32
Accelerazione orizzontale massima sul sito di riferimento (PGA) - 7.2.5 NTC2018 [m/s2]: 1.59
Velocità orizzontale del terreno - 3.2.3.3 NTC2018 [m/s]: 0.10

5.3.3.1.1 VERIFICA TRATTO RETTILINEO

1) Calcolo delle deformazioni indotte dal sisma sul terreno rettilineo secondo ASCE 1984
Deformazione onde tipo S : 0.000025184
Deformazione onde tipo P : 0.000050367
Deformazione onde tipo R : 0.000050367
Curvatura onde tipo S [m-1]: 0.000000397
Curvatura onde tipo P [m-1]: 0.000000153
Curvatura onde tipo R [m-1]: 0.000000397

2) Calcolo delle tensioni indotte dal sisma sul tratto rettilineo
Tensione sismica deformazioni onde tipo S [N/mm2]: 0.08
Tensione sismica deformazioni onde tipo P [N/mm2]: 0.15
Tensione sismica deformazioni onde tipo R [N/mm2]: 0.15
Inviluppo tensione sismica deformazione [N/mm2]: 0.23
Tensione sismica curvatura onde tipo S [N/mm2]: 0.26
Tensione sismica curvatura onde tipo P [N/mm2]: 0.10
Tensione sismica curvatura onde tipo R [N/mm2]: 0.26
Inviluppo tensione sismica curvatura [N/mm2]: 0.39
Massima tensione sismica [N/mm2]: 0.61

3) Calcolo delle tensioni indotte dal sisma sul tratto rettilineo secondo ASME B31.8

Tensione di compressione da espansione termica [N/mm2]: 1.08

Tensione circonferenziale dovuta alla pressione interna [N/mm2]: 0.73

Longitudinal stress in unrestrained pipe [N/mm2]: 0.98

Longitudinal stress in restrained pipe [N/mm2]: 1.40

Tensione equivalente totale (criterio di Von Mises) [N/mm2]: 1.21

4) Verifica delle tensioni e della deformazione sul tratto rettilineo secondo ASCE 1984

Accorciamento sismico : 0.000405

Verifica Unrestrained pipe : 0.05 < 0.75 VERIFICATO

Verifica Restrained pipe : 0.07 < 0.90 VERIFICATO

Rapporto tra tensioni di progetto combinate e snervamento : 0.06 < 1.0 VERIFICATO

Rapporto tra deformazione ottenuta e deformazione critica : 0.02 < 1.0 VERIFICATO

5.3.3.1.2 VERIFICA TRATTO CURVILINEO

Angolo di attrito tubo terreno [°]: 14.40

Coefficiente di spinta a riposo : 0.593

Deformazione massima : 0.000050367

Momento di inerzia [mm4]: 831252673

Area sezione trasversale del tubo [mm2]: 38619

Parametro per le travi su fondazione elastica [mm-1]: 0.001084529

Peso lineare del tubo [N/mm]: 2.97

Forza d'attrito lineare del tubo [N/mm]: 17.01

Curvatura [diametri]: 4

Raggio della curva [mm]: 1774.40

Raggio della tubazione [mm]: 221.80

Coefficiente per calcolo delle curve flessibili : 0.62

Fattore di intensificazione dello stress : 1.32

Lunghezza di scorrimento del tubo [mm]: 194.91

Spostamento per scorrimento del tubo nel terreno [mm]: 0.0069

Forza assiale sul tratto rettilineo parallelo all'onda sismica [N]: 49

Momento flettente della curva [N mm]: 4185

1) Calcolo delle tensioni indotte dal sisma sul tratto curvilineo secondo la B31.8

Tensione assiale sul tratto rettilineo longitudinale (parallelo alla direzione del movimento sismico) [N/mm2]: 0.00

Tensione di flessione sulla curva dovuta al momento flettente M [N/mm2]: 0.00

Tensione totale sismica [N/mm2]: 0.00

2) Verifica delle tensioni e della deformazione sul tratto curvilineo secondo la B31.8

Tensione di compressione da espansione termica [N/mm2]: 1.08

Tensione circonferenziale dovuta alla presisone interna [N/mm2]: 0.73

Longitudinal stress in unrestrained pipe [N/mm2]: 0.37

Longitudinal stress in restrained pipe [N/mm2]: 0.79

3) Verifica delle tensioni sul tratto curvilineo secondo la B31.8

Accorciamento sismico : 0.000405

Verifica Unrestrained pipe : 0.02 < 0.75 VERIFICATO

Verifica Restrained pipe : 0.04 < 0.90 VERIFICATO

6 SFIORO E SCARICO IN CONDIZIONI DI EMERGENZA

Lo schema idraulico di funzionamento dell'opera in progetto prevede di derivare le acque dal canale di alimentazione (canale Principale di Destra) e di caricare il bacino di accumulo tramite una tubazione di carico a gravità. Le acque di scolo del bacino idrografico sotteso dall'invaso in progetto verranno derivate tramite la realizzazione di un manufatto di alimentazione costituito da una paratoia sul canale Principale di Destra, che farà crescere il livello a monte della stessa e permetterà di alimentare un canale di derivazione tramite una seconda paratoia e un pozzetto di partenza ispezionabile. La seconda paratoia permetterà il prelievo dell'acqua di scolo del bacino imbrifero, alimentando una tubazione che convoglierà le acque fino all'invaso. Entrambe le paratoie sul canale di derivazione verranno automatizzate e gestite tramite un sistemadi telecontrollo, permettendo di regolare la portata derivata e il livello idrico nel canale di presa. Si avrà quindi la possibilità di registrare e monitorare in continuo le portate in ingresso alla tubazione.

In condizioni di emergenza la prima paratoia verrà aperta completamente per consentire il transito della piena nel canale di scolo mentre la seconda paratoia verrà chiusa (tramite il sistema di telecontrollo dal personale consortile), al fine di evitare l'ingresso della portata di piena nella tubazione di adduzione all'invaso.

Inoltre all'imbocco della tubazione di carico è prevista l'installazione di:

- valvola di regolazione della portata, che verrà chiusa in caso di previsione di eventi meteorologici intensi;
- misuratore di portata, che in ogni caso permette di monitorare in tempo reale la portata in ingresso all'invaso, e pertanto di avere le informazioni necessarie ai fini della gestione dello stesso invaso anche in caso di emergenza.

Le strumentazioni idrauliche sopra descritte verranno automatizzate e gestite tramite un sistema di telecontrollo, permettendo di regolare e misurare in continuo la portata in ingresso all'invaso, eventualmente anche in caso di emergenza.

In caso di emergenza pertanto la gestione operata dal Consorzio permetterà di non avere interazioni tra la portata di piena transitante nel corso d'acqua e le acque stoccate all'interno dell'invaso irriguo, in quanto come detto in precedenza esistono diverse apparecchiature che consentono di svincolare idraulicamente il canale di alimentazione e il bacino di accumulo.

L'invaso inoltre è dotato di apposito sfioratore superficiale che rappresenta un'ulteriore sicurezza in caso di precipitazioni intense e malfunzionamento delle opere di alimentazione. Lo sfioratore di

superficie deve essere in grado di smaltire tutta la portata associata ad un evento pluviometrico intenso, in quanto durante tale evento lo scarico di fondo dell'invaso verrà preventivamente chiuso per mantenere la rete a valle del bacino di accumulo in condizioni di sicurezza. L'opera di sfioro è stata dimensionata nella condizione più gravosa, ovvero quella caratterizzata da:

- raggiungimento della quota di massima regolazione dell'invaso (lago pieno);
- massimo riempimento del canale di alimentazione (massima portata in ingresso al sistema);
- precipitazione avente tempo di ritorno pari a 200 anni sull'intera superficie dell'invaso;
- scarico di fondo chiuso.

Lo sfioratore progettato è in grado di smaltire la portata di dimensionamento, pari a 2 mc/s, con un franco disicurezza pari a 85 cm (rispetto alla quota di coronamento arginale).

Lo sfioratore smaltirà le acque nel canale fugatore previsto in progetto, opportunamente dimensionato per consentire lo smaltimento delle acque in sicurezza, recapitandole nel canale Principale di Destra. Il tratto iniziale del canale fugatore è stato opportunamente rivestito tramite massi intasati per evitare fenomeni di erosione dovuti alle velocità dell'acqua sulla soglia dello sfioratore.

In caso di malfunzionamento sia delle opere di alimentazione che dello scarico di fondo (scarico aperto) si osserva che la portata massima in uscita dall'invaso, corrispondente alla condizione di invaso pieno (quota diregolazione), è pari a circa 620 l/s. Tale portata risulta compatibile con la capacità di smaltimento delle acquedel reticolo consortile a valle dell'invaso stesso, ed è la massima portata in uscita dallo scarico di fondo del bacino di accumulo, ovvero durante un eventuale svuotamento del serbatoio in condizioni di emergenza la stessa andrebbe via via riducendosi.

Il personale consortile inoltre, durante gli eventi meteo-pluviometrici intensi, svolge una costante attività di monitoraggio e sorveglianza idraulica della rete e delle opere, sia operativamente sul territorio sia da remoto tramite i sistemi di telecontrollo. Il personale consortile addetto a tali attività fa parte della Zona Operativa della Val d'Arda.

7 VALUTAZIONE DELLE CONSEGUENZE IN IPOTESI DI COLLASSO DELL'INVASO

L'invaso di Molinazzo è caratterizzato da un sistema arginale che presenta altezza massima di circa 4,15 m rispetto al piano campagna sul lato Nord del lago.

L'opera può invasare acqua al suo interno fino a 1 m rispetto alla quota di sommità arginale al fine di mantenere un opportuno franco di sicurezza, inoltre, per garantire un adeguato livello di sicurezza l'opera sarà dotata sul lato Sud – Est di un manufatto di scarico di superficie.

Gli invasi sono stati progettati considerando le condizioni più gravose che potrebbero verificarsi, in modo da assicurare un adeguato livello di sicurezza dell'opera in tutte le condizioni. A tal fine, all'interno della relazione geotecnica sono riportate sia le verifiche di stabilità delle sponde dell'invaso, sia le verifiche di filtrazione. Tutte le verifiche riportate in relazione, condotte a favore di sicurezza senza considerare la presenza del telo impermeabile sul paramento arginale interno dell'invaso, hanno dato esito positivo; si ricorda che il telo impermeabile garantisce la completa impermeabilità delle superfici delle sponde dell'invaso scongiurando l'innesco di fenomeni di filtrazione.

Per quanto riguarda le verifiche considerando la concomitanza dell'azione sismica, sempre all'interno della Relazione Geotecnica allegata al progetto, sono riportate tutte le verifiche considerando anche l'azione del sisma secondo le specifiche richieste dalla vigente normativa. L'invaso di Molinazzo previsto in progetto ricade all'interno del territorio comunale di Alseno, classificato ai fini sismici in "zona 3" (Delibera Giunta Regionale dell'Emilia-Romagna n. 1435 del 21 luglio 2003 vigente al momento della progettazione esecutiva). L'aggiornamento nel frattempo intervenuto con DGR 1164 del 23/07/2018, pubblicato sul BUR n. 263 del 08/08/2018 ed entrante in vigore il sessantesimo giorno successivo a quello della sua pubblicazione sul BUR E-R Telematico, ha comunque confermato per il territorio comunale di interesse la classificazione previgente.

Nonostante il lago sia stato progettato garantendo adeguati livelli di sicurezza, sono state eseguite delleanalisi per valutare le aree potenzialmente allagabili associate a una rotta nel sistema arginale, come richiestodall'Agenzia Regionale per la Sicurezza Territoriale e la Protezione Civile.

In particolare le verifiche sono state condotte con riferimento a quanto richiesto nel punto 4.c del DGR 3109 del 19/03/1990" verifica degli effetti prodotti a valle dell'invaso dall'eventuale crollo istantaneo dell'operadi sbarramento con concomitante stato di massima piena del bacino".

Le verifiche sono state eseguite considerando, in via cautelativa, le condizioni peggiori che potrebbero verificarsi:

- si trascura la presenza del telo impermeabile presente da progetto su tutto il perimetro interno dell'invaso;
- si considera l'invaso pieno alla massima altezza idrica consentita;
- si considera come meccanismo di rottura l'apertura di una breccia all'interno del sistema arginale sul lato di valle dell'opera con la conseguente fuoriuscita del volume d'acqua contenuto.

L'apertura di una breccia sul rilevato arginale comporterebbe la fuoriuscita di tutto il volume d'acqua contenuto all'interno del lago dalla quota del piano campagna fino a quella di massimo invaso, andando a interessare una porzione di territorio posta a valle dell'invaso. L'analisi delle aree potenzialmente allagabili è stata effettuata utilizzando un metodo geomorfologico funzione delle curve di livello della cartografia regionale.

Lo scenario analizzato è riportato nella cartografia allegata alla relazione idraulica.

Le aree interessate dalla fuoriuscita dell'acqua sono per lo più a destinazione agricola, con la presenza di locali insediamenti sparsi costituiti da cascine o attività produttive. Soltanto nella parte Nord – Ovest dell'invaso la rottura del rilevato interesserebbe una parte dell'abitato di Lusurasco.

Considerando il volume potenzialmente esondabile e le superfici soggette a potenziale allagamento, è stato valutato un tirante medio su tutta la superficie di circa 9 cm. L'entità del tirante e le aree interessate non determinano un rischio elevato connesso alla rottura del sistema arginale scongiurando eventuali danni ancheper l'abitato di Lusurasco.

Si evidenzia comunque che lo scenario di rottura e le relative conseguenze sopra descritte sono statisviluppati considerando condizioni molto conservative rispetto a quelle realmente previste in progetto e in fase di esecuzione.

ALLEGATO 1

MOLINAZZI

Scala 1:5000

Area potenzialmente allagabile