

CONSORZIO BEALEROTTO MUSSI
DI MIGLIORAMENTO FONDARIO
associato al
Consorzio di irrigazione di II° grado del Pesio

Delibera CIPE n. 25/2016 Fondo Sviluppo e Coesione
 Delibera CIPE n. 53/2016 Piano Operativo Agricoltura
 Sottopiano 2 "Interventi nel campo delle infrastrutture irrigue, bonifica idraulica, difesa delle
 esondazioni, bacini di accumulo e programmi collegati di assistenza tecnica e consulenza"
 Decreto Ministeriale di concessione n. 26314 del 19/06/2019

**INTERVENTI DI ADEGUAMENTO DELL'APPROVVIGIONAMENTO ED AMMODERNAMENTO
 DEL SISTEMA D'IRRIGAZIONE DELLE AREE IRRIGUE SOTTESE ALL'INVASO PIANFEI,
 VOLTI AL RISPARMIO DELLE RISORSE IDRICHE, NEI COMUNI DI PIANFEI E CHIUSA PESIO**

L'UFFICIO TECNICO CONSORTILE:



CONSORZIO DEL PESIO
 Consorzio di irrigazione di II° grado
 12084 MONDOVI - Via G. B. Cottolengo, 13
 Tel. +39(0174)42724 - email: info@consorziodelpesio.it
 pec: posta@pec.consorziodelpesio.it

**CONSORZIO IRRIGUO COMPENSORIO VALLI ELLERO,
 CORSAGLIA, CASOTTO**
 Consorzio di irrigazione di II° grado
 12084 MONDOVI - Via G. B. Cottolengo, 13
 Tel. +39(0174)42724 - email: el.cor.ca@tiscali.it / pec: elcorca@pec.it



ASSOCIAZIONE IRRIGAZIONE EST SESIA
 28100 NOVARA - Via Negroni, 7
 Tel. +39(0321)675211 - Fax +39(0321)398458
 email: estsesia.pec@legalmail.it



**CONSORZIO DI BONIFICA DELLA
 BARAGGIA BIELLESE E VERCELLESE**
 13100 VERCELLI - Via Fratelli Bandiera, 16
 Tel. +39(0161)283811 - Fax +39(0161)257425
 email: segreteria@consorziobaraggia.it



(Dott. Ing. Domenico CASTELLI)

SERIE:

RELAZIONI SPECIALISTICHE

DATA

GENNAIO 2020

ELABORATO:

AGGIORNAMENTO

ELABORATO N°

RS 3.3

RELAZIONE IDRAULICA
 CONDotta IRRIGUA

ATTIVITÀ SPECIALISTICHE:

PROGETTO ESECUTIVO

PRATICA 10443E

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
 DELLA FASE PROGETTUALE:

(Dott. Ing. Massimo DEL GAUDIO)

MODIFICHE

Aggiornamento

1°

17/06/2020

CONTROLLO

OPERATORE

CONTROLLO

APPROVAZIONE

Firma

GV

DC

DC

INDICE

1	premessa.....	1
1.1	Integrazione dei contenuti – Rif. Nota N° 11667 del 03/06/2020 D.G.D. Divisione 3 ..	2
2	Dimensionamento idraulico della condotta	3
2.1	Valutazione diametro di funzionamento ottimale.....	4
2.2	Analisi delle perdite di carico	6
3	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI.....	8
4	ANALISI STATICA DELLA CONDOTTA DI ADDUZIONE IN PROGETTO.....	9
4.1	Normativa di riferimento	9
4.2	Valori delle pressioni in tubazione	11
4.3	Calcolo del massimo carico verticale da rinterro.....	13
4.3.1	Verifica tipo di trincea	14
4.3.2	Calcolo del carico verticale dovuto al rinterro nelle condizioni di posa in trincea larga	15
4.4	Calcolo delle azioni dovute ai carichi variabili fissi e mobili in superficie.....	16
4.5	Calcolo delle pressioni per peso proprio e fluido all'interno della tubazione.....	17
4.6	Calcolo e verifica statica della condotta secondo la teoria di De Saedeleer.....	18
4.6.1	Reazioni orizzontali del terreno per unità di lunghezza del tubo	18
4.6.2	Reazione orizzontale del terreno per peso proprio della tubazione.....	19
4.6.3	Reazione orizzontale del terreno dovuta all'effetto del liquido contenuto nella tubazione.....	19
4.7	Calcolo delle pressioni di progetto SLU (secondo D.M. 17/01/2018)	20
4.7.1	Calcolo delle sollecitazioni flettenti di progetto nelle sezioni cardinali significative del tubo secondo Annex A/EN 1997-1	21
4.8	Calcolo della pressione equivalente p_0	24
4.9	Verifica dello spessore della tubazione	25
4.10	Verifica massime deformazioni per ovalizzazione della sezione (SLE)	25
4.10.1	Limiti deformazioni	28
4.11	Verifica all'instabilità elastica per depressione interna	28
4.11.1	Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale	29
4.11.2	Calcolo e verifica della sollecitazione o deformazione massima di flessione.....	30
4.11.3	Verifica all'instabilità all'equilibrio elastico (buckling).....	31
4.12	Calcolo statico della condotta di adduzione DN600.....	32
4.12.1	Dati geometrici tubazione.....	33
4.12.2	Dati geotecnici del terreno di posa e rinterro e geometria della posa.....	33
4.12.3	Coefficiente elasticità tubazione.....	34
4.12.4	Verifica tipo di trincea	34
4.12.5	Calcolo del carico di rinterro P_v	35
4.12.6	Calcolo delle azioni dovute ai carichi variabili fissi e mobili in superficie.....	35
4.12.7	Calcolo delle pressioni per peso proprio e fluido all'interno	36
4.12.8	Calcolo del parametro adimensionale di rapporto delle rigidezze.....	36
4.12.9	Calcolo delle pressioni di reazione orizzontale del terreno (valori caratteristici all'equilibrio).....	37
4.12.10	Calcolo delle pressioni di progetto SLU (secondo D.M. 17/01/2018)	37
4.12.11	Calcolo delle sollecitazioni flettenti di progetto nelle sezioni cardinali (sovraccarico variabile considerato sfavorevole, secondo Annex A/EN 1997-1).....	39
4.12.12	Calcolo delle sollecitazioni flettenti di progetto nelle sezioni cardinali (sovraccarico variabile considerato favorevole, secondo Annex A/EN 1997-1).....	41

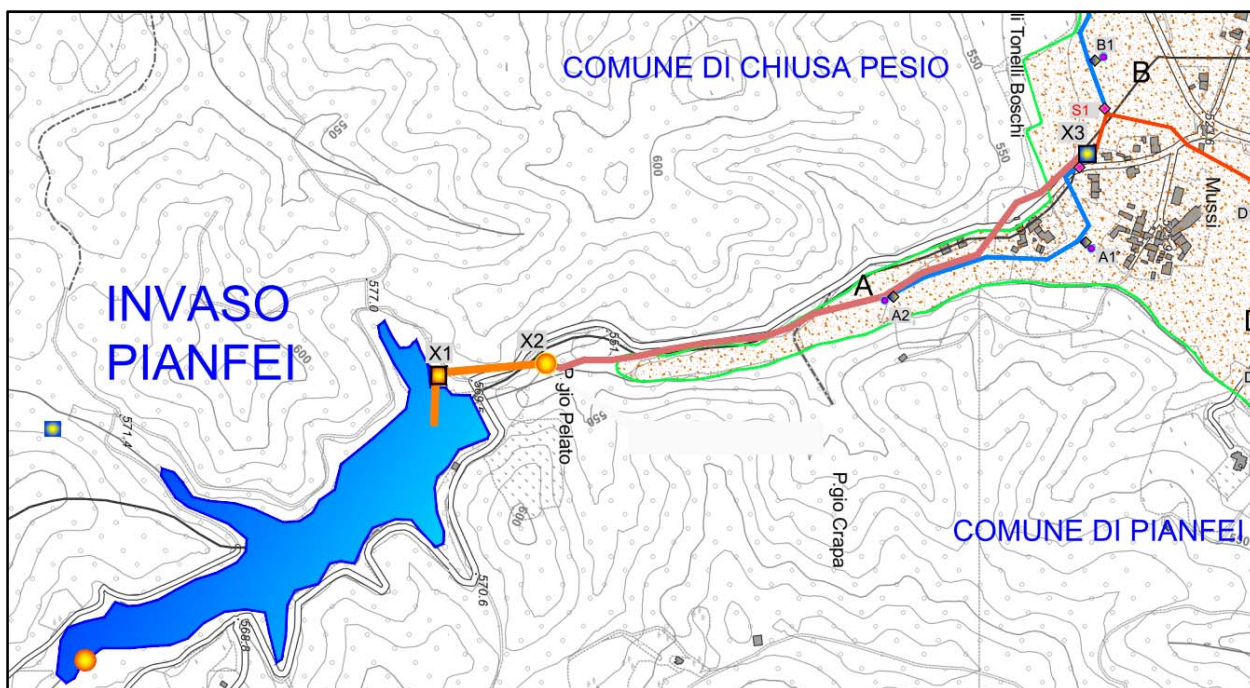
4.12.13	Riepilogo massime tensioni di progetto SLU	42
4.12.14	Calcolo della pressione equivalente P0 D.M. 12/12/1985	43
4.12.15	Verifica dello spessore della tubazione - Formula di Mariotte	43
4.12.16	Verifica massime deformazioni per inflessione diametrale della sezione	43
4.12.17	Verifica all'instabilità elastica per imbozzamento delle pareti della tubazione	45
4.12.18	Verifica all'instabilità elastica per imbozzamento delle pareti della tubazione - Norma ANSI-AWWAC950/88	48
4.12.19	Riepilogo delle caratteristiche geometriche della condotta	51
5	Sistemi di protezione dalla corrosione	51
6	CALCOLO DEI SISTEMI DI ANCORAGGIO DELLA CONDOTTA	53
6.1	Criteri di dimensionamento dei blocchi	55
6.2	Dimensionamento dei blocchi	57
6.2.1	Calcolo della spinta sul blocco di ancoraggio per un tronco curvo a giacitura orizzontale	57
7	DIMENSIONAMENTO DEGLI sfiati	64
7.1	Degasaggio	66
7.2	Riempimento della condotta	68
7.3	Svuotamento della condotta	70
8	Verifica all'azione sismica della condotta nel tratto X2-X3	71
8.1	Dati di calcolo	71
8.1.1	Azione sismica di riferimento	71
8.1.2	Condizioni di progetto	75
8.1.3	Parametri geometrici e meccanici	75
8.2	Verifica allo scuotimento sismico	76
8.2.1	Criterio di verifica	78
8.2.2	Metodologia di calcolo tratto rettilineo	79
8.2.3	Metodologia di calcolo per la curva	85
8.3	Sintesi di calcolo e conclusioni	88
8.3.1	Conclusioni	90
9	Verifica delle selle e dei collari di ancoraggio delle condotte tra la presa e la vasca di dissipazione (tratto X1-X2) tenendo anche conto dell'azione sismica	91
9.1	Parametri di progetto	93
9.1.1	Livelli di sicurezza e prestazioni attese	93
9.1.2	Valutazione delle azioni	94
9.1.3	Combinazioni di carico	104
9.2	Modello di calcolo	108
9.2.1	Azione G1: peso proprio dei materiali strutturali	109
9.2.2	Azione G2: carichi permanenti portati, non strutturali	109
9.2.3	Azione Q1: carico variabile agente sul grigliato	110
9.2.1	Azione Q2: peso proprio dell'acqua entro il tubo considerato pieno	110
9.2.2	Azione Q3: pressione interna entro il tubo pari alla pressione di esercizio	111
9.2.1	Azione Ex, Ey: azione sismica	111
9.3	Risultati della modellazione FEM 3D	112

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento idraulico e statico della condotta di adduzione primaria in acciaio ad uso irriguo del DN 600, che, partendo dallo sbocco della galleria di derivazione ubicata in sponda sinistra della diga di Pianfei (nodo X2), si svilupperà per 860 metri fino all'edificio filtri e centro di controllo in località Mussi in Comune di Pianfei (nodo X3).

In particolare, in relazione al tipo di funzionamento previsto, la nuova condotta sarà sia caratterizzata idraulicamente, mediante l'analisi delle perdite di carico e dei fenomeni transitori, sia meccanicamente, mediante l'analisi statica.

Verrà, infine, trattata la verifica statica delle diverse tipologie di blocchi di ancoraggio previsti lungo il tracciato della condotta.



Planimetria di inquadramento del tracciato della condotta di adduzione principale alle aree irrigue sottese.
Il tratto di condotta compreso tra i nodi X2 e X3 (tratto X2-X3) è l'oggetto della presente relazione.

La condotta di adduzione principale sarà realizzata mediante l'impiego di una tubazione in acciaio elettrosaldato con diametro DN600 e spessore 6.3 mm rivestita internamente con prodotti atossici e protetta all'esterno con rivestimento bituminoso di tipo pesante.

Rinviando alla specifica *Relazione di calcolo idraulico del sistema d'irrigazione* allegata al presente progetto per l'analisi completa della modellazione di dimensionamento della condotta di

adduzione e della rete da essa approvvigionata, si riporta di seguito la tabella sintetizzante le geometrie e le condizioni di pressione idrostatica più penalizzanti della condotta di adduzione:

Tratto		Lunghezza	Diametro	Pressione massima
Da:	A:	[m]	[mm]	[m c.a.]
X2	X3	860	600	~38.5

1.1 Integrazione dei contenuti – Rif. Nota N° 11667 del 03/06/2020 D.G.D. Divisione 3

La Divisione 3 della Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche con nota N° 11667 del 03/06/2020 ha richiesto una serie di integrazioni agli elaborati progettuali.

La presente relazione integrativa oltre a proporre integralmente il contenuto della precedente versione (capitoli da 1 a 7), nei capitoli 8 e 9 ottempera alle richieste pertinenti.

Nello specifico il capitolo 8 sarà dedicato alla verifica all'azione sismica della condotta nel tratto X2-X3, mentre il capitolo 9 esporrà i criteri ed i risultati di verifica delle selle e dei collari di ancoraggio delle condotte tra la presa e la vasca di dissipazione (tratto X1-X2) tenendo anche conto dell'azione sismica.

2 DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLA CONDOTTA

La condotta di adduzione principale prevista in progetto avrà una lunghezza complessiva di circa 860 m e sarà in grado di convogliare, con regime di funzionamento in pressione, la portata di progetto del sistema di distribuzione che assume il valore di 200 l/s dallo sbocco della galleria di derivazione ubicata in sponda sinistra della diga di Pianfei (nodo X2), fino all'edificio filtri e centro di controllo in località Mussi in Comune di Pianfei (nodo X3).

La descrizione di dettaglio del tracciato, le modalità di posa e la realizzazione delle opere propedeutiche e finalizzate alla risoluzione delle interferenze della condotta con opere e infrastrutture esistenti sono trattate nella *Relazione tecnica generale* e negli elaborati grafici allegati alla documentazione progettuale.

Il calcolo idraulico della condotta è stato effettuato nelle condizioni di esercizio e funzionamento ordinario, cioè nel caso di convogliamento della portata di progetto di 200 l/s all'edificio filtri e centro di controllo (nodo X3).

La Tab.1 riporta le caratteristiche geodetiche e di portata che stanno alla base dei calcoli di progetto e verifica dei tronchi di tubazione individuati:

Progressiva [km]	Descrizione nodo	Quota asse tubo [m s.l.m.]	Portata [m ³ /s]
0+000	X2 – sbocco galleria derivazione	542,80	0,2
0+860	X3 – edificio filtri e centro di controllo	528.00	0,2

Tabella 1 – Caratteristiche dei principali nodi idraulici della condotta in progetto

2.1 Valutazione diametro di funzionamento ottimale

La valutazione del diametro ottimale della condotta è stato effettuato mediante la caratterizzazione delle condizioni entro le quali si sviluppa il deflusso in moto permanente.

Si è infatti individuato come range ottimale di funzionamento di una condotta quello che consente il deflusso della portata di progetto con velocità comprese tra 0,5 m/s e 2 m/s.

Per velocità inferiori al valore minimo si ha l'insorgere di fenomeni di sedimentazione delle particelle fini con conseguenti problemi di funzionamento degli organi accessori. Al contrario per velocità eccessive, superiori ai 2 m/s, si innescano problemi natura idraulica e meccanica. Idraulicamente si ha deflusso di una corrente veloce con gli inevitabili problemi di usura della parete interna, meccanicamente il carico cinetico elevato provoca un conseguente aumento delle spinte localizzate nei tratti curvilinei.

La velocità del fluido in condotta è stata assunta quale parametro di progetto cui riferirsi. Scelta una serie di diametri caratteristici della produzione standard delle grandi condotte si è valutato per ciascuno di essi la corrispondente velocità. In Tab. 2 sono riportate le velocità d'efflusso per una portata di progetto di 0.2 m³/s.

DN [mm]	Diametro esterno [mm]	Spessore [mm]	Diametro interno [mm]	Area interna [m ²]	Velocità media [m/s]
200	219.1	5.0	209.1	0.034	5.82
250	273.0	5.6	261.8	0.054	3.72
300	323.9	5.9	312.1	0.077	2.61
350	355.6	6.3	343.0	0.092	2.16
400	406.4	6.3	393.8	0.122	1.64
450	457.2	6.3	444.6	0.155	1.29
500	508.0	6.3	495.4	0.193	1.04
600	609.6	6.3	597.0	0.280	0.71
700	711.2	7.1	697.0	0.382	0.52
800	812.8	7.1	798.6	0.501	0.40
900	914.4	7.1	900.2	0.636	0.31
1000	1016.0	7.1	1001.8	0.788	0.25

Tabella 2 – Variazioni della velocità in funzione del diametro nominale della condotta per una portata di progetto pari a 0.2 m³/s

Nel Grafico 1 è rappresentato l'andamento della velocità media in condotta al defluire della portata di progetto in funzione del diametro nominale della condotta.

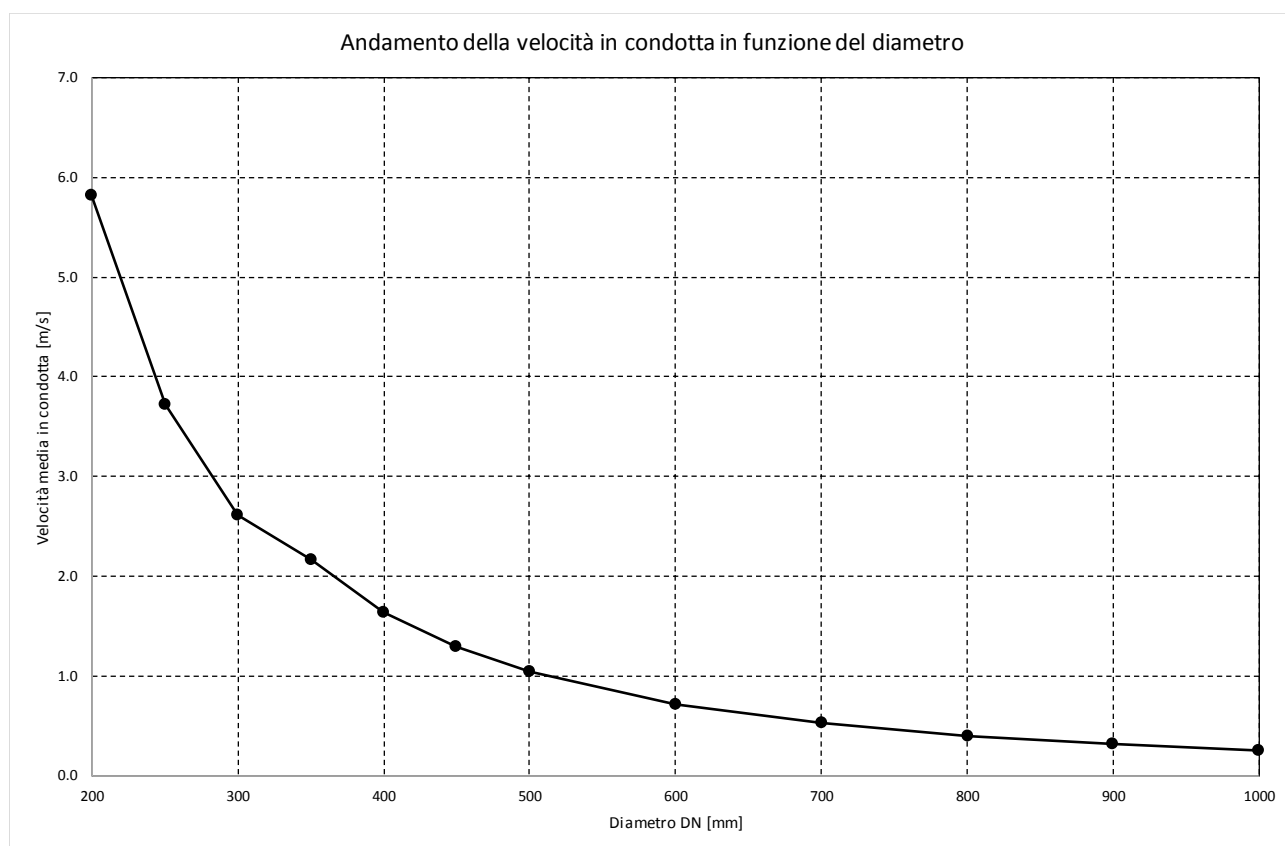


Grafico 1 – Variazioni della velocità in funzione del diametro nominale della condotta per una portata di progetto pari a 0.2 m³/s

Il diametro ottimale della condotta di adduzione è stato scelto anche in funzione del costo totale per la fornitura e la posa della tubazione. Il costo totale è stato valutato sommando al costo di fornitura e posa della condotta nei vari diametri e spessori (così come indicato nella precedente tabella 2) il corrispondente costo di scavo e rinterro.

I risultati dell'analisi sono riassunti nella successiva tabella 3.

DN [mm]	Costo unitario fornitura e posa condotta [€/m]	Costo unitario per scavo e rinterro [€/m ³]	Costo unitario totale [€/m]
200	41.19	3.61	44.80
250	56.39	4.67	61.06
300	71.00	5.72	76.72
350	82.58	6.40	88.98
400	95.64	7.54	103.18
450	112.12	8.74	120.86
500	117.31	9.99	127.30
600	134.68	12.67	147.35
700	170.33	15.58	185.91
800	204.08	18.71	222.79
900	277.74	22.07	299.81
1000	342.88	25.66	368.54

Tabella 3 – Costo unitario totale per fornitura e posa di una tubazione in acciaio al variare del diametro DN

I costi unitari sono stati resi in forma grafica per comodità di lettura nella seguente figura.

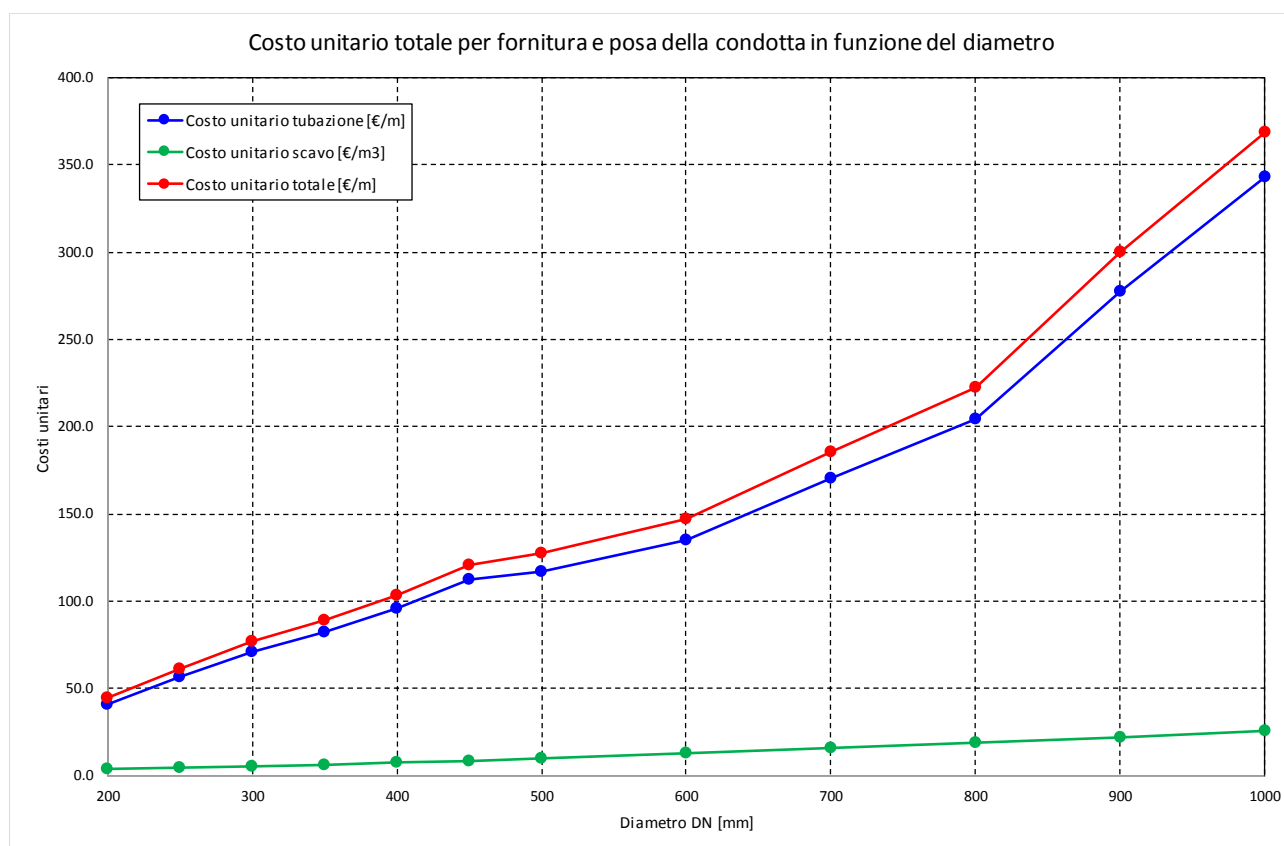


Grafico 2 – Andamento del costo unitario totale per fornitura e posa della condotta in funzione del diametro DN

Dall'esame delle analisi condotte, sia di natura idraulica che economica, il diametro ottimale per la condotta di adduzione risulta essere il DN600.

Il valore di velocità media ad esso associato, pari a 0.71 m/s, risulta essere entro i limiti ottimali indicati, mentre i costi risultano essere mediani.

2.2 Analisi delle perdite di carico

L'analisi dei carichi agenti ai nodi della tubazione è stata effettuata nel caso di moto permanente (situazione di funzionamento normale) utilizzando il software *EPA Epanet*.

L'analisi idraulica è dettagliata nella *Relazione di calcolo idraulico sistema di irrigazione* la quale riporta lo studio e l'analisi del sistema di distribuzione della portata irrigua in progetto a servizio delle aree sottese all'invaso della diga del Pianfei mediante l'allestimento di un modello matematico di simulazione del funzionamento della rete nella condizione di esercizio irriguo a partire dalla torre di presa (nodo X1).

Nella figura seguente si riporta lo schema complessivo della rete irrigua con evidenziazione della condotta di adduzione.

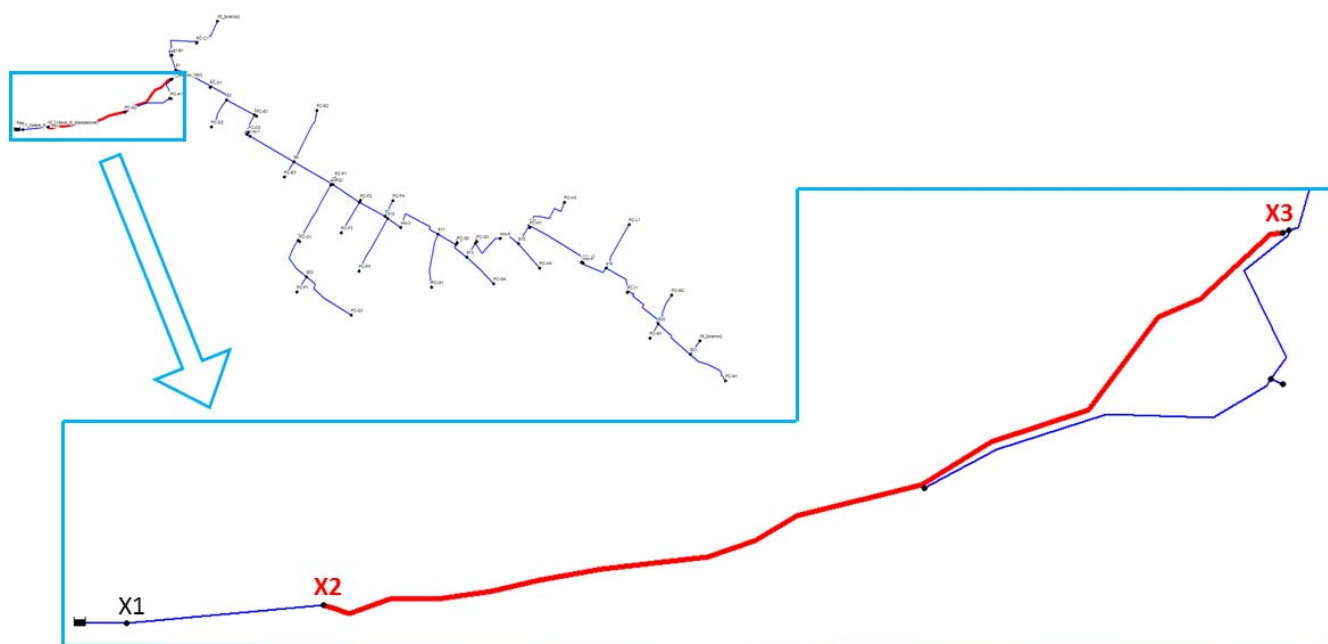


Figura 1 – Tracciato della condotta di adduzione estratto dallo schema complessivo della rete irrigua

La rete è rappresentata da una serie di *link* che rappresentano le tubazioni caratterizzate dal diametro interno e dal materiale per mezzo del coefficiente di scabrezza. Ogni link è compreso tra due *node* successivi. I *node* assumono diversi significati in funzione del contesto, possono rappresentare i singoli gruppi di consegna comiziale o i punti notevoli della rete ossia ove si ha un cambio di diametro o di materiale della tubazione oppure un cambio di direzione o una derivazione.

I coefficienti di scabrezza utilizzati nella modellazione sono stati ricavati dalla consultazione delle tabelle proposte dalla letteratura tecnica in argomento. In particolare il coefficiente ϵ per la tubazione in acciaio previsto per la condotta di adduzione è stato assunto pari a 0.0160.

Il modello ha fornito le indicazioni sul regime idraulico della condotta di adduzione e delle condotte di distribuzione in occasione del deflusso delle portate erogate consentendo di definire i parametri di funzionamento della rete in diversi scenari di progetto. La modellazione della condizione di progetto è stata realizzata per analizzare ed ottimizzare l'efficienza del sistema di distribuzione delle portate irrigue nell'intero comprensorio analizzando diversi scenari per verificare la corretta erogazione alle prese comiziali in termini di portata e di pressione residua minima richieste per un corretto funzionamento del sistema di irrigazione a goccia previsto (Rif. *Relazione di calcolo idraulico sistema di irrigazione*).

Dall'analisi dei risultati della modellazione si può stimare che la pressione statica più gravosa agente in prossimità del locale filtri sia pari a circa 38.5 m c.a. (0.377 MPa).

L'analisi statica della condotta sarà effettuata arrotondato un valore cautelativamente arrotondato della pressione statica più gravosa a 40 m c.a. (0.392 MPa).

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.

La caratterizzazione litotecnica dei terreni interessati dagli scavi e dalla fondazione dell'edificio filtri si basa sulle numerose esperienze pregresse di indagini eseguite sull'area, integrate dalle informazioni ricavabili dalla documentazione tecnica reperita presso gli uffici tecnici comunali.

I terreni intercettati dalle opere in progetto sono esclusivamente rappresentati da termini alluvionali antichi, affioranti sui terrazzi pedemontani, fortemente alterati e caratterizzati da una diffusa e cospicua copertura di limi argillosi.

I terreni in oggetto mostrano mediamente le seguenti caratteristiche:

PARAMETRI GEOTECNICI TERRENI INTERESSATI DAGLI SCAVI	
Peso di volume medio	$\gamma_t \cong 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$
Angolo di resistenza al taglio	$\varphi \cong 26^\circ \div 28^\circ$
Coesione efficace	$c \cong 5 \div 10 \text{ kPa}$
Modulo di deformazione elastica	$E \cong 30 \div 50 \text{ Mpa}$

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 .

I risultati delle verifiche di stabilità dei fronti scavo provvisori per la posa della condotta di adduzione sono riportati nell'allegata Relazione Geotecnica al capitolo 8.3.

4 ANALISI STATICA DELLA CONDOTTA DI ADDUZIONE IN PROGETTO

4.1 Normativa di riferimento

La progettazione, la costruzione e il collaudo della 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 della condotta di adduzione

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 sovrappressioni 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/cm², 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 sovrappressioni 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
Sovrappressione 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/cm², 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/cm² (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 della 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/cm². Per la tipologia costruttiva degli organi a valle della condotta di adduzione la sovrappressione è stata considerata solo in via cautelativa.

La condotta di adduzione alimenta direttamente l'impianto di filtrazione primaria, suddiviso in due batterie automatiche a dischi, mediante due stacchi del diametro DN250. In ogni stacco è previsto un organo di sezionamento costituito da una saracinesca in ghisa sferoidale a corpo piatto DN250.

La regolazione delle portate avviene mediante idrovalvole (che offrono per la loro configurazione costruttiva una regolazione in tempi lunghi) ubicate nei punti di consegna comiziale a valle dell'impianto di filtrazione che funge da smorzatore.

Nelle figure a seguire sono indicate rispettivamente: in colore rosso la condotta di adduzione, in colore blue gli organi di sezionamento ed in colore verde l'impianto di filtrazione.

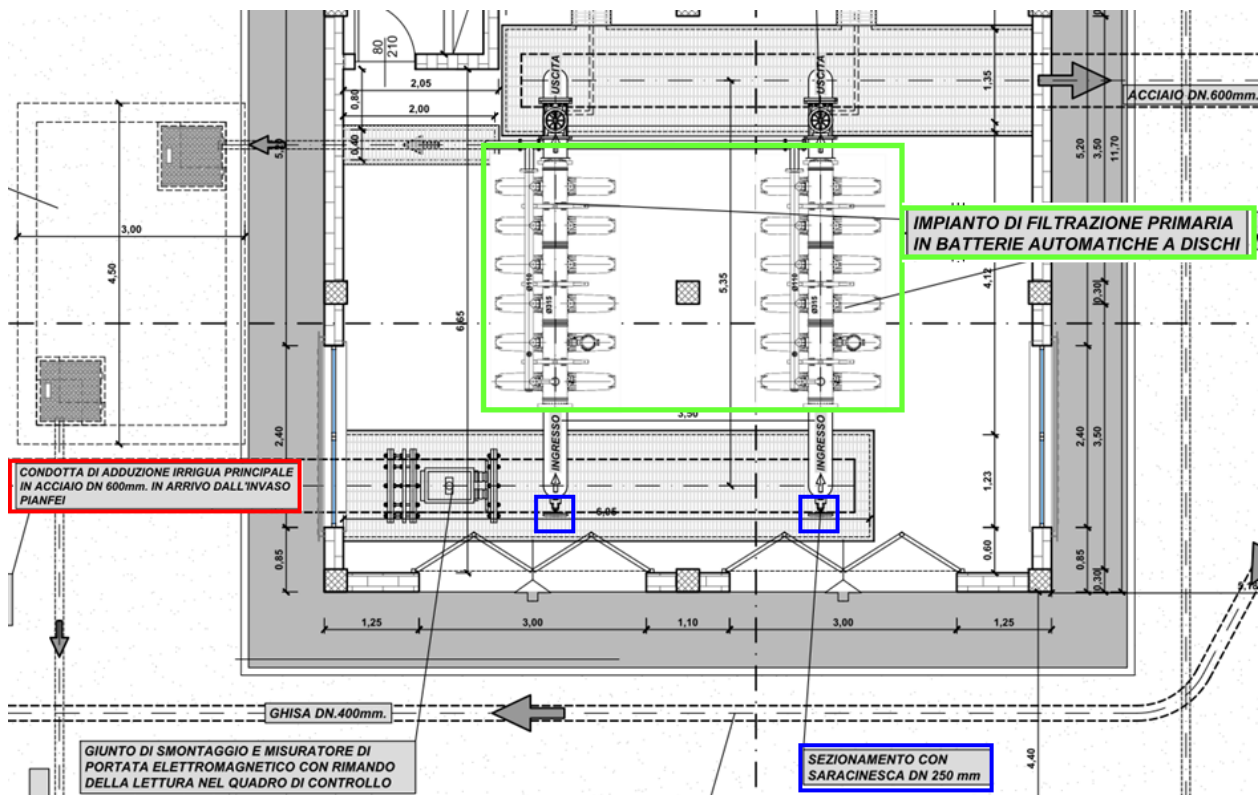


Figura 2 – Particolare della pianta dell'edificio filtri e controllo irriguo con evidenziazione della condotta primaria e degli organi di sezionamento. Estratto dall'elaborato grafico N 9 allegato alla documentazione progettuale.

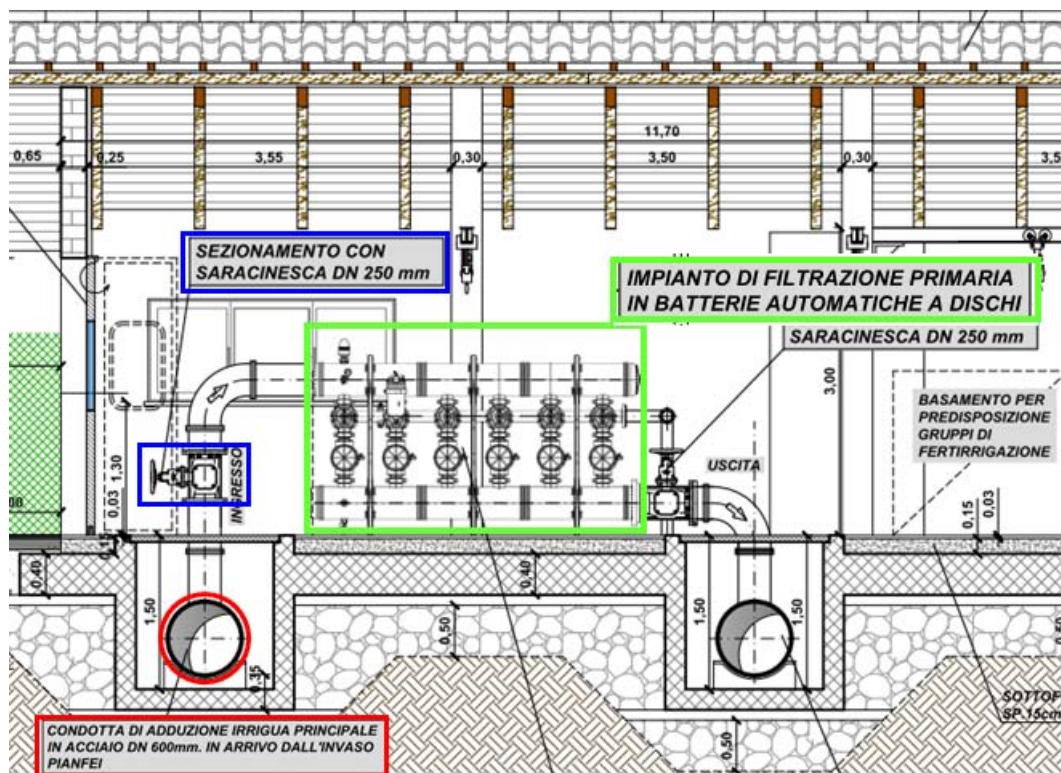
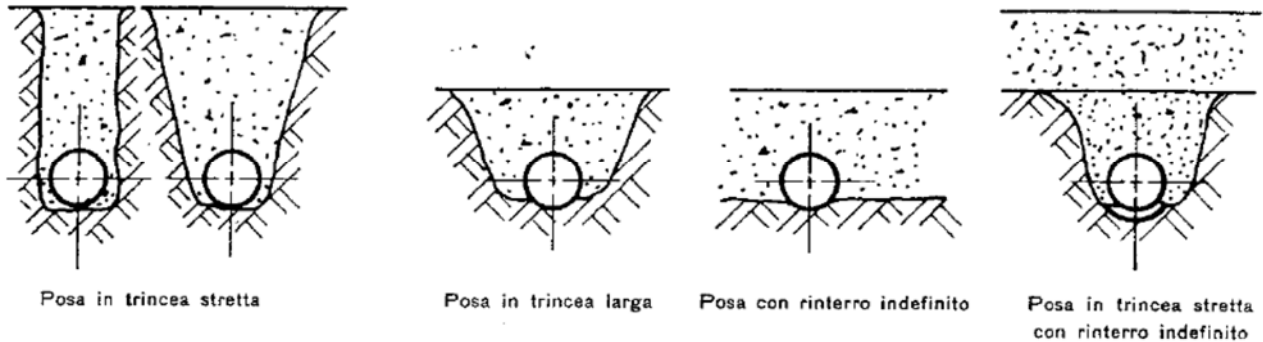


Figura 3 – Particolare della sezione B-B (rif. Elaborato grafico N 9) con evidenziazione della condotta primaria e degli organi di sezionamento

4.3 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:

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

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

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.

4.3.1 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:

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

Condizione 2:

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

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

4.3.2 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/m³
- 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:

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

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

4.3.2.1 Calcolo del sovraccarico permanente del rinterro

- Valore caratteristico del carico:

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

- 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:

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

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:

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

La reazione verticale p'_v vale:

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

4.4 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:

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

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/m²
- 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/m². 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:

$$\bar{p}_s \cong \frac{P_s}{0.828 \cdot D_e} \quad kN/m^2$$

4.5 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:

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

4.6 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.

4.6.1 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:

$$q = \frac{\bar{p}}{1,07 + 13,70 \frac{EJ}{Kr^4}} \frac{N}{\text{mm}^2}$$

dove:

- p è la pressione agente sulla corde superiore ed 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^4 , 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:

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

- 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.

4.6.2 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:

$$q_p = \frac{p_p}{1 + 12,05 \frac{EJ}{KR^4}} \frac{N}{\text{mm}^2}$$

4.6.3 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:

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

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

4.7 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:

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

4.7.1 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 interrato 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 depressso 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:

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

4.7.1.1 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:

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

4.7.1.2 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:

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

4.7.1.3 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 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.

4.8 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.

4.9 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/cm².

4.10 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°:

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

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 costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor $\geq 95\%$) o materiale di letto e rinfranco di tipo ghiaioso leggermente costipato (densità Proctor $\geq 70\%$)	180	0,083
<i>Tubo posato su letto compatto di almeno 0,10 m di spessore e rinterro compatto fino alla generatrice superiore</i>	90 ÷ 150	0,085
<i>Tubo posato su letto non compatto di almeno 0,10 m di spessore e rinterro compatto fino alla generatrice superiore</i>	60 ÷ 90	0,096
Fondo sagomato con materiale di riempimento moderatamente costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor $\geq 85\%$ e $< 95\%$) o materiale di letto e rinfranco di tipo ghiaioso [<i>tubo posato su letto non compatto di almeno 0,10 m di spessore e rinterro leggermente compatto fino alla generatrice superiore</i>]	45 ÷ 60	0,103
<i>Assenza del letto di posa e rinterro compatto fino all'asse del tubo</i>	30 ÷ 45	0,105
Fondo sagomato con materiale di riempimento sciolto posato ai fianchi del tubo (non raccomandato) [<i>assenza di letto di posa e materiale di rinterro non compatto</i>]	0 ÷ 30	0,11

- f_r è il fattore di ritardo d'inflexione, 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

4.10.1 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 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 risultare verificata la condizione:

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

4.11 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.

4.11.1 Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale

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

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

dove:

- Δy e' l'inflessione verticale del tubo [cm]
- D_e e' il fattore di ritardo d'inflessione che tiene conto che il terreno continua a costiparsi nel tempo [numero dimensionale]
- W_c e' il carico verticale del suolo sul tubo per unita' di lunghezza [N/cm]
- W_L e' il carico mobile sul tubo per unita' di lunghezza [N/cm]
- K_x e' il coefficiente d'inflessione, che dipende dalla capacita' di sostegno fornita dal suolo nell'arco inferiore d'appoggio del tubo [numero dimensionale]
- r e' il raggio medio del tubo, pari a $(D - s)/2$ [cm]
- $E_t I$ e' il fattore di rigidita' trasversale della tubazione [N cm]
- E_s e' il modulo elastico del terreno [N/cm²]
- sono parametri che consentono di passare dall'inflessione media (50% di probabilita')
- $K_a, \Delta a$ 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 e' fortemente dipendente dal modulo di reazione del suolo e praticamente inversamente proporzionale al medesimo, mentre dipende poco dal fattore di rigidita' della tubazione e di conseguenza e' anche poco influenzata dal decadimento nel tempo delle caratteristiche meccaniche ossia dalla diminuzione di E_t .

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

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 (densita' Proctor $\geq 95\%$) o materiale di letto e rinfianco di tipo ghiaioso leggermente costipato (densita' Proctor $\geq 70\%$)	180	0.083
Fondo sagomato con materiale di riempimento moderatamente costipato ai fianchi del tubo (densita' Proctor $\geq 85\%$ e $\leq 95\%$) 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 interrato ($\Delta y / D$) 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.

4.11.2 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 e' la tensione dovuta alla deflessione diametrale [N/cm²]
- σ_{lim} e' la tensione limite ultima (valore fornito dal produttore)
- D_f e' 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 e' un coefficiente di sicurezza, fissato dalla norma in 1.5
- ε e' la deformazione massima risultante
- ε_{lim} e' 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 rinfiando 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

4.11.3 Verifica all'instabilita' 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 unita' di superficie vale:

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

ove n_L e' il nmero di lobi del diaframma.

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

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

La forza critica per unita' di lunghezza che determina l'instabilita' elastica e' quindi:

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

In una tubazione interrata la pressione che determina instabilita' 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 entita'.

La pressione ammissibile di *buckling* e' 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 e' la pressione ammissibile di bucling [N/cm²]

FS e' il fattore di sicurezza. Pari a 2.5

e' il fattore di spinta idrostatica della falda eventualmente presente con:

$$R_w \quad R_w = 1 - 0,33(H_w/H) \text{ con } 0 \leq H_w \leq H$$

e' il coefficiente empirico di supporto elastico adimensionale fornito dalla relazione:

$$B' \quad B' = 1 / \left(1 + 4e^{-0,213H} \right)$$

H e' l'altezza di rinterro [cm]

H_w e' l'alteza della sperficie libera della falda sulla sommita' della tubazione [cm]

4.12 Calcolo statico della condotta di adduzione DN600

Nei capitoli a seguire sono riportati tutti i passi di calcolo e le verifiche per il dimensionamento della condotta di adduzione nelle condizioni più gravose relative al tratto.

4.12.1 Dati geometrici tubazione

modulo elasticità	E	210000	N/mm2	
coefficiente di Poisson	n	0.3		
diametro esterno	De	609.6	mm	0.6096 m
spessore parete tubo	s	6.3	mm	0.0063 m
diametro interno	Di	597	mm	0.597 m
raggio interno utile di deflusso	ri	298.5	mm	
raggio mediano	r	301.65	mm	
peso proprio tubazione	Pp	93.7	kg/m	
resistenza caratteristica snerv. del materiale della tubazione	fyk	355	N/mm2	
fattore di sicurezza parziale del materiale		1.15		
pressione di esercizio	PE	40	m c.a.	
sovrapp. colpo ariete D.M. 12/12/1985	DP	3	kg/cm2	

4.12.2 Dati geotecnici del terreno di posa e reinterramento e geometria della posa

peso specifico del terreno di rinterro	gt	19	kN/m3
angolo di attrito	j	27	°
modulo di elasticità normale del terreno di posa/scavo	E _{terr,p}	40	N/mm2
angolo di posa	a	90	°
altezza di proiezione laterale del tubo	h	520.33	mm
rapporto di proiezione laterale	pj	0.85	
coefficiente di assestamento posa in trincea larga	rs	1	

Dimensioni trincea di scavo

spazio tra tubo e parete di scavo	De/2	0.30 m
larghezza	B	1.22 m
altezza di ricoprimento sull'estradosso	H	1.50 m

4.12.3 Coefficiente elasticità tubazione

UNI 7517/76

De	609.6 mm	
s	6.3 mm	
r	301.65 mm	
Et	210000 N/mm ²	
E _{terr,p}	40 N/mm ²	
n	21	Tubazione flessibile

Criterio RIG

s	6.3 mm	
r	301.65 mm	
n	0.3	
Et	210000 N/mm ²	
E _{terr,p}	40 N/mm ²	
RIG	-0.09637	Tubazione flessibile

4.12.4 Verifica tipo di trincea

H	1.50 m
B	1.22 m
De	0.6096 m

condizione 1 $H \geq 1.5B$ $B \leq 2De$

H	1.5B	B	2De
m	m	m	m
1.50	1.83	1.22	1.22
Non verificato		Verificato	

condizione 2		H>=3.5B	2De<B<=3De			
H	3.5B		B	2De	3De	
m	m		m	m	m	
	1.50	4.27		1.22	1.22	1.83
Non verificato			Non verificato			

Tipo di trincea *Trincea larga*

4.12.5 Calcolo del carico di reinterro P_v

gt	19 kN/m ³
H	1.50 m
De	0.6096 m

H/De	2.46
Cd	4.19

valore caratteristico del carico	P_v	29.58 kN/m
----------------------------------	-------	------------

distribuzione delle azioni dovute al reinterro con posa in trincea larga
sulla parte superiore del tubo

pv	58.61 kN/m ²
----	-------------------------

reazione verticale del terreno	p'v	68.63 kN/m ²
--------------------------------	-----	-------------------------

4.12.6 Calcolo delle azioni dovute ai carichi variabili fissi e mobili in superficie

Fattore di amplificazione dinamica	j	1.2
altezza di ricoprimento sull'estradosso	H	1.50 m

azioni variabili del traffico per circolazione su strade carrerecce - UNI 7517

sovraccarico mobile distribuito		
coefficiente di sovraccarico mobile	Cd	0.118
sovraccarico mobile distribuito	pd	49050 N/m ²

diametro esterno tubo	De	0.6096	m
carico verticale sulla generatrice superiore del tubo	Pvd	4218	N/m
		4.22	kN/m
sovraccarico mobile concentrato			
pressione verticale al livello della generatrice superiore	pv	5782	N/m
convoglio LT6		5.78	kN/m
carico verticale sulla generatrice superiore del tubo	Pvc	4230	N/m
		4.23	kN/m
Carico lineare globale dei carichi mobili sulla parte superiore del tubo	Ps	4.23	kN/m
Pressione globale dei carichi mobili agente sulla corda superiore del tubo	ps	8.38	kN/m ²

4.12.7 Calcolo delle pressioni per peso proprio e fluido all'interno

Pressione per peso proprio	Pp	93.7	kg/m
	Pp	0.92	kN/m
Pressione equivalente per azione del peso proprio della sola tubazione	pp	0.75	kN/m ²
Pressione dovuta al solo peso di fluido contenuta all'interno della tubazione			
	gw	9.81	kN/m ³
	pw	2.93	kN/m ²

4.12.8 Calcolo del parametro adimensionale di rapporto delle rigidità

Stima del coefficiente di rigidità del terreno

Parametro c (variabile tra 5 e 25)	c	15
Coefficiente di rigidità del terreno	K	0.027 N/mm ²

Calcolo del parametro adimensionale di rapporto delle rigidità

Modulo elastico materiale tubazione	E	210000	N/mm ²
Momento di inerzia J della parete di tubo di altezza pari allo spessore	J	20.84	mm ⁴ /mm
Raggio mediano del tubo	rm	301.65	mm
Valore del parametro adimensionale		0.019522	

4.12.9 Calcolo delle pressioni di reazione orizzontale del terreno (valori caratteristici all'equilibrio)

Pressione orizzontale come reazione del terreno all'effetto del rinterro	qv	43.82 kN/m2
Pressione orizzontale come reazione del terreno all'effetto del carico variabile in superficie	qs	6.27 kN/m2
Pressione orizzontale del terreno dovuto al peso proprio della sola tubazione	qp	0.61 kN/m2
Pressione netta orizzontale contro il terreno dovuta alla massa liquida nel tubo	qw	-0.56 kN/m2

4.12.10 Calcolo delle pressioni di progetto SLU (secondo D.M. 17/01/2018)

Fattori parziali di sicurezza sulle azioni geotecniche per lo stato limite ultimo STR/GEO - A1

azioni permanenti

gG	1.3	sfavorevoli
gG	1	favorevoli

azioni variabili

gQ	1.5	sfavorevoli
gQ	0	favorevoli

I carichi permanenti portati non strutturali compiutamente definiti possono assumere i coefficienti delle azioni permanenti

Azioni permanenti

peso proprio della tubazione
peso del liquido convogliato
peso del reinterro

Azioni variabili

sovraccarico mobile in superficie

Tensioni di progetto allo SLU

a) tensione di progetto verticale del peso di reinterro

pv	gG	p1,v sfavorevoli kN/m2	gG	p1,v favorevoli kN/m2
kN/m2				
58.61	1.3	76.19	1	58.61

b) tensione di progetto verticale del carico variabile in superficie

ps		gG	p1,s sfavorevoli	gG	p1,s favorevoli
kN/m2			kN/m2		kN/m2
8.38		1.5	12.57	0	0.00

c) tensione di progetto orizzontale del terreno causa il peso del rinterro

qv		gG	q2,v sfavorevoli	gG	q2,v favorevoli
kN/m2			kN/m2		kN/m2
43.82		1.3	56.96	1	43.82

d) tensione di progetto orizzontale del terreno causa il carico variabile in superficie

qs		gG	q2,s sfavorevoli	gG	q2,s favorevoli
kN/m2			kN/m2		kN/m2
6.27		1.5	9.40	0	0.00

e) tensione di progetto verticale per peso proprio tubazione

pp		gG	p3,p sfavorevoli	gG	p3,p favorevoli
kN/m2			kN/m2		kN/m2
0.75		1.3	0.98	1	0.75

f) tensione di progetto orizzontale del terreno per peso tubazione

qp		gG	q4,p sfavorevoli	gG	q4,p favorevoli
kN/m2			kN/m2		kN/m2
0.61		1.3	0.79	1	0.61

g) tensione di progetto netta orizzontale per l'equilibrio peso fluido contro terreno

qw		gG	q5,w sfavorevoli	gG	q5,w favorevoli
kN/m2			kN/m2		kN/m2

-0.56	1.3	-0.72	1	-0.56
-------	-----	-------	---	-------

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

	sfavorevoli kN/m2	favorevoli kN/m2
p1	88.76	58.61
q2	66.36	56.96
p3	0.98	0.98
q4	0.79	0.79
q5	-0.72	-0.72

4.12.11 Calcolo delle sollecitazioni flettenti di progetto nelle sezioni cardinali (sovraccarico variabile considerato sfavorevole, secondo Annex A/EN 1997-1)

Pressioni di progetto SLU

	sfavorevoli kN/m2	favorevoli kN/m2
p1	88.76	58.61
q2	66.36	56.96
p3	0.98	0.98
q4	0.79	0.79
q5	-0.72	-0.72

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

	MN-MS	MW-ME
M1	1922	-1761 N mm/mm

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

	MN-MS	MW-ME
M2	-1316	1437 N mm/mm

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

	MN-MS	MW-ME
M3	22	-22 N mm/mm

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

	MN-MS	MW-ME	
M4	-18	18	N mm/mm

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

	MN-MS	MW-ME	
M5	16	-16	N mm/mm

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

N-S	in chiave e sul fondo tubo	Mtot,NS	626	N mm/mm
W-E	sulle due sezioni meridiane	Mtot,WE	-344	N mm/mm

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:

gG	1.3
gQ	1.5
gm	1.4

N-S	in chiave e sul fondo tubo	Mtot k,NS	447	N mm/mm
W-E	sulle due sezioni meridiane	Mtot k,WE	-246	N mm/mm

Tensioni circonferenziali

Pv	29.58	kN/m	gG	1.3
Ps	4.23		gQ	1.5

sc,Ed	-3556	kN/m2
	-3.56	N/mm2

sc,k	-2540	kN/m2
	-2.54	N/mm2

4.12.12 Calcolo delle sollecitazioni flettenti di progetto nelle sezioni cardinali (sovraccarico variabile considerato favorevole, secondo Annex A/EN 1997-1)

Pressioni di progetto SLU

	favorevoli kN/m ²
p1	58.61
q2	56.96
p3	0.98
q4	0.79
q5	-0.72

Sollecitazioni flettenti M1 per pressioni p1 dovuta alle azioni del rinterro Pv

	MN-MS	MW-ME	
M1	1269	-1163	N mm/mm

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

	MN-MS	MW-ME	
M2	-1130	1234	N mm/mm

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

	MN-MS	MW-ME	
M3	22	-22	N mm/mm

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

	MN-MS	MW-ME	
M4	-18	18	N mm/mm

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

	MN-MS	MW-ME	
M5	16	-16	N mm/mm

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

N-S	in chiave e sul fondo tubo	Mtot,NS	160 N mm/mm
W-E	sulle due sezioni meridiane	Mtot,WE	50 N mm/mm

Sollecitazioni flettenti caratteristiche

Avendo applicato alle azioni e relative tensioni il solo coefficiente di sicurezza 1.35
le relative sollecitazioni flettenti caratteristiche Mk possono ricavarsi dividendole per il valore del coefficiente suddetto:

gG 1.3

N-S	in chiave e sul fondo tubo	Mtot k,NS	123 N mm/mm
W-E	sulle due sezioni meridiane	Mtot k,WE	39 N mm/mm

Tensioni circonferenziali

Pv 29.58 kN/m gG 1.3

sc,Ed -64 kN/m2
-0.06 N/mm2

sc,k -49 kN/m2
-0.05 N/mm2

4.12.13 Riepilogo massime tensioni di progetto SLU

	Punti cardinali	Mtot N mm/mm	sEd N/mm2	sc,Ed N/mm2	sc,t,max N/mm2
carico variabile presente	N-S	626	94.71	-3.56	91.15
	W-E	-344	-52.03	-3.56	-55.59
carico variabile assente	N-S	160	24.18	-0.06	24.12
	W-E	50	7.62	-0.06	7.55

sc,t,max massima tensione netta a trazione di progetto sulla parete del tubo

[1] sc,t,max 91.15 N/mm2

resistenza caratteristica snervamento del materiale della tubazione

	fyk	355 N/mm2
fattore di sicurezza parziale del materiale	gM	1.15
[2]	fyk/gM	309 N/mm2

Verifica di resistenza del materiale, senza contare la pressione di impianto

[1]<=[2]	Verificata
[2]/[1]	3.39

4.12.14 Calcolo della pressione equivalente P0 D.M. 12/12/1985

P0	1.37 N/mm2
----	------------

4.12.15 Verifica dello spessore della tubazione - Formula di Mariotte

pressione di esercizio	PE	40 m c.a
sovrap. colpo ariete D.M. 12/12/1985	DP	3 kg/cm2

pressione di esercizio	PE	0.39 N/mm2
sovrap. colpo ariete D.M. 12/12/1985	DP	0.29 N/mm2
pressione equivalente D.M. 12/12/1985	P0	1.37 N/mm2
Massima pressione di esercizio	Ptot	2.06 N/mm2

spessore tubazione di calcolo
2.0 mm

Lo spessore della condotta in progetto è pari a 6.3 mm. La verifica è pertanto soddisfatta.

4.12.16 Verifica massime deformazioni per inflessione diametrale della sezione

Dati geometrici della tubazione

modulo di elasticità normale	E0	210000 N/mm2	"breve termine"
fattore di riduzione modulo elastico normale	fR	1	
modulo di elasticità	Ef	210000 N/mm2	"lungo termine"

diametro esterno	De	609.6	mm
spessore parete tubo	s	6.3	mm
moemnto di inerzia resistente	J	20.84	mm ⁴ /mm
raggio interno utile di deflusso	ri	298.5	mm
raggio mediano del tubo	r	301.65	mm
Limite deformazioni massime a "breve termine"	Dx0,max	4	% De
	Dx0,max	24	mm
Limite deformazioni massime a "lungo termine"	Dxf,max	4	% De
	Dxf,max	24	mm

Dati geotecnici dei terreni

peso specifico di rintetto	gt	19	kN/m ³
modulo di elasticità normale del terreno di posa/scavo	E _{terr,p}	40	N/mm ²
modulo di reazione oriz.del terreno che circonda la tubazione	E'	13.8	N/mm ²
angolo di posa	a	90	°
coefficiente di appoggio	Ks	0.096	
fattore di ritardo di inflessione			
"breve termine"	fr0	1	
"lungo termine"	frf	1.5	

Dati di carico: valori caratteristici per unità di lunghezza

carico verticale del rinterro	Pv	29.58	kN/m
peso proprio della sola tubazione	Pp	0.92	kN/m
effetto dell'acqua contenuta in condotta		1.82	kN/m
effetto del sovraccarico variabile agente in superficie	Ps	4.23	kN/m

Calcolo fattori di ritardo di inflessione - Espessione di Spangler)

fattore di "breve termine"

fr0	1
valore del fattore	1.00 N/mm2

fattore di "lungo termine"

frf	1.5
valore del fattore	1.00 N/mm2

Calcolo massime deformazioni orizzontali - SLE

massima deformazione orizzontale nel "breve termine" con tubazione vuota

Dx0	3.3 mm
-----	--------

massima deformazione orizzontale nel "lungo termine" con tubazione piena

Dxf	5.0 mm
-----	--------

Verifica rispetto deformazioni massime stato limite di esercizio

[1]	Dx0/De	0.0054
[2]	Dx0,max/De	0.04
	[1]<[2]	Verificato
[3]	Dxf/De	0.0082
[4]	Dxf,max/De	0.04
	[3]<[4]	Verificato

4.12.17 Verifica all'instabilità elastica per imbozzamento delle pareti della tubazione

Massima differenza tra pressione esterna e pressione interna al tubo nel "breve termine"	Dp0	0.1	N/mm2
Massima differenza tra pressione esterna e pressione interna al tubo nel "lungo termine"	Dpf	0.02	N/mm2
Valore coefficiente di sicurezza all'instabilità elastica a "breve termine"	CS0	2.5	

Caratteristiche del materiale della tubazione

Coefficiente di Poisson	n	0.3
modulo di elasticità nel "breve termine"	E0	210000 N/mm ²
modulo di elasticità nel "lungo termine"	Ef	210000 N/mm ²
carico di snervamento	fy	309 N/mm ²

Caratteristiche geometriche della tubazione

diametro esterno	De	609.6 mm
diametro interno	Di	597 mm
spessore della parete della tubazione	s	6.3 mm
diametro medio della tubazione	Dm	603.3 mm

Caratterizzazione delle deformazioni di ovalizzazione in condizioni di esercizio

deformazione orizzontale nel "breve termine" considerando la tubazione vuota

D_{x0}/D_e	0.0054
D_{x0}	3.3 mm
DF_{m0}	3.3 mm

deformazione orizzontale nel "lungo termine"

D_{xf}/D_e	0.0082
D_{xf}	5.0 mm
DF_{mf}	5.0 mm

Calcolo della pressione critica di Eulero

valore nel "breve termine"	pCR0	0.53 N/mm ²
----------------------------	------	------------------------

valore nel "lungo termine"	pCRf	0.53	N/mm2
----------------------------	------	------	-------

Calcolo della tensione critica reale di Timoshenko

valore nel "breve termine"		3.6920	
	p*CR0	0.49	N/mm2

valore nel "lungo termine"		4.3734	
	p*CRf	0.41	N/mm2

Calcolo della tensione di compressione critica

valore nel "breve termine"	sCR0	23.29	N/mm2
----------------------------	------	-------	-------

valore nel "lungo termine"	sCRf	19.25	N/mm2
----------------------------	------	-------	-------

Calcolo della componente circonferenziale di compressione per carichi esterni

carichi esterni

Pv	29.58	kN/m
----	-------	------

Ps	4.23	kN/m
----	------	------

sc	2683	kN/m2
	2.68	N/mm2

Calcolo della componente circonferenziale di compressione dovuta alla differenza di pressione Dp tra esterno e interno della tubazione

valore nel "breve termine" della componente di compressione	4.74	N/mm2
---	------	-------

valore nel "lungo termine" della componente di compressione	0.95	N/mm2
---	------	-------

Verifica di instabilità elastica

Esito nel "breve termine"	7.42 N/mm ²
	3.14 Verificato
Esito nel "lungo termine"	3.63 N/mm ²
	5.30 Verificato

4.12.18 Verifica all'instabilità elastica per imbozzamento delle pareti della tubazione - Norma ANSI-AWWAC950/88

carico critico che provoca la deformazione a due lobi	pcr	0.48	N/m m ²
forza critica per unità di lunghezza che determina instabilità elastica	Pcr	291.5 5	N

Calcolo della pressione ammissibile di buckling

fattore di progettazione	FS	2.5		
altezza della falda sopra la generatrice superiore del tubo	Hw	1.00	m	100 cm
altezza del rinterro	H	1.50	m	150 cm
fattore di spinta idrostatica della falda eventualmente presente	Rw	0.78		
coefficiente empirico di supporto elastico adimensionale	B'	1.000		
modulo di reazione oriz.del terreno che circonda la tubazione	E'	13.8	N/m m ²	1380 N/cm ²
rigidità anulare della tubazione	RG	0.020	N/m m ²	1.99 N/cm ²
pressione ammissibile di buckling	qa	104.8 1.05	N/cm 2 N/m m ²	

Verifica caso di depressione interna a causa di transitori

peso specifico dell'acqua	gw	9.81	kN/m 3	0.00 981 N/cm ³
---------------------------	----	------	-----------	-------------------------------

depressione interna (pressione atmosferica meno pressione assoluta interna)	Dp	0.1	N/m m2	10	N/cm2
carico verticale del rinterro sulla generatrice superiore del tubo	Pv	29.58	kN/m	296	N/cm
diametro esterno tubazione	De	60.96	cm		
risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati		14.77	N/cm 2 N/m 0.15 m2		Verificata

Verifica caso di depressione interna in presenza di sovraccarichi mobili

carico lineare globale dei carichi mobili sulla parte superiore del tubo	Ps	4.23	kN/m	42	N/cm
risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati		5.46	N/cm 2 N/m 0.05 m2		Verificata

Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale

fattore di ritardo d'inflessione	De	2			
carico verticale del rinterro sulla generatrice superiore del tubo	Pv	296	N/cm		
carico lineare globale dei carichi mobili sulla parte superiore del tubo	Ps	42	N/cm		
coefficiente d'inflessione	Kx	0.103			
raggio medio del tubo	r	30.16	5 cm		
modulo elasticità tubo	Et	21000	000		
momento di inerzia J della parete di tubo di altezza pari allo spessore	J	0.020	cm4 8 cm		
modulo di reazione oriz.del terreno che circonda la tubazione	Es	1380	N/cm 2		

parametri di calcolo inflessione massima
caratteristica

Ka	0.75
Da	0

inflessione verticale
del tubo

Dy	0.8 cm
	8 mm

Dy/ De	1.4 %
-----------	-------

*Calcolo e verifica della sollecitazione
massima di flessione*

rigidità anulare della
tubazione

RG	19928 N/m ²
----	------------------------

fattore di
forma

Df	5.5
----	-----

tensione dovuta alla deflessione
diametrale

s	16168 N/cm ²
	162 N/m ²

La tensione è inferiore a quella
di snervamento

fyk/ s	1.91
-----------	------

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

pressione interna
massima

PE	0.29 N/m ²
----	-----------------------

tensione dovuta alla deflessione
diametrale

s	162 N/m ²
---	----------------------

Sollecitazione massima
risultante

sc	176 N/m ²
----	----------------------

La tensione è inferiore a quella
di snervamento

fyk/ sc	1.75
------------	------

4.12.19 Riepilogo delle caratteristiche geometriche della condotta

Le caratteristiche geometriche della tubazione in acciaio L355 sono riepilogate nella tabella seguente:

Progressiva		Diametro esterno	spessore	Diametro interno
Da	A	[mm]	[mm]	[mm]
0.00	+0.860	609.6	6.3	597.0

5 SISTEMI DI PROTEZIONE DALLA CORROSIONE

A garanzia di un'efficace protezione e durabilità della condotta di adduzione contro fenomeni di corrosione chimica è prevista una protezione catodica, con la creazione di circuiti elettrici di corrente continua stabiliti per portare il potenziale della tubazione ad un valore tale che non siano possibili fenomeni corrosivi.

L'impianto di protezione catodica sarà costituito dai seguenti componenti principali:

- un alimentatore e dispositivi di protezione elettrica con grado di protezione IP44 (CEI EN 60529) contenuti in un armadio esterno;
- i dispositivi di protezione elettrica e da sovratensione sulla linea di alimentazione prevista in c.a. 220 V saranno montati in un'apposita cassetta stagna con grado di protezione IP55 e comprenderanno:
 - un interruttore magnetotermico con differenziale con potere d'interruzione nominale 6 kA (CEI EN 60898);
 - uno scaricatore di sovratensione bipolare in classe di protezione II avente una tensione massima d'esercizio di 275 Vac/350Vdc;
 - due scaricatori di sovratensione con tensione di isolamento 75 Vdc collegati in modo differenziale;
- tutte le apparecchiature saranno collegate a un impianto di terra composto da due picchetti in profilato di acciaio zincato a caldo, con le seguenti dimensioni minime: dimensione trasversale 50 mm, spessore 5 mm, lunghezza 1 m. La distanza di interrimento tra i picchetti sarà di almeno 2 metri. I due dispersori saranno collegati con corda di rame nuda avente la sezione pari a 35 mm²;
- un alimentatore di protezione catodica telecomprendibile 8A - 50V in tecnologia switching.

L'alimentatore sarà del tipo a regolazione automatica, con tre modalità di funzionamento:

- a corrente costante;
 - a potenziale costante;
 - a potenziale costante con corrente di base.
- il dispersore di corrente sarà di tipo verticale profondo e sarà costituito da:
 - N° 8 barre tonde lavorate, di diametro 70mm, aventi una lunghezza di 6 m ciascuna. Le barre saranno collegate tra di loro mediante un apposito dispositivo di innesto;
 - N° 3 barre tonde lavorate, di diametro 70 mm, aventi una lunghezza di un metro. Ciascuna barra sarà provvista del cavo di alimentazione che sarà fissato mediante saldatura o sistema equivalente. In corrispondenza delle saldature le barre saranno isolate mediante l'applicazione di una guaina termo-restringente;
 - È previsto un tubo di sfiato per l'esalazione dei gas prodotti dalla reazione anodica.
 - sono previsti due giunti isolanti DN600 PN16.

Per le caratteristiche dei restanti componenti di dettaglio dell'impianto si rimanda alla descrizione di capitolato e di elenco prezzi.

6 CALCOLO DEI SISTEMI DI ANCORAGGIO DELLA CONDOTTA

I blocchi di ancoraggio della condotta, previsti a tipologia portante, consentono di assorbire la spinta idrostatica che si verifica sul piano orizzontale e verticale in relazione alle varie situazioni di carico che possono verificarsi relative a differenti angoli di curvatura della condotta medesima.

I blocchi sono stati dimensionati suddividendoli per classi tipologiche individuate in funzione dell'angolo al centro della curva e del carico idrostatico agente. Essi saranno realizzati con calcestruzzo avente le seguenti caratteristiche tecniche:

- calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1)
- classe di esposizione e durabilità: XC2
- rapporto (a/c) max: 0,50;
- classe minima di resistenza caratteristica a compressione C25/30 – Rck 30 N/mm²;
- classe di consistenza: S3;
- contenuto minimo di cemento: 350 kg/m³;
- Dmax dell'aggregato: 32 mm;
- copriferro minimo nominale: 5 cm;
- la resistenza alla penetrazione all'acqua (come da norme ISO 7031) deve essere:

$$R_{pmax} < 50 \text{ min}; R_{pmed} < 20 \text{ min}$$

I blocchi di ancoraggio in progetto dal punto di vista dimensionale sono stati rappresentati secondo lo schema generale riportato in Fig. 4.

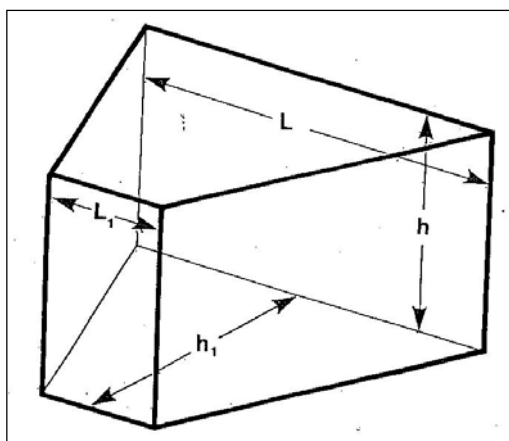


Figura 4 – Schema tipo del blocco di ancoraggio

Nelle Figg. 5 e 6 sono, invece, indicati gli schemi tipologici dei blocchi previsti in progetto:

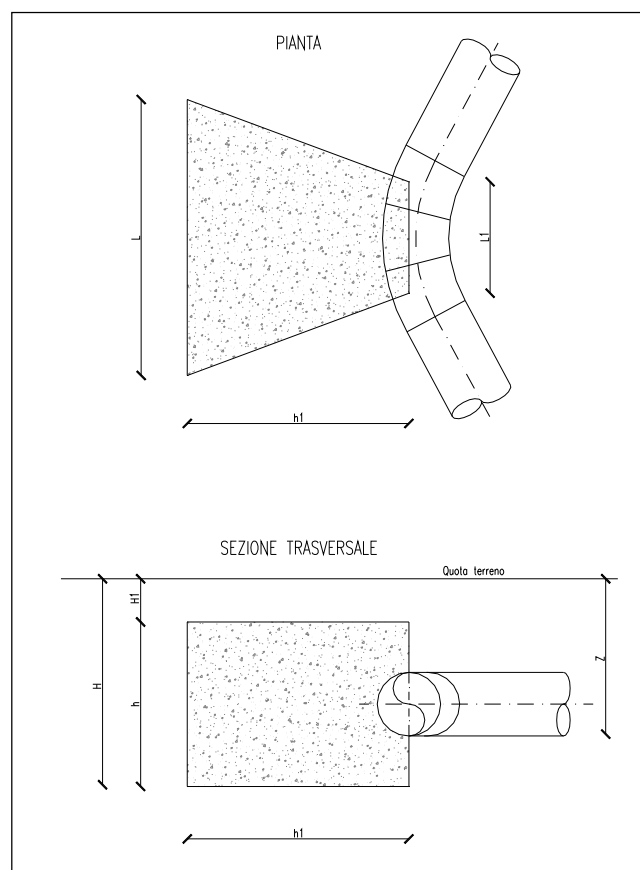


Figura 5 – Schema tipo del blocco di ancoraggio orizzontale

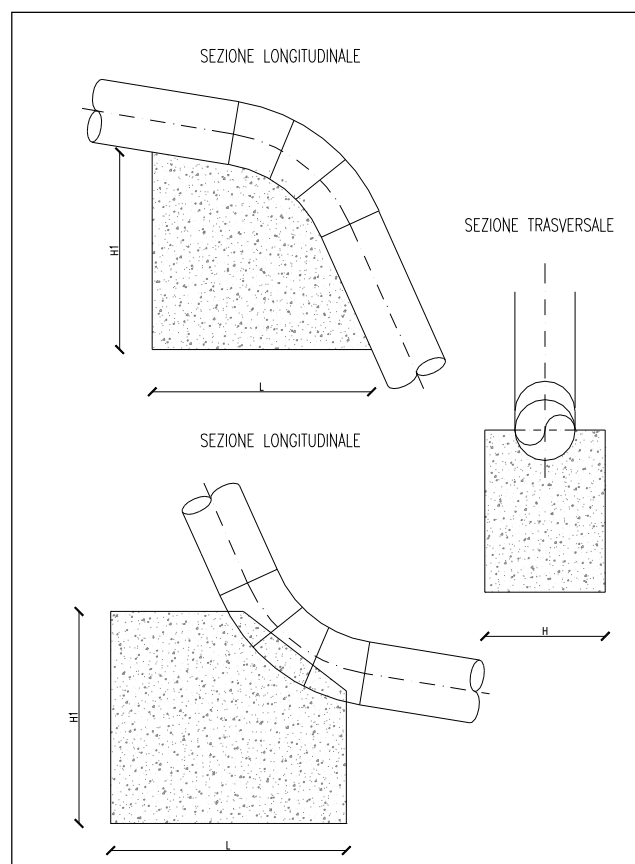


Figura 6 – Schema tipo del blocco di ancoraggio verticale

6.1 Criteri di dimensionamento dei blocchi

Ai fini del dimensionamento e della verifica a stabilità dei blocchi d'ancoraggio in progetto deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$R < S_p + \omega \times G$$

dove:

R = spinta risultante trasferita al blocco determinata dalla condotta in pressione

S_p = spinta passiva resistente del terreno a tergo del blocco

G = peso proprio del blocco d'ancoraggio

ω = coefficiente di attrito calcestruzzo blocco – terreno

Il valore della risultante della spinta sulla condotta e, quindi, trasferita al blocco è ottenuta dalle seguenti formule:

$$R = 2P \sin \frac{\alpha}{2};$$

$$P = p \cdot \frac{\pi}{4} DN^2$$

dove:

α = angolo di deviazione dei due tronchi rettilinei di tubazione contigui

P = spinta parallela all'asse del tubo

p = pressione di prova, 1,5 pressione di esercizio

In ragione delle caratteristiche geometriche dei blocchi si è assunto coincidente il punto di applicazione della risultante R e del peso G del blocco.

La composizione delle forze agenti consente di definire il valore della risultante complessiva (R + G) delle azioni, secondo la seguente relazione:

$$(R + G) = \sqrt{R^2 + G^2}$$

L'inclinazione della risultante è pari a:

$$\alpha = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{R}{G} \right)$$

La spinta passiva Sp è, invece, quella che si determina lateralmente in uno scavo verticale allorché viene realizzato un manufatto che tende a comprimere la parete verticale dello scavo stesso.

Tale spinta, propriamente, dovrà, quindi, intendersi come azione di resistenza e di contrasto del terreno, determinabile mediante la teoria di Rankine, secondo le seguenti ipotesi:

- superficie di scorrimento di forma piana;
- attrito calcestruzzo – suolo nullo, cioè assenza di tensioni tangenziali di contrasto fra blocco di ancoraggio – terreno e applicazione della spinta passiva perpendicolarmente alla struttura (Fig. 7).

Con queste considerazioni si ammette che la propagazione della rottura avvenga contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento e la rottura sia indipendente dalla deformazione del terreno poiché la resistenza di quest'ultimo dipende esclusivamente dai parametri di coesione e dall'angolo di attrito interno assunti costanti e caratteristici dello stato rigido plastico perfetto considerato.

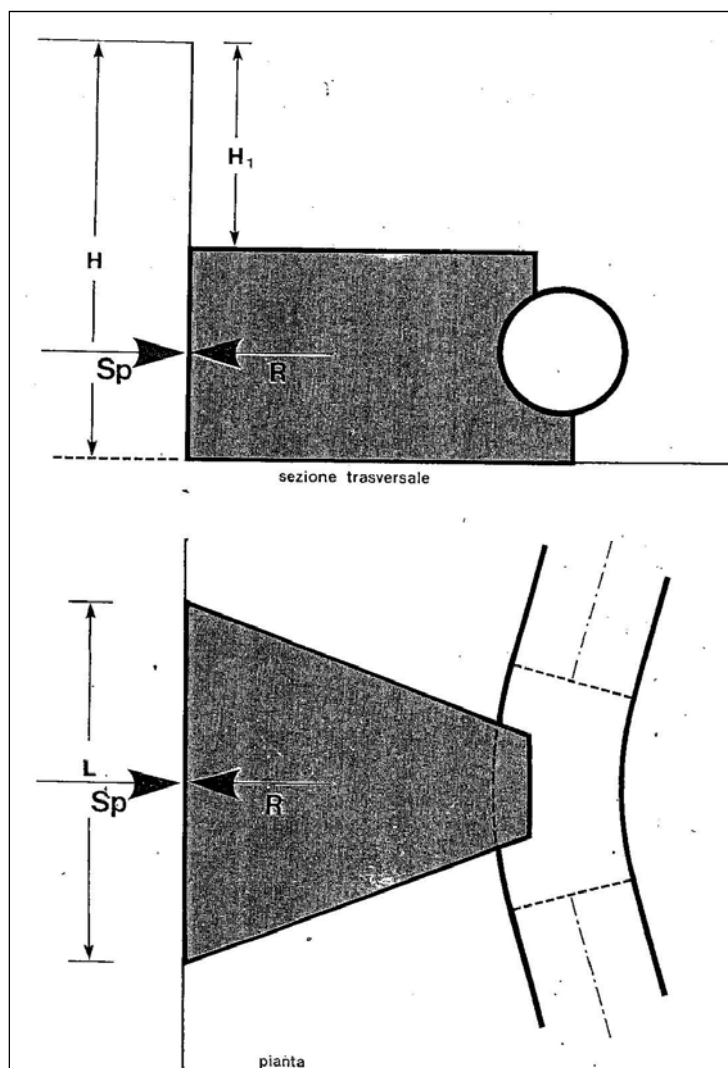


Figura 7 – Schema di calcolo della spinta passiva delle terre

Il contrasto fornito dal terreno (spinta passiva S_p) si ottiene, pertanto, per mezzo del calcolo della risultante:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot (y^2 - y_1^2) \cdot L \cdot k_p + 2c \cdot (y - y_1) \cdot L \cdot \sqrt{k_p}$$

dove:

y = profondità di posa del blocco misurata dal piano di reinterro finale

y_1 = differenza di quota tra il piano di reinterro finale e la sommità del blocco d'ancoraggio

L = lunghezza in pianta del blocco d'ancoraggio

k_p = coefficiente di spinta passiva, pari a 3,0

6.2 Dimensionamento dei blocchi

Il dimensionamento è stato sviluppato calcolando il valore della risultante della spinta trasferita al blocco dovuto all'azione della pressione di esercizio massima, 40 m c.a., cautelativamente incrementata, di circa il 10%, al valore di 45 m c.a.

Il terreno in sito è stato caratterizzato considerando i seguenti cautelativi valori geotecnici di riferimento:

- $\gamma' = 19 \text{ kN/m}^3$
- $c' = 5 \text{ kPa}$
- $\phi' = 27^\circ$

6.2.1 Calcolo della spinta sul blocco di ancoraggio per un tronco curvo a giacitura orizzontale

La spinta è calcolata al variare dell'angolo di curvatura ϑ . Il raggio di curvatura r dell'asse del tronco di condotta curva è pari a 8 m. La velocità media di trasporto è pari a 0.71 m/s mentre la pressione di progetto è di 4.4 bar (45 m c.a.).

Calcolo della spinta sul terreno di fondazione

1. *Calcolo della lunghezza del volume di controllo del tronco curvo di condotta lungo l'asse*

$$L_{vc} = r\vartheta + 2D$$

Angolo di curvatura ϑ [°]	L_{vc} [m]
15	3.3
30	5.4
45	7.5
60	9.6
90	13.8

2. *Calcolo del modulo della risultante delle spinte del fluido sulle pareti interne della tubazione e quindi scaricata sul terreno di fondazione*

$$S = \gamma H A 2 \sin \frac{\vartheta}{2}$$

Angolo di curvatura ϑ [°]	S [kN]
15	32
30	64
45	95
60	124
90	175

3. *Peso proprio del blocco di cemento*

Il peso del blocco è calcolato determinando il volume del blocco in forma standardizzata prefissando le sue dimensioni geometriche con rapporti costanti rispetto al lato maggiore L.

Chiamando:

- L il lato maggiore del trapezio di base, corrispondente alla larghezza maggiore del blocco
- L_1 il lato minore del trapezio di base, corrispondente alla larghezza minore
- h l'altezza del blocco
- h_1 l'altezza del trapezio di base, corrispondente alla profondità del blocco

i rapporti sono fissati nel modo seguente:

- lato minore del trapezio di base

$$L_1 = \frac{2}{5} L$$

- altezza del blocco

$$h = \frac{3}{5} L$$

- altezza del trapezio di base

$$h_1 = \frac{4}{5} L$$

Definite le grandezze geometriche è possibile calcolare il volume V del blocco in funzione del lato maggiore del trapezio di base:

$$V = 0.336 L^3$$

Al volume V occorre dedurre il volume occupato dalla condotta parzialmente inglobata:

$$V_{cpi} = \frac{1}{2} A L_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{\pi D_e^2}{4} \right) \frac{2}{5} L = \frac{\pi D_e^2}{4} \frac{L}{5} = 0.06 L$$

Il peso proprio del blocco G_b sarà quindi determinabile on la relazione:

$$G_b = \gamma_{cls} (V - V_{cpi}) = \gamma_{cls} (0.336 L^3 - 0.06L)$$

avendo assunto il valore del peso specifico del calcestruzzo pari a 24.5 kN/m^3 .

4. *Peso proprio della condotta*

La tubazione in acciaio DN600 con spessore di parete di 6.3 mm ha un peso teorico lineare di circa 93.7 kg/m , il peso proprio della tubazione vuota è quindi pari a: $G_T = 1 \text{ kN/m}$.

5. *Peso proprio del volume fluido all'interno del volume di controllo*

Il volume di controllo è dato dal prodotto della lunghezza L_{vc} moltiplicato il valore dell'area interna della sezione della tubazione

Angolo di curvatura ϑ [°]	L_{vc} [m]	Volume di controllo [m³]	Peso del volume di controllo G_w [kN]
15	3.3	0.9	9.1
30	5.4	1.5	14.9
45	7.5	2.1	20.6
60	9.6	2.7	26.4
90	13.8	3.9	37.9

6. *Forza di attrito orizzontale agente sulla superficie di appoggio del blocco di ancoraggio con il fondo scavo*

La forza di attrito orizzontale T è dovuta essenzialmente a tutti i pesi propri tranne, per sicurezza, il peso proprio dello strato di terreno di ricoprimento sull'estradosso del blocco di calcestruzzo. La somma delle predette forze andrà moltiplicata per il coefficiente di attrito μ .

L'angolo di attrito calcestruzzo-suolo, che esprime il coefficiente moltiplicativo della sommatoria delle forze verticali agenti, assume il valore proposto da Jaky:

$$\delta = 0.9 \varphi$$

Essendo $\varphi = 27^\circ$, introducendo il coefficiente parziale $\gamma_\varphi = 1.25$ (Tab. 6.2.II Decreto 17/01/20018) si ottiene può calcolare il coefficiente di attrito:

$$\mu = \frac{\tan \delta}{1.25} = 0.361$$

La forza T risulta calcolabile con la seguente espressione:

$$T = \mu(G_B + G_T + G_W)$$

7. *Calcolo della risultante della spinta passiva netta del terreno $\Delta S_{P/A}$*

La spinta $\Delta S_{P/A}$ è la spinta passiva depurata della spinta attiva agente dall'altro lato del blocco di ancoraggio e di verso opposto alla spinta passiva lungo l'orizzontale.

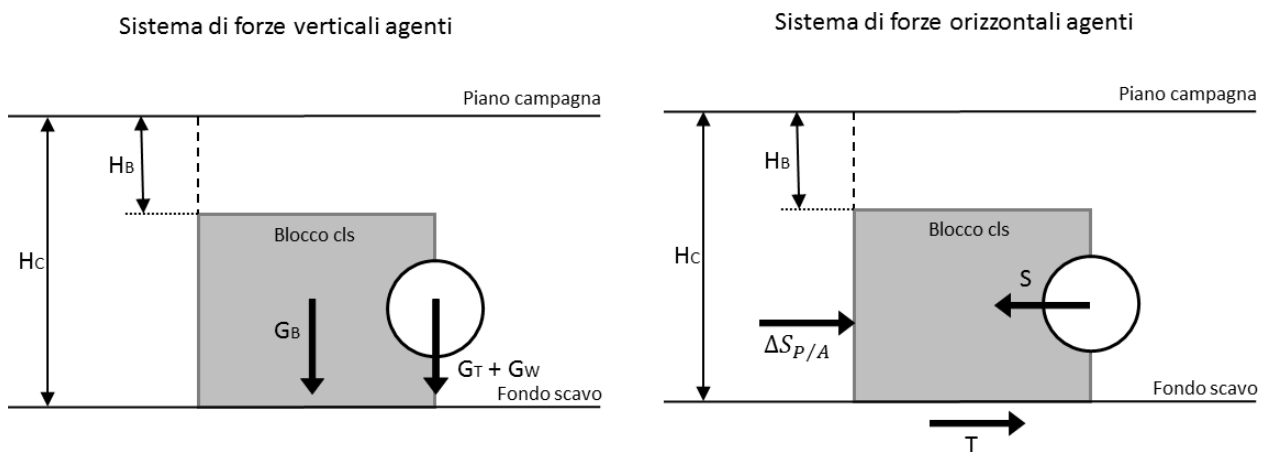


Figura 4 - Schema delle forze agenti sul blocco di ancoraggio

$$\Delta S_{P/A} = \frac{1}{2} \gamma_t (K_p - K_a) (H_C^2 - H_B^2) L$$

dove i coefficienti di spinta K_p e K_a sono calcolati con le usuali formule:

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = 2.213$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.452$$

I valori di K_a e K_p sono stati calcolati applicando il coefficiente di sicurezza sull'angolo di attrito al taglio pari a 1.25.

8. Parametri di calcolo, valori caratteristici e coefficienti parziali di sicurezza

Le azioni saranno calcolate in base alle formulazioni enunciate nei punti precedenti.

Le azioni sono espresse in funzione dei parametri dimensionali L , H_c e H_B e saranno calcolate mediante un procedimento di analisi numerica volto alla ricerca della soluzione di ottimo.

La soluzione numerica avrà come vincoli esterni il soddisfacimento dei criteri di verifica esplicitati nei punti successivi.

I coefficienti parziali di sicurezza assunti per le azioni, secondo EN 1997-1, Annex A (Tabelle A.3, A.4 e A.13), Set A2-M2-R2 sono:

- Tab. A3: $\gamma_{G, fav} = \gamma_{G, sfav} = 1.0$
- Tab. A4: $\gamma_{\varphi'} = \gamma_{G, sfav} = 1.25$
- Tab. A13: $\gamma_{R;e} = 1.0$

9. Verifica a slittamento del blocco

La verifica di resistenza a slittamento del blocco, secondo quanto riportato al punto 6.5.3 della EN 1997-1, deve soddisfare la disuguaglianza:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d}$$

dove $R_{p,d}$ è lazione risultate orizzontale dele spinte del terreno sulle superfici laterali del blocco che si oppone allo scorrimento assieme all'azione attritiva R_d che agisce sulla superficie di appoggio, e H_d è il massimo valore di progetto della componente orizzontale della spinta idraulica dovuta al cambio di direzione planimetrica dell'asse della condotta. In particolare, al punto 6.5.3(10) non deve essere considerato l'effetto resistente dovuto alla coesione.

Il valore del coefficiente parziale di sicurezza adottato è pari a 1.1.

10. Verifica di capacità portante del terreno di fondazione

Si considera la situazione geometrica di blocco di ancoraggio immerso completamente nel terreno di fondazione considerato saturo (Fig. 4).

La formula applicata per il calcolo della capacità portate è la seguente:

$$q_{lim,t} = \frac{1}{2}(\gamma_t - \gamma_w)BN_\gamma s_\gamma + c'N_c + (\gamma_t - \gamma_w)Z_b(N_q - 1)$$

I fattori di capacità portante in funzione dell'angolo di resistenza al taglio assumono i valori desunti dalla teoria di Vesic.

Il fattore N_γ è penalizzato con un fattore di forma s_γ dell'impronta di fondazione del blocco calcolato come:

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Il valore del coefficiente parziale di sicurezza adottato è pari a 1.4 (Tab. A.5 Annex A EN 1997-1).

11. Verifica di resistenza allo schiacciamento del calcestruzzo del blocco

La verifica di resistenza è stata condotta sulla sezione di contatto blocco-condotta di area pari al prodotto della lunghezza del lato minore L_1 per il diametro esterno della condotta.

Il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_Q adottato è pari a 1.5.

Deve risultare verificata la seguente relazione:

$$\sigma_c = \frac{\gamma_Q S}{L_1 D_e} < f_{cd}$$

La classe minima di resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo previsto per la realizzazione dei blocchi è la classe C25/30; la corrispondente resistenza di calcolo a compressione assume il valore di 14.17 MPa.

12. Risultati dei calcoli

Nelle seguenti tabelle sono riepilogati i passi di calcolo effettuati per il dimensionamento dei blocchi.

- Calcolo delle forze agenti

Angolo di curvatura [°]	$\Delta S_{P/A}$ [kN]	G_B [kN]	G_T [kN]	G_W [kN]	T [kN]	$\Delta S_{P/A} + T$ [kN]	S [kN]
15	266.5	31.4	3.3	9.1	15.8	282.4	42
30	83.2	31.4	5.4	14.9	18.6	101.8	83
45	123.0	84.4	7.5	20.6	40.6	163.6	123
60	160.7	84.4	9.6	26.4	43.5	204.1	161
90	227.2	84.4	13.8	37.9	49.1	276.4	227

- Risultati delle verifiche

Angolo di curvatura [°]	Verifica a scorrimento [---]	Verifica schiacciamento calcestruzzo		Verifica capacità portante terreno fondazione				
		σ_c [N/mm ²]	f_{cd}/σ_c [---]	B	$q_{lim,t}$ [kN/m ²]	$q_{lim,d}$ [kN/m ²]	E_d [kN/m ²]	$q_{lim,d}/E_d$ [---]
15	6.73	0.17	82.3	1.10	162.32	115.94	30.61	3.79
30	1.22	0.34	41.5	1.10	143.67	102.62	36.10	2.84
45	1.33	0.34	42.1	1.55	133.30	95.22	40.33	2.36
60	1.27	0.44	32.2	1.55	133.30	95.22	43.14	2.21
90	1.22	0.62	22.8	1.55	133.30	95.22	48.77	1.95

Le verifiche a scorrimento, di schiacciamento del calcestruzzo e di capacità portante del terreno di fondazione risultano essere soddisfatte.

Di seguito si riportano i risultati delle elaborazioni che hanno consentito di definire le dimensioni geometriche dei blocchi nel rispetto dei vincoli al calcolo dimensionale rappresentati dal superamento delle verifiche.

- Dimensioni dei blocchi

Nella seguente tabella sono riportate le dimensioni dei blocchi per vari angoli di deviazione planimetrica dell'asse della condotta nel caso di carico massimo agente di 45 m c.a.

Angolo di curvatura [°]	L [m]	L ₁ [m]	h [m]	h ₁ [m]	A [m ²]	V [m ³]
15	1.60	0.60	1.00	1.30	1.43	1.43
30	1.60	0.60	1.00	1.30	1.43	1.43
45	2.20	0.90	1.30	1.80	2.79	3.63
60	2.20	0.90	1.30	1.80	2.79	3.63
90	2.20	0.90	1.30	1.80	2.79	3.63

Le grandezze riportate in tabella assumono rispettivamente il seguente significato:

- L larghezza maggiore del blocco
- L₁ larghezza minore del blocco
- h altezza del blocco
- h₁ altezza del trapezio di base, corrispondente alla profondità del blocco
- A area della sezione di base del blocco
- V volume del blocco

7 DIMENSIONAMENTO DEGLI SFIATI

L'aria potrebbe entrare nel circuito dell'acqua, sotto forma di emulsione, dalla bocca di derivazione più superficiale dove la pressione è prossima alla pressione atmosferica; è trasportata sotto forma di bolle o disciolta nell'acqua e se la pressione di quest'ultima aumenta, aumenta proporzionalmente la solubilità dell'aria nell'acqua. L'aria trasportata dall'acqua va a concentrarsi nei punti alti della condotta se non è prima separata nelle tubazioni. Nei punti alti (quindi ad una pressione inferiore), all'aria trasportata si aggiunge quella degasata dall'acqua; anche la perdita di carico fa cadere la pressione nella condotta, provocando il degasaggio dell'aria disciolta.

La letteratura tecnica è d'accordo nello stimare intorno al 2% della portata d'acqua il volume d'aria da eliminare su una condotta idrica. In conseguenza di cali di pressione, e aumenti di temperatura, questa percentuale diminuisce e quindi avremo una produzione costante d'aria libera che si propaga nelle condotte di pressione.

L'origine dell'aria nelle condotte è dovuta sostanzialmente a due cause:

1) cause accidentali:

- messa in servizio di una condotta nuova;
- riattivazione di una condotta già posata;
- riempimento di una condotta parzialmente vuota (dopo una riparazione).

2) cause di utilizzo:

- aria aspirata nella condotta dalla vasca di carico in testa;
- aria che entra dalle guarnizioni dei giunti;
- aspirazione d'aria in emulsione nell'acqua di un bacino, questa emulsione viene provocata dal movimento stesso dell'acqua.

Normalmente l'aria deve entrare o uscire dalla condotta a seconda delle condizioni di utilizzo:

1) l'aria deve uscire:

- all'attivazione della condotta.

2) l'aria deve entrare:

- quando vi è una rottura della condotta con fuoriuscita d'acqua (rottura causata da scavi attigui, smottamento o assestamento del terreno);
- apertura accidentale della saracinesca a valle durante lo svuotamento della condotta.

La presenza d'aria in una condotta compromette il funzionamento dell'impianto e causa danni a volte irreparabili:

- interruzione totale o parziale della portata a causa di una sacca d'aria in un punto alto,

- colpi d'ariete dovuti all'espansione della bolla d'aria o alla sua migrazione lungo la condotta.

Se alcune perturbazioni originano solamente leggere anomalie di funzionamento, i colpi d'ariete possono provocare rotture alle condotte o alle apparecchiature.

Nel caso specifico, la condotta in pressione ha un tratto in discesa con un breve tratto in salita in salita con la presenza di punti convessi dove l'aria trasportata potrebbe accumularsi. Risulta quindi indispensabile inserire degli sfiati distribuiti con criterio lungo la condotta.

Gli sfiati previsti sono di tre tipologie:

- *sfiato a due funzioni:*

le funzioni di questo sfiato sono: l'evacuazione dell'aria in fase di riempimento della condotta ed il rientro dell'aria in fase di svuotamento.

- *sfiato a tre funzioni:*

Le tre funzioni di questo tipo di sfiato sono:

- uscita di grandi volumi d'aria
in fase di riempimento della condotta è necessario far uscire tanta aria quanta è l'acqua che entra;
- degasaggio continuo dell'aria in pressione:
durante l'esercizio, l'aria all'interno della condotta si accumula nella parte alta dello sfiato, si comprime ed arriva alla stessa pressione dell'acqua; aumentando di volume spinge il galleggiante verso il basso permettendo il degasaggio attraverso il boccaglio;
- ingresso di grandi volumi d'aria
in caso di svuotamento o di rottura della condotta è necessario richiamare tanta aria quanta è l'acqua che esce per evitare la messa in depressione della stessa.
- *sfiato a tre funzioni anticolpo d'ariete:*

Lo sfiato garantisce il degasaggio in pressione dell'aria durante l'esercizio, il rientro di grandi volumi d'aria in occasione di svuotamento delle condotte e l'uscita a velocità controllata dell'aria durante la fase di riempimento per evitare il rischio di colpo d'ariete

Le tre funzioni di questo tipo di sfiato sono:

- uscita d'aria controllata:
durante l'uscita dell'aria il sistema anti colpo d'ariete, diminuendo il deflusso dell'aria agendo su orifizi regolabili, riduce la velocità della colonna d'acqua in arrivo in modo da evitare rapide chiusure dello sfiato con conseguenti sovrappressioni e rischio di colpo d'ariete;

- degasaggio continuo dell'aria in pressione:
durante l'esercizio, l'aria all'interno della condotta si accumula nella parte alta dello sfiato, si comprime ed arriva alla stessa pressione dell'acqua; aumentando di volume spinge il galleggiante verso il basso permettendo il degasaggio attraverso il boccaglio;
- ingresso di grandi volumi d'aria
in caso di svuotamento o di rottura della condotta è necessario richiamare tanta aria quanta è l'acqua che esce per evitare la messa in depressione della stessa.

La dimensione degli sfiati è determinata dalla portata della condotta, in quanto il volume d'acqua che si sposta deve corrispondere ad un eguale volume d'aria, misurato però alla pressione atmosferica. Il diametro dello sfiato è sempre molto inferiore a quello della condotta, per cui, immettendo acqua si genera una sovrappressione d'aria e, inversamente, scaricando acqua, si genera una depressione nella condotta.

7.1 Degasaggio

Si assume che la quantità d'aria che entra in condotta o che si libera al variare della pressione nella condotta sia pari al 2% della portata liquida di progetto, pari a $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$.

Il rilascio dell'aria dalla valvola di sfiato avviene con il valore della pressione calcolata in corrispondenza dell'ubicazione della valvola applicando l'equazione per il calcolo della portata d'aria attraverso l'orifizio della valvola valida per fluidi compressibili in condizioni adiabatiche ossia non avviene scambio di calore con l'ambiente esterno.

Nel caso in cui il rilascio d'aria avvenga per valori di pressione superiori a 1.9 volte la pressione all'uscita, ossia quella atmosferica nel caso di progetto analizzando, il flusso attraverso l'orifizio sarà di tipo sonico. La pressione all'uscita assume quindi il valore della pressione atmosferica pari a 101 kPa, quindi se il valore di pressione immediatamente a monte della valvola eccede il valore di 191.9 kPa (1.9 bar) il flusso sarà sonico (ASME).

Nelle condizioni di flusso sonico la velocità dell'aria è limitata dalla velocità del suono provocando una riduzione della portata d'aria rilasciata all'efflusso per pressioni più elevate.

La procedura di calcolo per determinare le dimensioni dell'orifizio della valvola di sfiato consente di verificare la capacità di degasaggio della valvola di sfiato per le varie condizioni di pressione che si possono determinare lungo il tracciato della condotta.

Il metodo per la determinazione delle dimensioni dell'orifizio consta dei seguenti passi:

- 1) La portata di progetto massima della condotta è pari a $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$ che corrispondono a 424 cfm (piedi cubici al minuto);
- 2) La portata di degasaggio si assume pari al 2% del valore della portata di progetto espressa in piedi cubici al minuto standard (a 15°C e 0 bar) ossia: circa 10 scfm (5 l/s);
- 3) La pressione di esercizio massima che si può sviluppare lungo il tracciato della condotta è pari a:

- $3.92 \text{ bar} = 40 \text{ m c.a.} = 56.9 \text{ psi}$

- 4) L'equazione della portata d'aria in condizioni soniche nell'ipotesi di trasformazione adiabatica permette di stabilire il diametro dell'orifizio della valvola di sfiato.

Nel caso in cui le caratteristiche della valvola di sfiato espresse dalla portata gassosa in funzione della pressione di esercizio non fossero soddisfatte dai prodotti standard sarà possibile installare sul tronchetto di derivazione, avente un diametro almeno pari a 250 mm, una o più valvole di sfiato in modo tale da soddisfare i valori di portata richiesti.

L'equazione della portata gassosa in condizioni di fluido compressibile in condizioni adiabatiche e nella condizione di flusso sonico è la seguente:

$$Q = 678 \cdot Y \cdot d^2 \cdot C_d \cdot \sqrt{\frac{\Delta P \cdot P_1}{T \cdot S_g}}$$

dove:

Q è la portata gassosa espressa in scfm

Y è il coefficiente di espansione della portata d'aria che assume il valore 0.71

d è il diametro dell'orifizio di efflusso dello sfiato espresso in in

C_d è il coefficiente di efflusso della portata gassosa pari a 0.7

ΔP è il valore della pressione differenziale che in condizioni soniche è pari a $0.47 \cdot P_1$

P_1 è la pressione assoluta in corrispondenza della valvola di sfiato espressa in psia (pressione in condotta + 140.7 psi)

T è la temperatura dell'acqua in corrispondenza della valvola espressa in gradi Rankine

S_g è la gravità specifica che esprime il valore del rapporto tra la densità di un gas rispetto ad uno di riferimento (l'aria), in questo caso assume il valore 1.0

Dall'equazione della portata gassosa in condizioni di fluido compressibile in condizioni adiabatiche e nella condizione di flusso sonico assume è possibile quindi determinare il diametro dell'orifizio di efflusso dello sfiato:

$$Q = 678 \cdot 0.71 \cdot d^2 \cdot 0.7 \cdot \sqrt{\frac{0.47 \cdot P_1^2}{518.67 \cdot 1}}$$

La temperatura dell'acqua è considerata pari a 15°C che corrispondono a 518.67 °R.

Riaggiustando i termini l'equazione può essere riscritta come:

$$Q = 10.144 \cdot d^2 \cdot P_1$$

essendo noto il valore Q della portata gassosa (10 scfm) e della pressione assoluta P_1 in corrispondenza della valvola è possibile calcolare il corrispondente valore del diametro dell'orifizio dello sfiato:

Pressione P_1		Diametro orifizio	
[psia]	[m c.a.]	[in]	[mm]
56.9	40	0.13	3.3

7.2 Riempimento della condotta

Nella fase di riempimento iniziale della condotta l'aria deve essere evacuata con una portata volumetrica avente un valore pari a quello corrispondente alla portata liquida in ingresso.

La pratica tecnica suggerisce che il riempimento della condotta avvenga progressivamente con una portata costante avente una velocità in condotta tale da non provocare fenomeni di moto vario lungo lo sviluppo della condotta. Il valore della velocità di riempimento suggerito dalla letteratura tecnica è pari a circa 0.3 m/s. La corrispondente portata, nell'ipotesi di deflusso a sezione piena, è pari a 084 l/s

La portata d'aria durante la fase di riempimento è evacuata con una pressione differenziale tra interno ed esterno di 2 psi, ossia 13.8 kPa (0.14 bar).

Nel caso nella valvola sia montato il dispositivo anti-colpo d'ariete ci si può riferire nei calcoli ad una pressione differenziale di 5 psi, ossia 34.5 kPa (0.35 bar).

Cautelativamente nei calcoli ci si riferisce al valore minore della pressione differenziale.

L'equazione che definisce la relazione tra la portata d'aria da allontanare Q (scfm), la portata di riempimento q (gpm) e la pressione differenziale ΔP è espressione della legge di efflusso attraverso un orifizio o un tronchetto di lunghezza minima nell'ipotesi di flusso in condizioni adiabatiche.

L'equazione per calcolare la portata d'aria da allontanare è la seguente:

$$Q = q \cdot 0.134 [ft^3/gal] \cdot \frac{(\Delta P + 14.7 [psi])}{(14.7 [psi])}$$

dove:

- q , portata liquida di riempimento della condotta: $q = 84 \text{ l/s} = 1331.43 \text{ gpm}$
- Q , portata d'aria da allontanare durante il riempimento:

$$Q = 1331.43 \cdot 0.134 \left[\frac{ft^3}{gal} \right] \cdot \frac{(2 + 14.7 [psi])}{(14.7 [psi])} \cong 205 \text{ scfm} \cong 97 \text{ l/s}$$

Dalla tabella seguente nota il valore della pressione differenziale e della portata gassosa da allontanare è possibile determinare il diametro dell'orifizio:

Differential Pressure (psi)	Orifice Diameter, In.											
	1	2	3	4	6	8	10	12	14	16	18	20
1.0	79	317	712	1,270	2,850	5,070	7,910	11,400	15,500	20,200	25,600	31,700
1.5	97	387	870	1,550	3,480	6,190	9,670	14,000	18,900	24,700	31,300	38,600
2.0	111	445	1,000	1,780	4,010	7,120	11,100	16,000	21,800	28,500	36,100	44,500
2.5	124	497	1,120	1,990	4,470	7,950	12,400	17,900	24,300	31,800	40,200	49,600
3.0	136	543	1,220	2,170	4,890	8,690	13,600	19,500	26,600	34,700	44,000	54,300
3.5	146	585	1,320	2,340	5,270	9,370	14,600	21,100	28,700	37,500	47,400	58,500
4.0	156	625	1,410	2,500	5,620	10,000	15,600	22,500	30,600	40,000	50,600	62,500
4.5	165	662	1,490	2,650	5,960	10,600	16,500	23,800	32,400	42,300	53,600	66,200
5.0	174	697	1,570	2,790	6,270	11,100	17,400	25,100	34,100	44,600	56,400	69,700

NOTE: Metric conversions— $\text{in.} \times 25.4 = \text{mm}$, $\text{cfm} \times 0.4719 = \text{L/sec}$, $\text{psi} \times 6.89476 = \text{kPa}$.

La portata gassosa è evacuabile adottando una valvola con un diametro cautelativo dell'orifizio pari a 2 in, ossia 50.8 mm.

Si procede ora alla verifica delle dimensioni dell'orifizio nel caso in cui le valvole siano dotate di dispositivi anti colpo d'ariete o ad azionamento lento, che permettono di operare con pressioni differenziali di 5 psi. In questo caso la portata di degassaggio calcolata è pari a 240 scfm (circa 115 l/s).

La portata gassosa è evacuabile adottando una valvola con un diametro dell'orifizio pari a 2 in (50.8 mm).

7.3 Svuotamento della condotta

Nell'eventualità che si renda necessario lo svuotamento della condotta per attività ad esempio di manutenzione tale operazione dovrà essere condotta con velocità tali da rendere trascurabili eventuali fenomeni di moto vario; in letteratura tecnica sono indicati come valori consigliati quelli compresi nell'intervallo 0.3-0.6 m/s.

In corrispondenza del punto più alto prossimo allo scarico sarà installata una valvola dimensionata in modo tale da permettere l'ingresso di una portata d'aria pari a quella liquida.

La porta di scarico si calcola attraverso la formula torricelliana di efflusso sotto battente:

$$Q = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

dove:

- μ coefficiente di efflusso assunto pari a 0.60
- g accelerazione di gravità
- h dislivello massimo tra scarico e sfiato

Imponendo che lo scarico delle acque avvenga con velocità di svuotamento pari a 0.30 m/s si può calcolare il valore della sezione di efflusso A dello scarico.

Nell'ipotesi che la portata si muova a sezione piena entro la condotta principale la portata corrispondente sarà pari a:

$$Q = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot V = \frac{\pi \cdot 0.597^2}{4} \cdot 0.3 = 84 \text{ l/s}$$

Considerato che il dislivello massimo tra la valvola di scarico e lo sfiato immediatamente a monte è pari a circa 6.0 m è possibile calcolare l'area dell'orifizio di efflusso dalla formula torricelliana:

$$A = \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}} = 0.013 \text{ m}^2$$

cui corrisponde un diametro teorico minimo D di 0.13 m.

Le condizioni previste per lo scarico permettono di riutilizzare i valori dimensionali degli sfiati calcolati per la fase di riempimento della condotta

Il manufatto di scarico sarà realizzato mediante una derivazione tangenziale come indicato negli elaborati grafici.

La condotta di adduzione è dotata di uno scarico alla progressiva +0.63685.

8 VERIFICA ALL'AZIONE SISMICA DELLA CONDOTTA NEL TRATTO X2-X3

Il presente capitolo di analisi sismica si riferisce al tratto di condotta X2-X3 compresa tra la vasca di dissipazione e l'edificio filtri.

I calcoli e le verifiche effettuate, prendono in considerazione l'azione sismica così come definita nel capitolo 5.4 della relazione R4 – Relazione geotecnica e di calcolo strutturale calcolato 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.

8.1 Dati di calcolo

8.1.1 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 5.4.1 Parametri sismici di progetto della relazione di riferimento R4. 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

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

☒ Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Controllo sul reticolo

☒ Sito esterno al reticolo

☐ Interpolazione su 3 nodi

☐ Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

- **Fase 2:** Scelta delle strategie di progettazione

L'opera viene analizzata congruentemente con quanto previsto nella relazione di riferimento R4.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

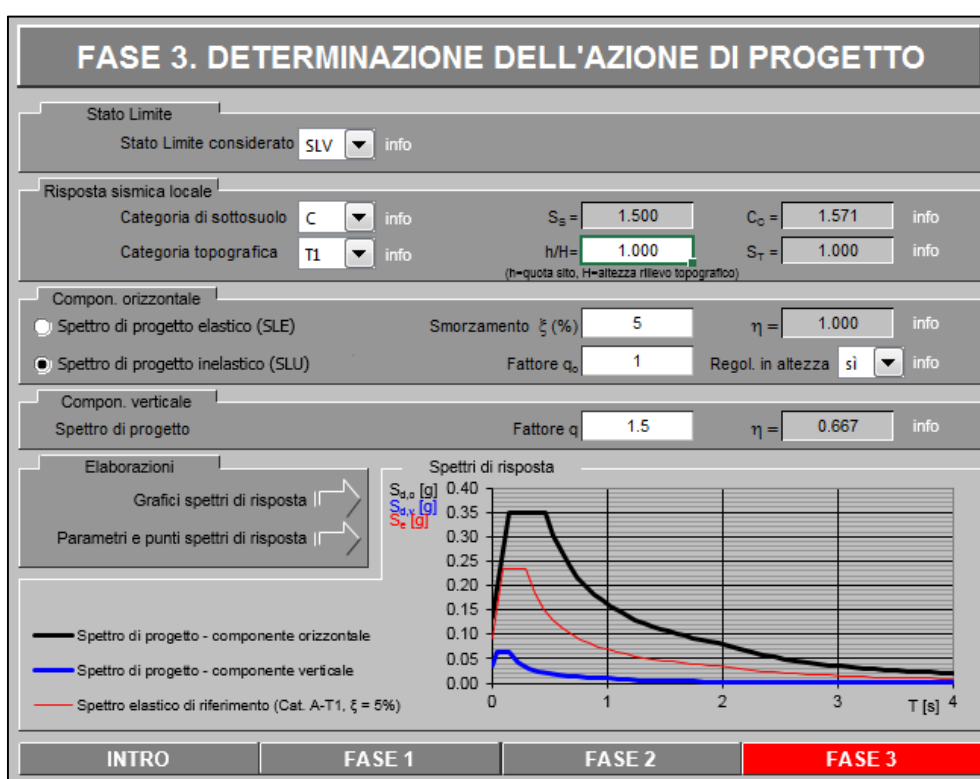
FASE 2

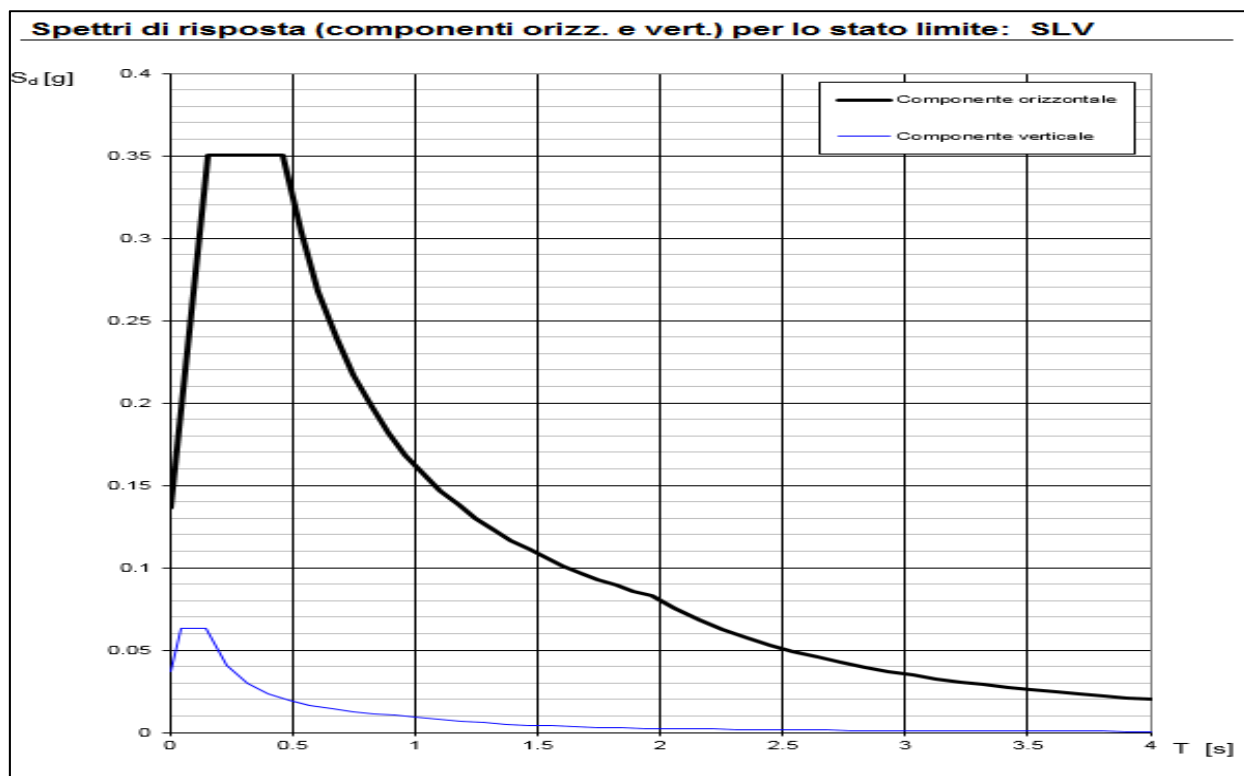
FASE 3

- **Fase 3:** Determinazione dell'azione di progetto

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:

$$PGA = a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_t$$





Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLV	Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLV																																																
<p>Parametri indipendenti</p> <table> <tr> <th>STATO LIMITE</th><th>SLV</th></tr> <tr> <td>a_g</td><td>0.091 g</td></tr> <tr> <td>$F_{0.4}$</td><td>2.572</td></tr> <tr> <td>T_C</td><td>0.295 s</td></tr> <tr> <td>S_S</td><td>1.500</td></tr> <tr> <td>C_C</td><td>1.571</td></tr> <tr> <td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>q</td><td>1.000</td></tr> </table> <p>Parametri dipendenti</p> <table> <tr> <td>S</td><td>1.500</td></tr> <tr> <td>η</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>T_B</td><td>0.155 s</td></tr> <tr> <td>T_C</td><td>0.464 s</td></tr> <tr> <td>T_D</td><td>1.963 s</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLV	a_g	0.091 g	$F_{0.4}$	2.572	T_C	0.295 s	S_S	1.500	C_C	1.571	S_T	1.000	q	1.000	S	1.500	η	1.000	T_B	0.155 s	T_C	0.464 s	T_D	1.963 s	<p>Parametri indipendenti</p> <table> <tr> <th>STATO LIMITE</th><th>SLV</th></tr> <tr> <td>a_{gv}</td><td>0.037 g</td></tr> <tr> <td>S_S</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>q</td><td>1.500</td></tr> <tr> <td>T_B</td><td>0.050 s</td></tr> <tr> <td>T_C</td><td>0.150 s</td></tr> <tr> <td>T_D</td><td>1.000 s</td></tr> </table> <p>Parametri dipendenti</p> <table> <tr> <td>F_v</td><td>1.046</td></tr> <tr> <td>S</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>η</td><td>0.667</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLV	a_{gv}	0.037 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	F_v	1.046	S	1.000	η	0.667
STATO LIMITE	SLV																																																
a_g	0.091 g																																																
$F_{0.4}$	2.572																																																
T_C	0.295 s																																																
S_S	1.500																																																
C_C	1.571																																																
S_T	1.000																																																
q	1.000																																																
S	1.500																																																
η	1.000																																																
T_B	0.155 s																																																
T_C	0.464 s																																																
T_D	1.963 s																																																
STATO LIMITE	SLV																																																
a_{gv}	0.037 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																																																
F_v	1.046																																																
S	1.000																																																
η	0.667																																																

Desunti i valori dei parametri di amplificazione sismica è possibile procedere al calcolo della PGA:

- amplificazione stratigrafica: $S_s = 1.5$

- amplificazione topografica: $S_T = 1.0$
- $a_g (SLV) = 0.091 g$
- $PGA = a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_t = 0.091 \cdot 1.5 \cdot 1.0 \cdot g = 0.137 g = 1.34 m/s$

8.1.2 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

8.1.3 Parametri geometrici e meccanici

Di seguito si riportano i dati relativi alla condotta oggetto di verifica.

modulo elasticità	E	210000 N/mm ²
coefficiente di Poisson	n	0.3
diametro esterno	De	609.6 mm
spessore parete tubo	s	6.3 mm
diametro interno	Di	597 mm
raggio interno utile di deflusso	ri	298.5 mm
raggio mediano	r	301.65 mm
peso proprio tubazione	Pp	93.7 kg/m
resistenza caratteristica snervamento del materiale della tubazione	f _{yk}	355 N/mm ²
raggio di curvatura (4 DN)		2438.4 mm

Di seguito sono riassunti i dati geotecnici del terreno di posa e reinterro e geometria della posa:

peso specifico del terreno di rinterro	gt	19 kN/m3
angolo di attrito	j	27 °
modulo di elasticità normale del terreno di posa/scavo	E _{terr,p}	40 N/mm2
modulo di reazione orizzontale del terreno che circonda la tubazione		13.8 N/mm2
angolo di posa	a	90 °
altezza di proiezione laterale del tubo	h	520.33 mm
rapporto di proiezione laterale	pj	0.85
coefficiente di assestamento posa in trincea larga	rs	1
Dimensioni trincea di scavo		
spazio tra tubo e parete di scavo	De/2	0.30 m
larghezza	B	1.22 m
altezza di ricoprimento sull'estradosso	H	1.50 m

8.2 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 possessa 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.

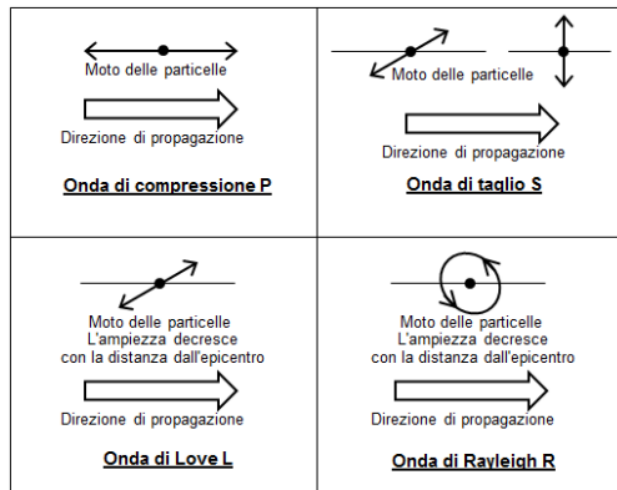


Figura 5 - Moto delle particelle di terreno per i vari tipi di onde sismiche

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.

8.2.1 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.

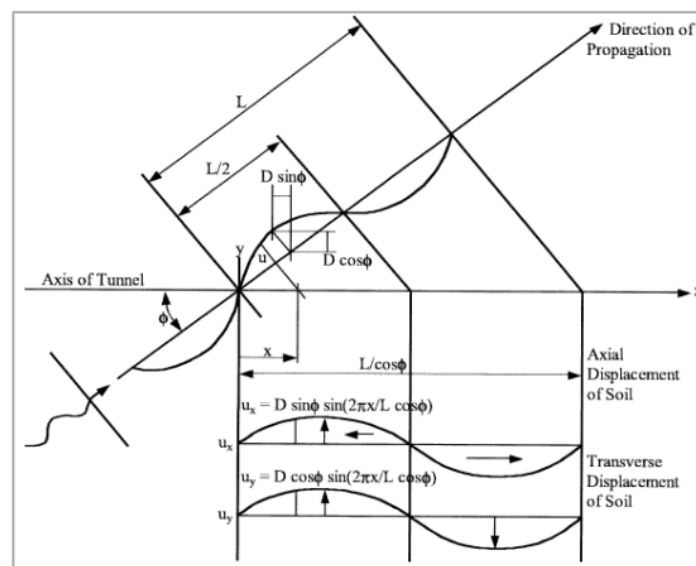


Figura 6 - Geometria di un'onda S sinusoidale obliqua all'asse della condotta

8.2.2 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 rigidità torsionale elevata della sezione circolare, viene effettuata un'analisi statica degli effetti del sisma, trascurando l'amplificazione elastica.

8.2.2.1 *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.

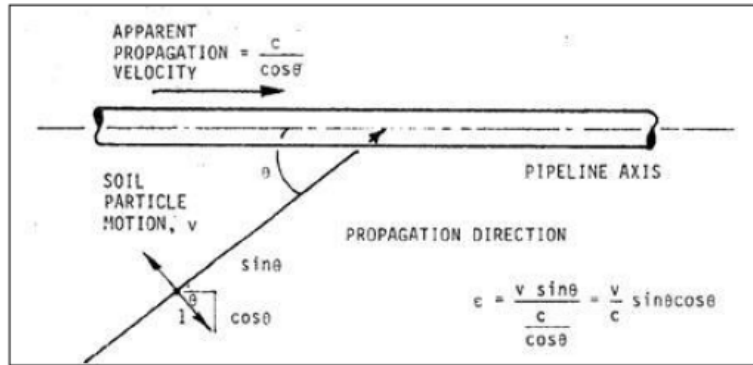


Figura 7 - Effetto longitudinale delle onde di taglio sul tubo (ASCE, 1984 - Appendice B)

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° :

$$\varepsilon = \frac{V}{C} \sin 45^\circ \cos 45^\circ = \frac{V}{2C}$$

Le onde P invece inducono nel suolo movimenti nella medesima direzione di quella di propagazione come mostrato in figura:

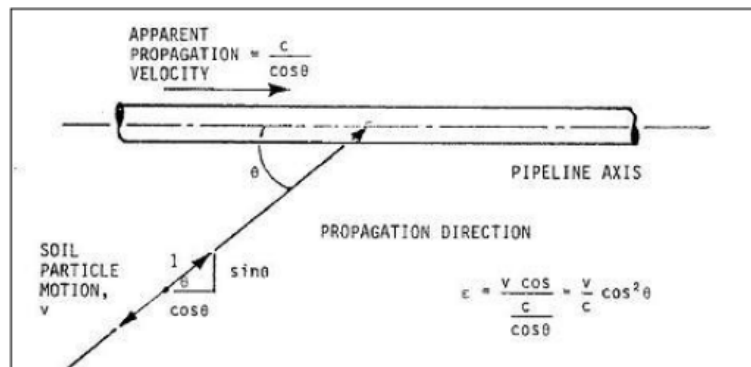


Figura 8 - Effetto longitudinale delle onde di compressione sul tubo (ASCE, 1984 - Appendice B)

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:

$$\varepsilon = \frac{V}{C} \cos 0^\circ = \frac{V}{C}$$

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° :

$$\varepsilon = \frac{V}{C} \cos 0^\circ = \frac{V}{C}$$

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	$\varepsilon_g = -\frac{v}{c}$	$\alpha_\varepsilon = 1.0$
	$k_g = \frac{a}{c^2}$	$\alpha_k = 1.0$

8.2.2.1.1 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:

$$\sigma_{\varepsilon, \text{SISMA}}^S = \pm E \frac{V}{C} \sin \vartheta \cos \vartheta$$

$$\sigma_{k, \text{SISMA}}^S = \pm E \frac{D}{2} \frac{a_g}{C^2} \sin \vartheta \cos \vartheta$$

Massimizzando questi valori rispetto all'angolo di incidenza ϑ , i valori massimi delle tensioni σ_ε e σ_k si ottengono, rispettivamente, per $\vartheta = 45^\circ$ e $\vartheta = 0^\circ$:

$$\sigma_{\varepsilon, \text{SISMA}}^S = \pm E \frac{V}{2C}$$

$$\sigma_{k, \text{ SISMA}}^S = \pm E \frac{D}{2} \frac{a_g}{C^2}$$

Le tensioni assiali e di flessione indotte dalle onde di compressione P, sono rispettivamente:

$$\sigma_{\varepsilon, \text{ SISMA}}^P = \pm E \frac{V}{C} \cos^2 \vartheta$$

$$\sigma_{k, \text{ SISMA}}^P = \pm E \frac{D}{2} \frac{a_g}{C^2} \sin \vartheta \cos^2 \vartheta$$

Massimizzando questi valori rispetto all'angolo di incidenza ϑ , i valori massimi delle tensioni σ_{ε} e σ_k si ottengono, rispettivamente, per $\vartheta = 0^\circ$ e $\vartheta = 35^\circ 16'$:

$$\sigma_{\varepsilon, \text{ SISMA}}^P = \pm E \frac{V}{C}$$

$$\sigma_{k, \text{ SISMA}}^P = \pm 0.385 E \frac{D}{2} \frac{a_g}{C^2}$$

Le massime tensioni assiali e di flessione indotte dalle onde superficiali di Rayleigh R, sono rispettivamente:

$$\sigma_{\varepsilon, \text{ SISMA}}^R = \pm E \frac{V}{C}$$

$$\sigma_{k, \text{ SISMA}}^R = \pm E \frac{D}{2} \frac{a_g}{C^2}$$

8.2.2.2 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):

$$\sigma_{\varepsilon, sisma} = (\sigma_{\varepsilon, sisma}^S{}^2 + \sigma_{\varepsilon, sisma}^P{}^2 + \sigma_{\varepsilon, sisma}^R{}^2)^{1/2}$$

$$\sigma_{k, sisma} = (\sigma_{k, sisma}^S{}^2 + \sigma_{k, sisma}^P{}^2 + \sigma_{k, sisma}^R{}^2)^{1/2}$$

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*

8.2.2.2.1 *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:

$$\sigma_H = \frac{P D}{2 t}$$

8.2.2.2.2 *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:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_{LT}^2 + \sigma_H^2 - \sigma_{LT} \sigma_H}$$

8.2.3 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:

$$L' = \frac{4A_p E \lambda}{3k_w} \left(\sqrt{1 + \frac{3\varepsilon_{\max} k_w}{2t_u \lambda}} - 1 \right)$$

$$t_u = \frac{\pi D}{2} \gamma_t H (1 + k_0) \tan \delta + W_p \tan \delta$$

$$\lambda = \left(\frac{K_w}{4EI} \right)^{1/4}$$

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:

$$\sigma_{sisma}^M = \frac{K_1 M D}{2 I}$$

8.2.3.1 Applicazione del criterio di verifica

La tensione totale sulla curva per effetto del sima 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*

8.2.3.1.1 *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:

$$\sigma_H = \frac{P D}{2 t}$$

8.2.3.1.2 *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.

8.3 Sintesi di calcolo e conclusioni

Di seguito si riporta lo sviluppo dei calcoli secondo la metodologia descritta in precedenza.

I dati di progetto in ingresso sono evidenziati in colore magenta.

DATI DI INGRESSO

Diametro esterno	609.6	mm		
Spessore parete tubo	6.3	mm		
Modulo di elasticità di Young	210000	N/mm ²		
Modulo di Poisson	0.3			
Resistenza caratteristica snervamento del materiale della tubazione	309	N/mm ²		
Accorciamento critico	0.00365			
Differenza di temperatura tra l'installazione e l'esercizio	30	°C		
Coefficiente di dilatazione termica lineare	0.000012	1/°C		
Velocità di propagazione dell'onda sismica	2000	m/s		
Pressione di esercizio	0.392	N/mm ²		
Modulo di reazione laterale	13.8	N/mm ²		
Angolo di attrito	27	°		
Profondità di posa	1.5	m	1500	mm
Peso specifico del terreno	19	kN/m ³	0.000019	N/mm ³

VERIFICA TRATTO RETTILINEO

Calcolo delle azioni sismiche secondo le NTC 2018

Coefficiente amplificazione topografica	1			
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	1.5			
Periodo d'inizio del tratto a velocità cost. dello spettro	0.295	s		
ag (SLV)	0.091	g	0.89	m/s ²
Acc. orizzontale massima sul sito di riferimento PGA	0.137	g	1.34	m/s ² (7.2.5 NTC 18)
Velocità orizzontale del terreno	0.01	m/s		(3.2.3.3 NTC 18)

Calcolo delle deformazioni indotte dal sisma sul terreno rettilineo

Deformazione onde tipo S	1.611E-06	
Deformazione onde tipo P	3.221E-06	
Deformazione onde tipo R	3.221E-06	
Curvatura onde tipo S	3.348E-07	m ⁻¹
Curvatura onde tipo P	1.288E-07	m ⁻¹
Curvatura onde tipo R	3.348E-07	m ⁻¹

Calcolo delle tensioni indotte dal sisma sul tratto rettilineo

Tensione sismica def. onde tipo S	0.34	N/mm ²
-----------------------------------	------	-------------------

Tensione sismica def. onde tipo P	0.68	N/mm2
Tensione sismica def. onde tipo R	0.68	N/mm2
Inviluppo tensione sismica deformazione	1.01	N/mm2
Tensione sismica curvatura onde tipo S	21.43	N/mm2
Tensione sismica curvatura onde tipo P	8.24	N/mm2
Tensione sismica curvatura onde tipo R	21.43	N/mm2
Inviluppo tensione sismica curvatura	31.40	N/mm2
Massima tensione sismica	32.42	N/mm2

Calcolo delle tensioni indotte dal sisma sul tratto rettilineo secondo la B31.8

Tensione di compressione da espansione termica	75.60	N/mm2
Tensione circonferenziale dovuta alla pressione interna	18.97	N/mm2
Longitudinal stress in unrestrained pipe	10.50	N/mm2
Longitudinal stress in restrained pipe	70.93	N/mm2
Tensione equivalente totale (criterio di Von Mises)	63.60	N/mm2

Verifica delle tensioni e della deformazione sul tratto rettilineo secondo la ASCE 1984

Accorciamento sismico	3.029E-04	
Verifica Unrestrained pipe	0.03	< 0.75 VERIFICATO
Verifica Restrained pipe	0.23	< 0.90 VERIFICATO
Rapporto tra tensioni di prog. combinate e snervamento	0.21	< 1 VERIFICATO
Rapporto tra def. ottenuta e def. critica	0.08	< 1 VERIFICATO

VERIFICA TRATTO CURVILINEO

Angolo di attrito tubo terreno	16.2	°	0.283	rad
Coefficiente di spinta a riposo	0.546			
Deformazione massima	3.221E-06			
Diametro esterno	609.6	mm		
Spessore	6.3	mm		
Diametro interno	597.0	mm		
Momento di inerzia	543310086	mm4		
Area sezione trasversale del tubo	11941	mm2		
Parametro per le travi su fondazione elastica	0.00042	mm-1		
Peso lineare del tubo	0.92	kN/m	0.92	N/mm
Forza d'attrito lineare del tubo	12.52	N/mm		
Curvatura	4	diametri		
Raggio della curva	2438.4	mm		
Raggio della tubazione	304.8	mm		
Coefficiente per calcolo delle curve flessibili	0.129			
Fattore di intensificazione dello stress	9.68			
Lunghezza di scorrimento del tubo	1274	mm		
Spostamento per scorrimento del tubo nel terreno	0.0020	mm		
Forza assiale sul tratto rettilineo parallelo all'onda sismica	35	N		
Momento flettente della curva	3263	N mm		

Calcolo delle tensioni indotte dal sisma sul tratto curvilineo secondo la B31.8

Tensione assiale dovuta alla forza S	2.94E-03	N/mm2
Tensione di flessione dovuta al momento M	1.77E-02	N/mm2
Tensione totale sismica	2.07E-02	N/mm2

Verifica delle tensioni e della deformazione sul tratto curvilineo secondo la B31.8

Tensione di compressione da espansione termica	75.60	N/mm2
Tensione circonferenziale dovuta alla pressione interna	18.97	N/mm2
Longitudinal stress in unrestrained pipe	9.50	N/mm2
Longitudinal stress in restrained pipe	69.93	N/mm2

Verifica delle tensioni sul tratto curvilineo secondo la B31.8

Verifica Unrestrained pipe	0.03	< 0.75 VERIFICATO
Verifica Restrained pipe	0.23	< 0.90 VERIFICATO

8.3.1 Conclusioni

La tubazione DN 600 risulta positivamente verificata a scuotimento sismico lungo tutto il tracciato. Lo spessore del tubo nei tratti rettilinei ed in curva è idoneo ad assorbire le sollecitazioni trasmesse dal sisma in oggetto.

Le verifiche evidenziano inoltre come tutti i valori delle verifiche risultino ampiamente sotto i limiti di resistenza dell'acciaio utilizzato con un fattore di sicurezza ben maggiore di quanto prescritto dalla norma ASME B31.8.

9 VERIFICA DELLE SELLE E DEI COLLARI DI ANCORAGGIO DELLE CONDOTTE TRA LA PRESA E LA VASCA DI DISSIPAZIONE (TRATTO X1-X2) TENENDO ANCHE CONTO DELL'AZIONE SISMICA

Nel presente capitolo sarà sviluppato un modello agli elementi finiti per la verifica delle selle e dei collari di ancoraggio delle condotte nel tratto compreso tra la presa e la vasca di dissipazione (tratto X1-X2), tenendo anche conto dell'azione sismica.

I calcoli e le verifiche effettuate, prendono in considerazione l'azione sismica così come definita nel capitolo 5.4 della relazione R4 – Relazione geotecnica e di calcolo strutturale calcolato in accordo a quanto previsto dalle nuove norme tecniche NTC 2018. La relazione in parola è assunta quale documento di riferimento anche per la descrizione del software di modellazione utilizzato, Midas Gen.

Il sistema di ancoraggio delle tubazioni DN600 in acciaio è formato da una serie di selle disposte a passo 3 m.

Le selle sono formate da una struttura di sostegno realizzata con due profili HEA200 a tale struttura sono vincolate rispettivamente:

- sulla trave HEA200 orizzontale un appoggio con rulli di scorrimento direttamente collegato ad essa mediante bulloneria M14x100, su detta trave sarà anche realizzato il sistema di ancoraggio prevedendo la messa in opera di due cavallotti per tubi aventi un diametro di 24 mm (realizzati con due profili tondi pieni) posti immediatamente a valle e a monte dell'appoggio con rulli;
- sulla trave HEA200 verticale sarà fissata sia la trave HEA orizzontale sia un profilo UPN100 sul quale sarà fissato un grigliato per consentire il transito del personale in sicurezza nonché agevolmente;
- le travi HEA200 saranno fissate al tubo che forma il microtunneling mediante l'impiego di tasselli meccanici M12x140.

Le selle saranno realizzate con profilati in acciaio da carpenteria avente classe S275JR; profilati, tubolari e lamiere dovranno essere prodotti secondo la norma UNI EN 10025, UNI EN 10210, UNI EN 10219 o norme equivalenti con riferimento a quanto previsto dalle NTC-2018, secondo i parametri di progetto. I manufatti e gli elementi in carpenteria metallica dovranno essere preventivamente sottoposti ad apposita zincatura a caldo secondo norma UNI EN ISO 1461 o alla norma EN 10326 o equivalenti. Bulloneria, giunzioni e saldature dovranno essere eseguite secondo

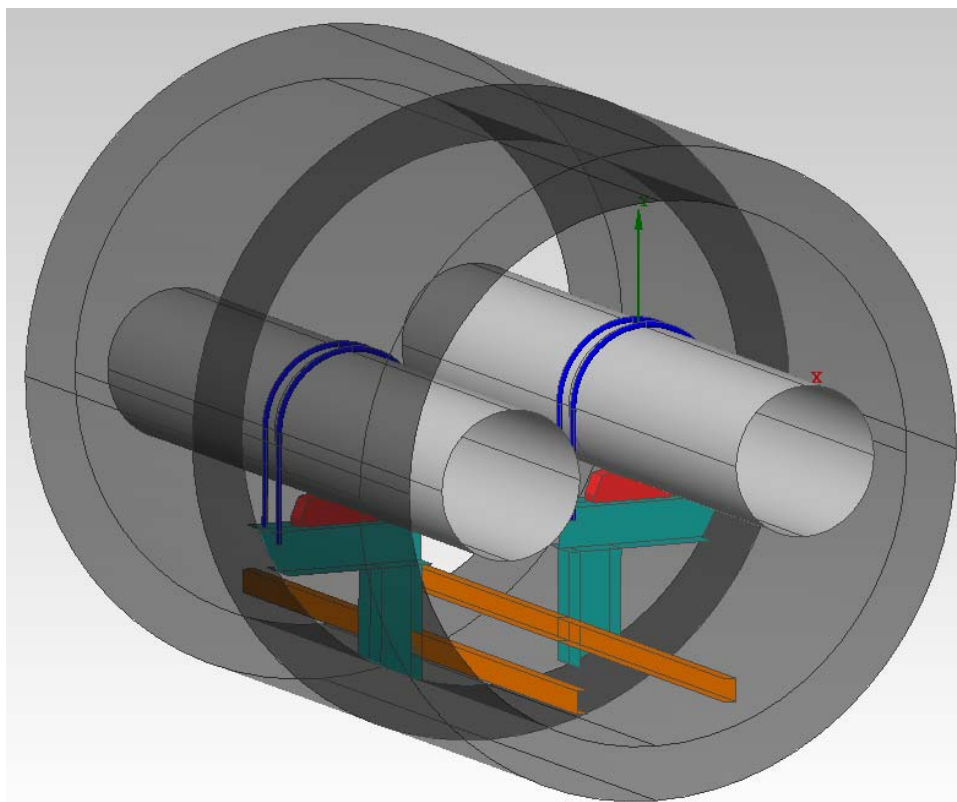
norma UNI 5737, UNI 6592, UNI EN 14399, UNI EN 15048, UNI EN ISO 898, UNI EN ISO 4016 e UNI EN ISO 3834. Le bullonature dovranno essere di classe di resistenza minima 8.8 e dotate di marcatura CE.

Ognuno dei prodotti suddetti dovrà rispondere alle caratteristiche richieste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 17.01.2018, che specifica le caratteristiche tecniche che devono essere verificate, i metodi di prova, le condizioni di prova e il sistema per l'attestazione di conformità per gli acciai destinati alle costruzioni in cemento armato che ricadono sotto la Direttiva Prodotti CPD (89/106/EC).

L'acciaio dovrà essere qualificato all'origine, deve portare impresso, ove prescritto dalle suddette norme, il marchio indelebile che lo renda costantemente riconoscibile e riconducibile inequivocabilmente allo stabilimento di produzione.

Riassumendo i profili HEA200 e UPN100 saranno di classe S275JR.

Nella figura di sotto riportata è schematizzato il sistema previsto alloggiato entro la tubazione del microtunneling.



L'analisi agli elementi finiti è stata condotta sul sistema costituito dalla sella di supporto e ancoraggio e dai collari di ancoraggio.

9.1 Parametri di progetto

9.1.1 Livelli di sicurezza e prestazioni attese

Le opere e le componenti strutturali sono state progettate in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione e la futura manutenzione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalla normativa vigente in materia di costruzioni (N.T.C.).

La sicurezza strutturale e le prestazioni attese delle opere sono state, pertanto, valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la loro vita nominale, ovvero al raggiungimento delle condizioni per cui le stesse non soddisfano più le esigenze per le quali sono state previste. Pertanto, le analisi di sicurezza strutturale sono state condotte sia nei confronti degli **Stati Limite Ultimi (SLU)**, verificando cioè la capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, mettendo fuori servizio la/e costruzione/i, sia nei riguardi degli **Stati Limite di Esercizio (SLE)**, accertando, quindi, la capacità delle strutture di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio e di servizio.

Con riferimento, quindi, a quanto disposto dai *capitoli 2 e 3 (tabelle 2.4.1, 2.4.2, 2.4.II e 3.2.I)* e al *paragrafo 7.1 del D.M. 17.01.2018*, ai fini della definizione dei livelli di sicurezza e delle prestazioni attese, alle costruzioni in progetto sono stati attribuiti i seguenti parametri:

- vita nominale: $V_N \geq 50$ anni
- classe d'uso: classe II
- coefficiente d'uso della costruzione: $c_u = 1,0$
- periodo di riferimento azione sismica: $V_R \geq 50$
- stati limite considerati nelle verifiche, in relazione all'azione sismica:
 - **SLD**: stato limite di esercizio di danno, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari all'63%.
 - **SLV**: stato limite ultimo di salvaguardia della vita, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari al 10%.

9.1.2 Valutazione delle azioni

Le azioni considerate ai fini dei dimensionamenti strutturali delle selle in progetto sono così riassumibili:

- 1) carichi permanenti dovuti al peso proprio dei materiali strutturali;
- 2) carichi permanenti portati, non strutturali;
- 3) azioni variabili (sovraccarichi) relativi alla destinazione d'uso delle opere e alle relative condizioni di esercizio;
- 4) azione sismica, secondo il grado di sismicità caratteristico del sito di costruzione: zona sismica 3 ai sensi O.P.C.M. n. 3274/2003 e ss.mm.ii..

9.1.2.1 Carichi permanenti dovuti al peso proprio dei materiali strutturali

Relativamente a questa azione si andranno semplicemente a considerare tutte le parti delle selle aventi funzione strutturale; il peso proprio degli elementi è:

- strutture in acciaio da carpenteria: $\gamma_{acc} = 78,5 \text{ kN/m}^3$.

9.1.2.2 Carichi permanenti portati, non strutturali

Sono considerati carichi permanenti non strutturali o portati i carichi non rimovibili durante il normale esercizio delle costruzioni, quali quelli pertinenti ai grigliati.

Per il grigliato si è assunto un peso proprio pari a 35 kg/m^2 .

In linea di massima i carichi permanenti portati saranno assunti, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti.

9.1.2.3 Azioni variabili

Le azioni variabili considerate agenti sulla struttura sono:

- carico variabile agente sul grigliato con funzione di passerella
- peso proprio dell'acqua entro il tubo considerato pieno
- pressione interna entro il tubo pari alla pressione di esercizio

Di seguito si analizzano i carichi variabili:

- carico variabile agente sul grigliato con funzione di passerella

Sul grigliato si è considerato cautelativamente agente un carico di categoria A (Tab. 3.1.II, NTC2018) per scale comuni, balconi, ballatoi sia uniformemente distribuito che concentrato. Il carico

uniformemente distribuito è pari a 4.0 kN/m^2 mentre il carico concentrato è pari a 4.0 kN . Il carico concentrato è stato considerato distribuito con passo di 1 m .

- peso proprio dell'acqua entro il tubo considerato pieno

Il peso proprio dell'acqua contenuta nel tubo è pari a 2.83 kN/m .

- pressione interna entro il tubo pari alla pressione di esercizio

La pressione interna considerata agente entro la parete interna del tubo è pari alla pressione statica più gravosa pari a 392.24 kN/m^2 .

9.1.2.4 Azione sismica

Di seguito per comodità di lettura si riporta il capitolo relativo alla definizione dell'azione sismica sviluppato nel capitolo 5.4 della relazione R4 – Relazione geotecnica e di calcolo strutturale calcolato in accordo a quanto previsto dalle nuove norme tecniche NTC 2018.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali si è valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, sono state determinate a partire dalla “**pericolosità sismica di base**” del sito, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , in funzione dello specifico stato limite assunto per le verifiche.

La definizione delle forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R , avviene a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico sul piano di fondazione è, quindi, definito dallo spettro di risposta elastico; esso, per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a $4,0 \text{ s}$, è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5% e considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore

della accelerazione massima convenzionale del terreno fondale a_g che caratterizza il sito. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} . Il moto può scomporsi in tre componenti ortogonali di cui una verticale. In via semplificata gli spettri delle due componenti orizzontali possono considerarsi eguali ed indipendenti. Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è, quindi, definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

nelle quali T ed S_e sono rispettivamente il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale orizzontale e dove:

- a_g = accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale;
- $S = S_s \cdot S_T$ è un fattore che tiene conto della categoria del suolo di fondazione (S_s) e delle condizioni topografiche (S_T), definite dalla *tabella 3.2.IV E 3.2.V delle N.T.C.*;
- η = fattore che altera lo spettro elastico per smorzamenti viscosi convenzionali ξ diversi dal 5 %, mediante la relazione seguente:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

- F_0 = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, con valore minimo pari a 2,2;
- T_B, T_C, T_D = periodi che separano i diversi rami dello spettro (tratto ad accelerazione costante, tratto a velocità costante e tratto a spostamento costante), dipendenti dalla categoria del suolo di fondazione.

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale è, invece, definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{array}{ll}
0 \leq T < T_B & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
T_B \leq T < T_C & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
T_C \leq T < T_D & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
T_D \leq T & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
\end{array}$$

dove T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di a_g , F_0 , S e η sono definiti nel § 3.2.3.2.1 *delle N.T.C.* per le componenti orizzontali mentre i valori di S_s , T_B , T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella *tabella 3.2.VI. delle N.T.C.*, in funzione della categoria di sottosuolo.

Per gli **stati limite di esercizio** lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

Nelle verifiche agli **stati limite ultimi** in generale le capacità dissipative delle strutture vengono messe in conto attraverso un'opportuna riduzione delle forze elastiche, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ utilizzato sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule sopra riportate il parametro η con $1/q$, dove q rappresenta il *fattore di struttura* dell'opera. In relazione a quanto specificato dai paragrafi 7.2.5 e 7.3.1 del D.M. 17.01.2018, per quanto riguarda le componenti orizzontali, dovendo le fondazioni superficiali e le opere controterra rimanere in campo elastico, verrà cautelativamente assunto un valore q unitario, mentre per le componenti verticali verrà assunto un valore pari a 1,5.

9.1.2.4.1 Parametri sismici di progetto

Con la D.G.R. n. 65-7656 del 21.05.2014 e ss.mm.ii. la Regione Piemonte ha recepito la classificazione sismica introdotta dall'O.P.C.M. 3274/2003, classificando il sito interessato dai

presenti lavori in zona sismica 3.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018 e relativa circolare del 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP., hanno, quindi, introdotto un nuovo criterio, “*sito-dipendente*”, per la valutazione delle azioni sismiche attese al sito. Data la sostanziale omogeneità sia della tipologia costruttiva delle opere che della pericolosità sismica del sito interessato dai lavori (zona sismica 3), nonché delle caratteristiche geomeccaniche del terreno di fondazione, la determinazione dei parametri di riferimento dell’azione sismica è stata cautelativamente effettuata in relazione al Comune amministrativo di riferimento (Comune di Pianfei), quale prevalente nell’ambito dello sviluppo della rete irrigua in progetto. In relazione, quindi, alle prescrizioni di cui al *paragrafo 3.2* del Decreto Ministeriale 17.01.2018 e alle specificità litografiche e stratigrafiche del sito desumibili dalle prove in sito disponibili, si sono definiti i seguenti parametri dell’azione e della pericolosità sismica del sito di progetto:

- sito di intervento e zona sismica: Comune di Pianfei (CN) – zona 3
- coordinate del sito (ED50): Longitudine: 7.7125°; Latitudine: 44.3730°
- categoria del sottosuolo: C (*)
- categoria topografica: T1
- amplificazione stratigrafica: $S_s = 1,5$
- amplificazione topografica: $S_T = 1,0$

() Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*

Accertata la compatibilità dei parametri stratigrafici e geomorfologici del sito, l’azione sismica è stata, quindi, in definitiva, determinata applicando alla costruzione un’accelerazione corrispondente allo spettro di risposta desunto dalla normativa nazionale in funzione della pericolosità sismica del sito, delle caratteristiche dell’opera e degli stati limite assunti per le verifiche (SLO, SLD, SLV e SLC). Gli spettri di risposta e i relativi parametri sismici sono stati ricavati con l’ausilio dell’applicazione di calcolo “*Spettri-N.T.C.*” redatta dal *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici* e sono stati, quindi, calcolati adottando i parametri sopra riportati e quelli elencati al *paragrafo 4.2*.

Si riporta, quindi, nel seguito la caratterizzazione sismica specifica per il sito oggetto di intervento:

Valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento:

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0.030	2.478	0.197
50	0.038	2.545	0.212
72	0.045	2.537	0.230
101	0.052	2.551	0.242
140	0.058	2.568	0.256
201	0.067	2.561	0.271
475	0.091	2.572	0.295
975	0.113	2.623	0.309
2475	0.147	2.704	0.323

Valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno S.L.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.030	2.478	0.197
SLD	50	0.038	2.545	0.213
SLV	475	0.091	2.572	0.295
SLC	975	0.113	2.623	0.309

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
 LATITUDINE

☒ Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

☐ Sito esterno al reticolo

☐ Interpolazione su 3 nodi

☒ Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>	<input type="button" value="info"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>	
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>	<input type="button" value="info"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>	

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

STATO LIMITE DI DANNO (SLD)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLD [info](#)

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo C [info](#) $S_s = 1.500$ $C_c = 1.750$ [info](#)

Categoria topografica T1 [info](#) $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ [info](#)

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta = 1.000$ [info](#)

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s 1 Regol. in altezza si [info](#)

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q 1.5 $\eta = 0.667$ [info](#)

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta [||>](#)

Parametri e punti spettri di risposta [||>](#)

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta

$S_{d,s}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

T [s]

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLE VITA UTILE (SLV)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLV [info](#)

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo C [info](#) $S_s = 1.500$ $C_c = 1.571$ [info](#)

Categoria topografica T1 [info](#) $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ [info](#)

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta = 1.000$ [info](#)

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s 1 Regol. in altezza si [info](#)

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q 1.5 $\eta = 0.667$ [info](#)

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta [||>](#)

Parametri e punti spettri di risposta [||>](#)

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

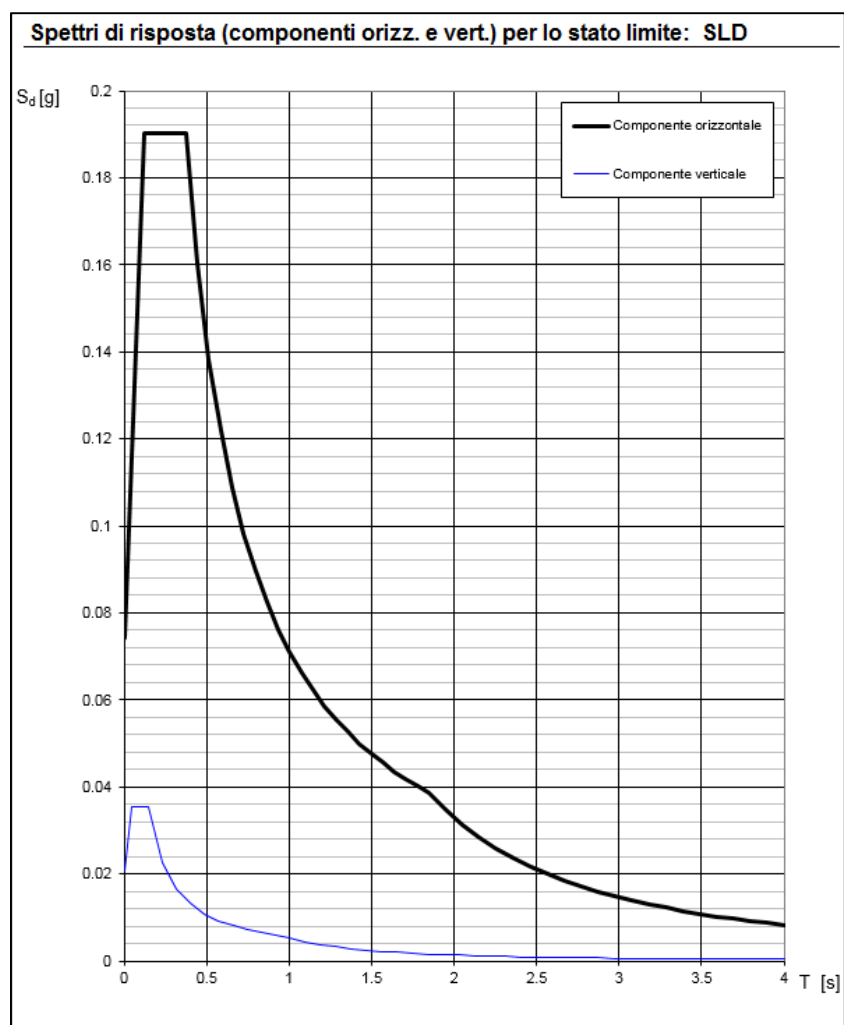
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta

$S_{d,s}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

T [s]

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3



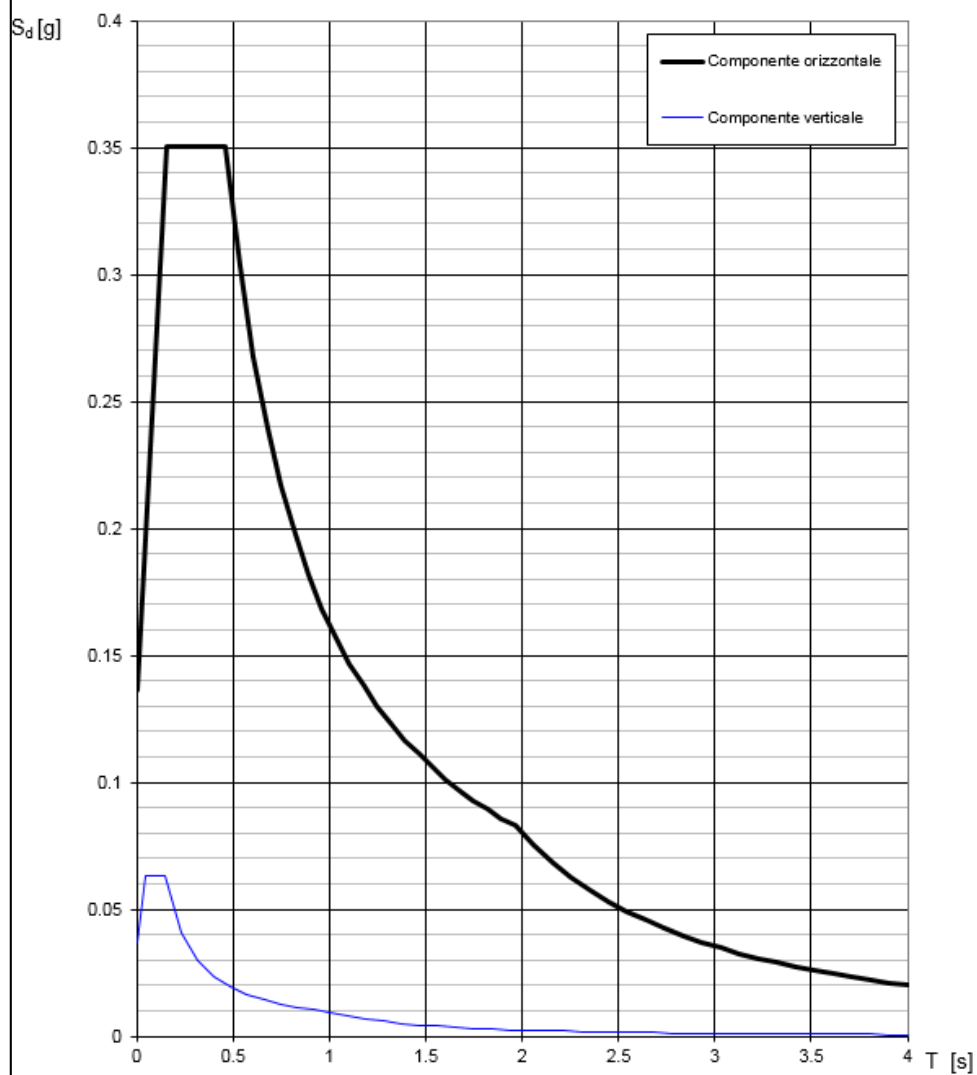
Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per SLD	Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo SLD																						
	<p>Parametri indipendenti</p> <table> <tr> <td>STATO LIMITE</td><td>SLD</td></tr> <tr> <td>a_{gv}</td><td>0.010 g</td></tr> <tr> <td>S_S</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>q</td><td>1.500</td></tr> <tr> <td>T_B</td><td>0.050 s</td></tr> <tr> <td>T_C</td><td>0.150 s</td></tr> <tr> <td>T_D</td><td>1.000 s</td></tr> </table> <p>Parametri dipendenti</p> <table> <tr> <td>F_v</td><td>0.672</td></tr> <tr> <td>S</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>η</td><td>0.667</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLD	a_{gv}	0.010 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	F_v	0.672	S	1.000	η	0.667
STATO LIMITE	SLD																						
a_{gv}	0.010 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																						
F_v	0.672																						
S	1.000																						
η	0.667																						

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.038 g
$F_{0.5}$	2.545
T_C	0.213 s
S_S	1.500
C_C	1.750
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.124 s
T_C	0.372 s
T_D	1.753 s

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																																																
<p>Parametri indipendenti</p> <table> <tr> <th>STATO LIMITE</th><th>SLV</th></tr> <tr> <td>a_g</td><td>0.091 g</td></tr> <tr> <td>$F_{0.5}$</td><td>2.572</td></tr> <tr> <td>T_C</td><td>0.295 s</td></tr> <tr> <td>S_S</td><td>1.500</td></tr> <tr> <td>C_C</td><td>1.571</td></tr> <tr> <td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>q</td><td>1.000</td></tr> </table> <p>Parametri dipendenti</p> <table> <tr> <td>S</td><td>1.500</td></tr> <tr> <td>η</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>T_B</td><td>0.155 s</td></tr> <tr> <td>T_C</td><td>0.464 s</td></tr> <tr> <td>T_D</td><td>1.963 s</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLV	a_g	0.091 g	$F_{0.5}$	2.572	T_C	0.295 s	S_S	1.500	C_C	1.571	S_T	1.000	q	1.000	S	1.500	η	1.000	T_B	0.155 s	T_C	0.464 s	T_D	1.963 s	<p>Parametri indipendenti</p> <table> <tr> <th>STATO LIMITE</th><th>SLV</th></tr> <tr> <td>a_{gv}</td><td>0.037 g</td></tr> <tr> <td>S_S</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>S_T</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>q</td><td>1.500</td></tr> <tr> <td>T_B</td><td>0.050 s</td></tr> <tr> <td>T_C</td><td>0.150 s</td></tr> <tr> <td>T_D</td><td>1.000 s</td></tr> </table> <p>Parametri dipendenti</p> <table> <tr> <td>F_v</td><td>1.046</td></tr> <tr> <td>S</td><td>1.000</td></tr> <tr> <td>η</td><td>0.667</td></tr> </table>	STATO LIMITE	SLV	a_{gv}	0.037 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	F_v	1.046	S	1.000	η	0.667
STATO LIMITE	SLV																																																
a_g	0.091 g																																																
$F_{0.5}$	2.572																																																
T_C	0.295 s																																																
S_S	1.500																																																
C_C	1.571																																																
S_T	1.000																																																
q	1.000																																																
S	1.500																																																
η	1.000																																																
T_B	0.155 s																																																
T_C	0.464 s																																																
T_D	1.963 s																																																
STATO LIMITE	SLV																																																
a_{gv}	0.037 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																																																
F_v	1.046																																																
S	1.000																																																
η	0.667																																																

Si possono, quindi, riepilogare i valori dell'**accelerazione sismica di progetto**, ovvero della **pericolosità sismica di progetto**:

- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a SLD: $a_g = 0,038$ g.
- accelerazione sismica orizzontale di riferimento a **SLV**: $a_g = 0,091$ g.
- accelerazione sismica orizzontale massima di progetto a SLV (***pericolosità sismica di progetto a SLV***): $a_{g,SLV} = S_s \times S_T \times a_{g,SLV} = 1,5 \times 1,0 \times 0,091$ g $\cong 0,137$ g.

9.1.3 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (ai sensi del D.M. 17/01/2018, *paragrafo 2.5.3*):

- Combinazione fondamentale, per gli stati limite ultimi (SLU):

$$SD = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$SD = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} Q_{k2} + \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$SD = G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$SD = G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$SD = E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

I coefficienti parziali per le azioni utilizzati nelle verifiche a SLU sono, in genere:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Il valore dei coefficienti di combinazione usati sono, invece, i seguenti:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

I valori dei coefficienti di combinazione per la categoria I (coperture praticabili) e per la categoria K (copertura per usi speciali) saranno da valutarsi caso per caso.

Relativamente all'azione sismica AE, da prendersi in conto in un'apposita situazione di progetto sismica (combinazione sismica), essa è stata schematizzata applicando, contemporaneamente, in due direzioni ortogonali un sistema di forze orizzontali sismiche di intensità proporzionale alle masse della costruzione.

Si considerano, in particolare, le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + P_k + \sum(\Psi_2 Q_k)$$

dove:

Ψ_2 coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_k , che tiene conto della ridotta probabilità che tutti i carichi variabili siano presenti sull'intera struttura in occasione del sisma. In particolare nella “*combinazione sismica*” potrà essere considerata esclusivamente l'azione variabile prevalente, ovvero dominante, associata al sovraccarico agente ed applicando il pertinente coefficiente di combinazione previsto dalla *tabella 2.5.I o 5.1.VI* delle N.T.C.-2018, ampiamente ragionevole e giustificato per via della ridottissima probabilità di evento sismico in concomitanza al sovraccarico variabile massimo.

Si evidenzia che per la determinazione degli effetti dell'azione sismica, in relazione a quanto previsto dal *paragrafo 5.1.3.12 delle N.T.C.-2018*, si è fatto riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai sovraccarichi accidentali.

Nella tabella a seguire sono definiti i codici identificativi delle azioni agenti che saranno utilizzate per definire le combinazioni dei carichi:

Tipologia azione	ID azione	Descrizione sintetica
Carichi permanenti	G1	peso proprio elementi strutturali
Carichi permanenti non strutturali	G2	peso proprio grigliato
Azioni variabili	Q1	carico variabile agente sul grigliato con funzione di passerella (Categoria A Tab 2.5.I NTC2018)
	Q2	peso proprio dell'acqua entro il tubo considerato pieno
	Q3	pressione interna entro il tubo pari alla pressione di esercizio
Azione sismica	Ex	componente dell'azione sismica parallela alla direzione orizzontale principale
	Ey	componente dell'azione sismica ortogonale alla direzione orizzontale principale

Nella seguente tabella sono riassunti i coefficienti parziali delle azioni ed i rispettivi coefficienti di combinazione. Cautelativamente per le azioni Q2 e Q3 i coefficienti di combinazione sono stati posti pari all'unità.

Azioni	Coefficienti parziali per le azioni [Tab. 2.6.I - NTC2018]	Coefficienti di combinazione [Tab. 2.5.I - NTC2018]		
		Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
G1	1.30	---	---	---
G2	1.50	---	---	---
Q1	1.50	0.70	0.50	0.30
Q2	1.50	1.00	1.00	1.00
Q3	1.50	1.00	1.00	1.00

Ai fini delle verifiche agli stati limite sono state definite le combinazioni delle azioni secondo le indicazioni del capitolo 2.5.3 delle NTC2018, nelle tabelle riportate appresso sono indicati per ogni combinazione i valori dei coefficienti moltiplicativi delle rispettive azioni calcolati così come indicato nelle NTC2018.

1. Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) [2.5.1 – NTC2018]

ID combinazione	Azioni				
	G1	G2	Q1	Q2	Q3
SLU01	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50
SLU02	1.30	1.50	1.05	1.50	1.50
SLU03	1.30	1.50	1.05	1.50	1.50

Le combinazioni SLU02 e SLU03 hanno gli stessi coefficienti complessivi di combinazione per cui nelle analisi si utilizzerà solo la prima.

2. Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili [2.5.2 – NTC2018]

ID combinazione	Azioni				
	G1	G2	Q1	Q2	Q3
SLEirr01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SLEirr02	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
SLEirr03	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00

Le combinazioni SLEirr02 e SLEirr03 hanno gli stessi coefficienti complessivi di combinazione per cui nelle analisi si utilizzerà solo la prima.

3. Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili
[2.5.3 – NTC2018]

ID combinazione	Azioni				
	G1	G2	Q1	Q2	Q3
SLerev01	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00
SLerev02	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00
SLerev03	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00

Le combinazioni SLerev02 e SLerev03 hanno gli stessi coefficienti complessivi di combinazione per cui nelle analisi si utilizzerà solo la prima.

4. Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine
[2.5.4 – NTC2018]

ID combinazione	Azioni				
	G1	G2	Q1	Q2	Q3
SLELTrev01	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00

5. Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E [2.5.5 – NTC2018]

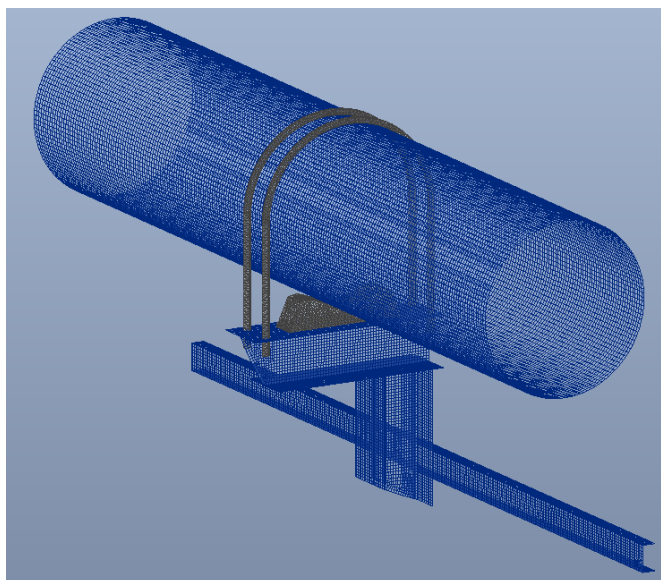
ID combinazione	Azioni						
	G1	G2	Q1	Q2	Q3	Ex	Ey
E01	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00	0.30
E02	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00	-0.30
E03	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	-1.00	0.30
E04	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	-1.00	-0.30
E05	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	0.30	1.00
E06	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	-0.30	1.00
E07	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	0.30	-1.00
E08	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	-0.30	-1.00

9.2 Modello di calcolo

Il modello è stato realizzato ricorrendo all'impiego di elementi *plate* cui è stato associato lo spessore competente, ad esempio lo spessore dell'anima o delle ali delle travi HEA200 piuttosto che lo spessore della tubazione. I cavallotti e le selle di supporto a rulli sono stati schematizzati con elementi di tipo *solid*. E' stato studiato un modello con una lunghezza pari all'interasse tra le selle, ossia 3 m.

Il modello agli elementi finiti predisposto per l'analisi del sistema di supporto ed ancoraggio della tubazione DN600 è costituito da 37732 elementi *plate* e 29364 elementi *solid*.

Il numero complessivo dei nodi per i quali sono disponibili i risultati del calcolo in termini di spostamenti, deformazioni e tensioni sono 46572.



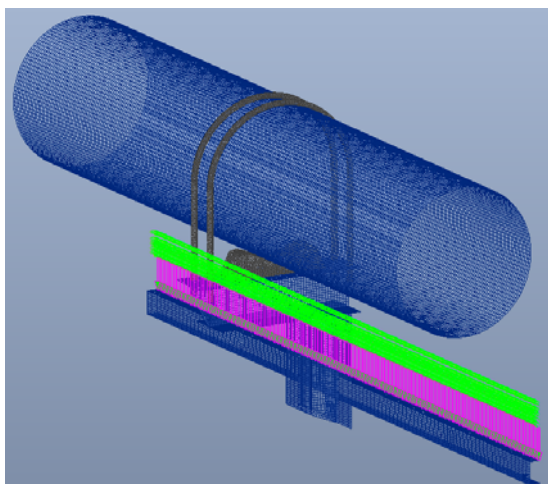
Le azioni e le combinazioni dei carichi sono quelle definite nel capitolo precedente.

9.2.1 Azione G1: peso proprio dei materiali strutturali

Il peso proprio dei materiali è applicato automaticamente dal software a tutti gli elementi definiti nel modello. Tale azione non è visualizzabile.

9.2.2 Azione G2: carichi permanenti portati, non strutturali

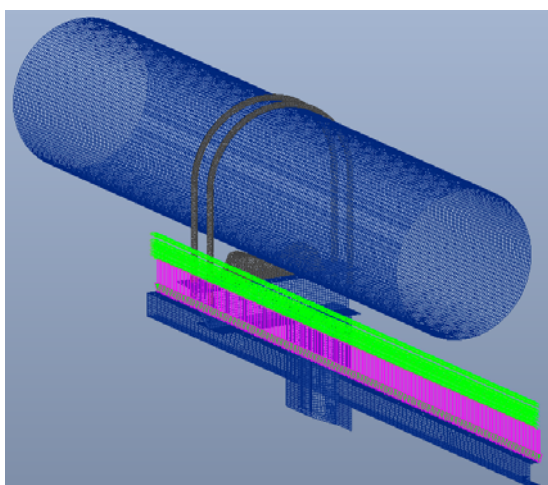
Nella figura è evidenziato il carico dovuto al peso del grigliato assunto uniformemente ripartito sul profilato UPN di competenza. Il valore del carico utilizzato è pari a 0.13 kN/m.



9.2.3 Azione Q1: carico variabile agente sul grigliato

Sul grigliato si è considerato cautelativamente agente un carico uniformemente distribuito pari a 4.0 kN/m^2 ed un carico concentrato pari a 4.0 kN distribuito con passo di 1 m .

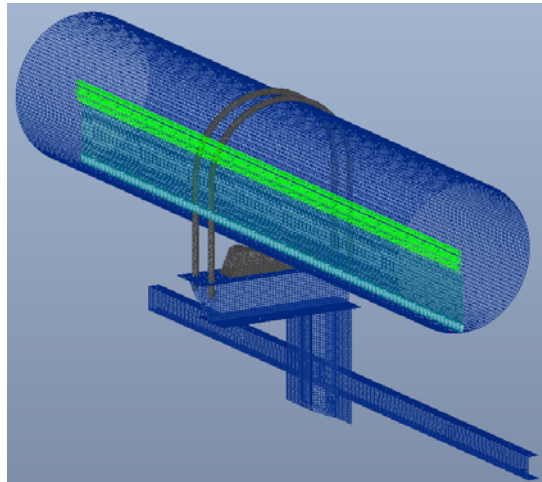
Nella figura è evidenziato il carico considerato espresso in kN a metro lineare, il valore utilizzato è: 10 kN/m .



9.2.1 Azione Q2: peso proprio dell'acqua entro il tubo considerato pieno

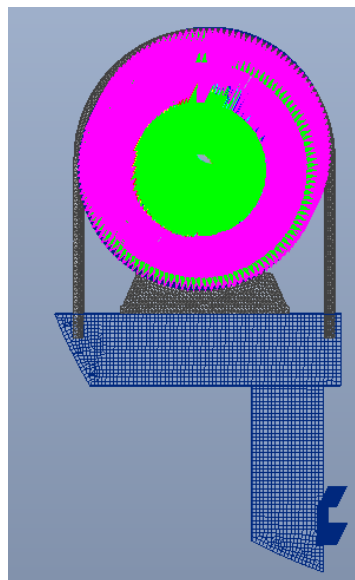
Il peso proprio dell'acqua contenuta nel tubo è pari a 2.83 kN/m .

Il peso proprio dell'acqua è stato considerato agente in termini di risultante redistribuita sul numero di nodi (201) relativi alla lunghezza di 3 m , ad ogni nodo compete un carico concentrato pari a 0.043 kN/nodo .



9.2.2 Azione Q3: pressione interna entro il tubo pari alla pressione di esercizio

La pressione interna considerata agente entro la parete interna del tubo è pari alla pressione di esercizio 392.24 kN/m^2 .



9.2.1 Azione E_x , E_y : azione sismica

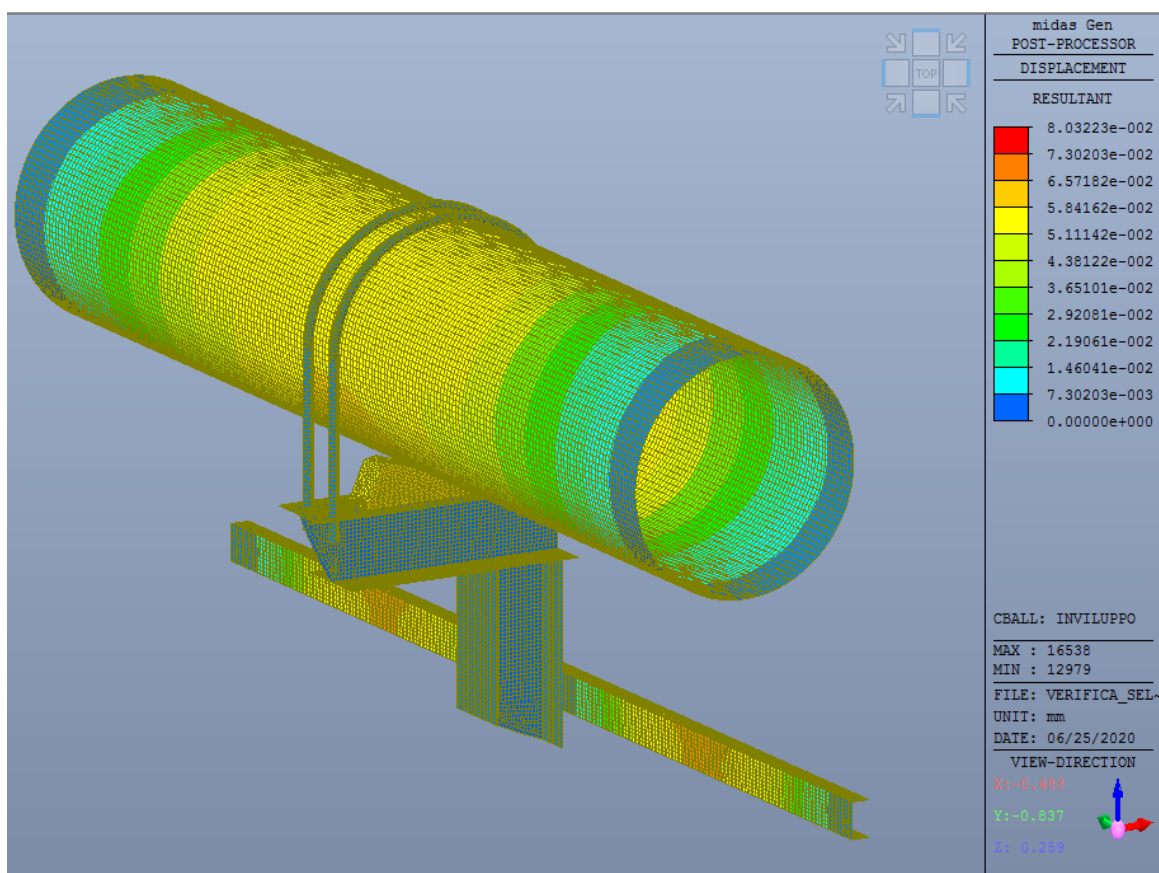
L'azione sismica è stata inserendo nel software di modellazione lo spettro di risposta per SLV. Analogamente al peso proprio detta azione non è visualizzabile graficamente.

9.3 Risultati della modellazione FEM 3D

Di seguito sono riportati in forma grafica i risultati della modellazione in termini di spostamenti, deformazioni e tensioni.

I grafici sono riferiti all'involuppo delle combinazioni di carico che essendo ottenuto sovrapponendo i risultati delle singole combinazioni di carico considerate rappresenta i valori, positivi e negativi, massimi delle sollecitazioni.

- **Involuppo delle combinazioni di carico a SLU compresa l'azione sismica - Spostamenti**



Gli spostamenti indotti dall'involuppo delle combinazioni più gravo ivi inclusa l'azione sismica hanno valori praticamente trascurabili per la presenza sovrabbondante di vincoli. Lo spostamento massimo è pari a 0.08 mm, valore estremo della scala cromatica. Come si può osservare le deformazioni in termini di spostamento sono mediamente dell'ordine di 0.05 mm (predominanza del colore giallo, giallo-verde).

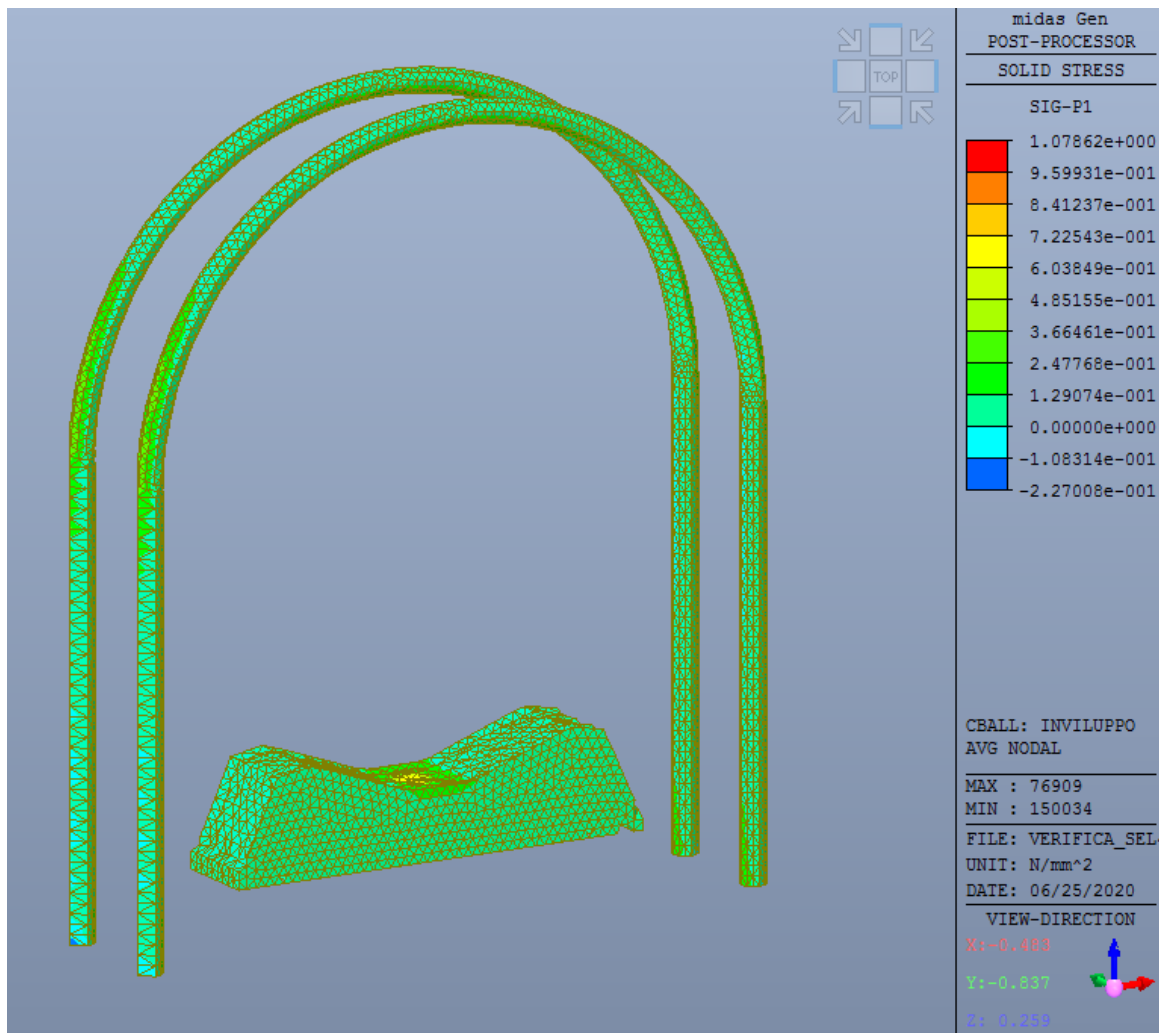
Si osserva che nell'analisi condotta nel capitolo precedente del tratto di condotta interrata lo spostamento massimo del tubo nel terreno per scorrimento è pari a 0.0020 mm.

- **Inviluppo delle combinazioni di carico a SLU compresa l'azione sismica – Tensione principale massima**

Poiché il cavallotto ed il supporto a rulli sono stati modellati come elementi solid tridimensionali mentre i restanti elementi sono del tipo plate bidimensionali non è possibile visualizzare contemporaneamente nella stessa immagine le corrispondenti tensioni agenti.

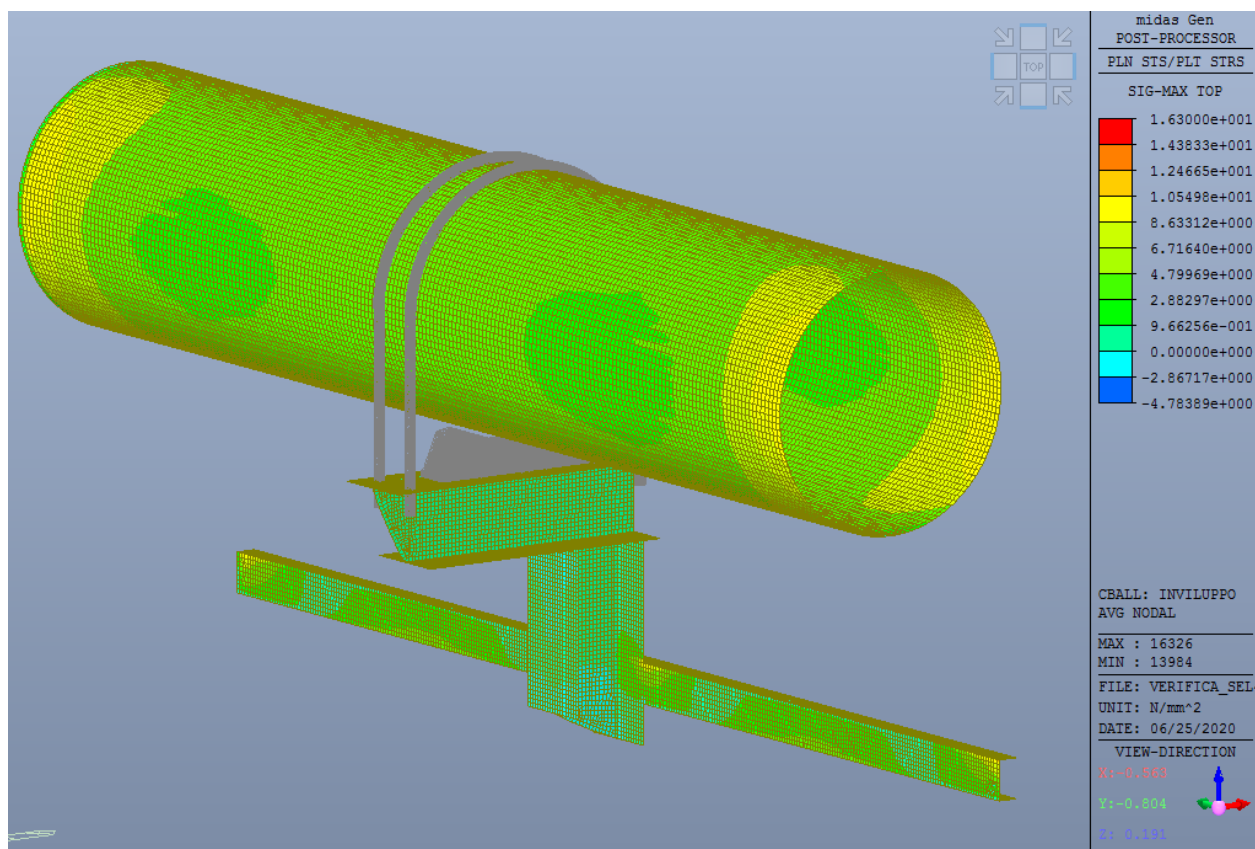
Di seguito si proporrà prima l'immagine delle tensioni principali massime agenti sul cavallotto e sul supporto e di seguito l'immagine che mostra le tensioni agenti sugli elementi plate che definiscono la struttura di supporto costituita dai profili HEA200 e UPN100.

- Tensioni principali massime agenti sul cavallotto e sulla sella di appoggio



La tensione principale massima agente sul cavallotto è di circa 1 MPa.

- Tensioni principali massime agenti sui profili



La tensione principale media agente sulla condotta e sui profili della struttura di sostegno è di circa 5 MPa, valore questo che è comparabile con i valori calcolati anche nel caso precedente di condotta interrata.

Dai risultati ottenuti dalla modellazione si osserva come le tensioni massime agenti siano di molto inferiori alla tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio pari a 309 MPa.

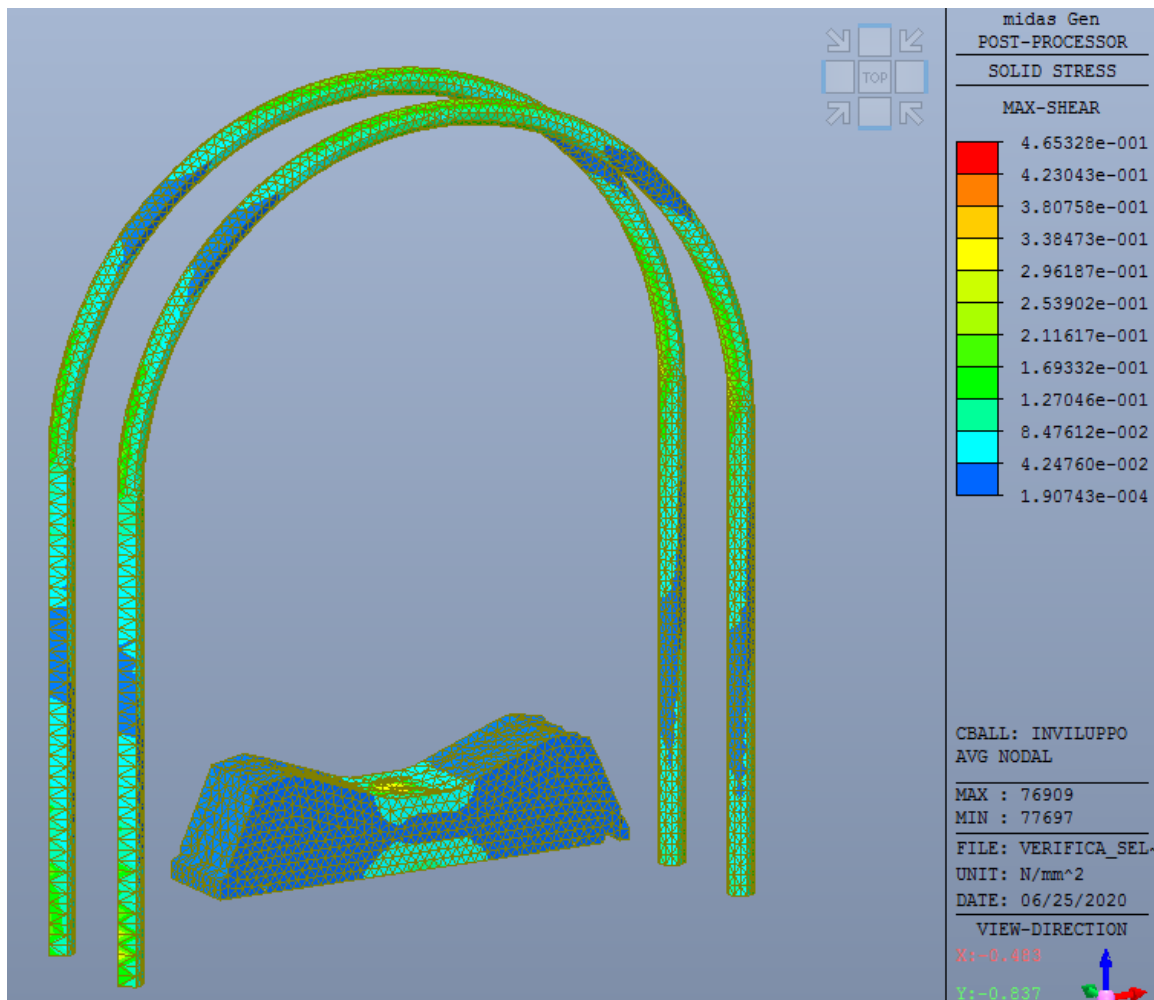
Tale risultato che mostra uno stato di sollecitazione non impegnativo per la struttura in esame è in linea con i risultati tensionali ottenuti nel caso di analisi sismica del tratto di condotta interrato.

- **Inviluppo delle combinazioni di carico a SLU compresa l'azione sismica – Tensione massime di taglio**

Poiché il cavallotto ed il supporto a rulli sono stati modellati come elementi solid tridimensionali mentre i restanti elementi sono del tipo plate bidimensionali non è possibile visualizzare contemporaneamente nella stessa immagine le corrispondenti tensioni agenti.

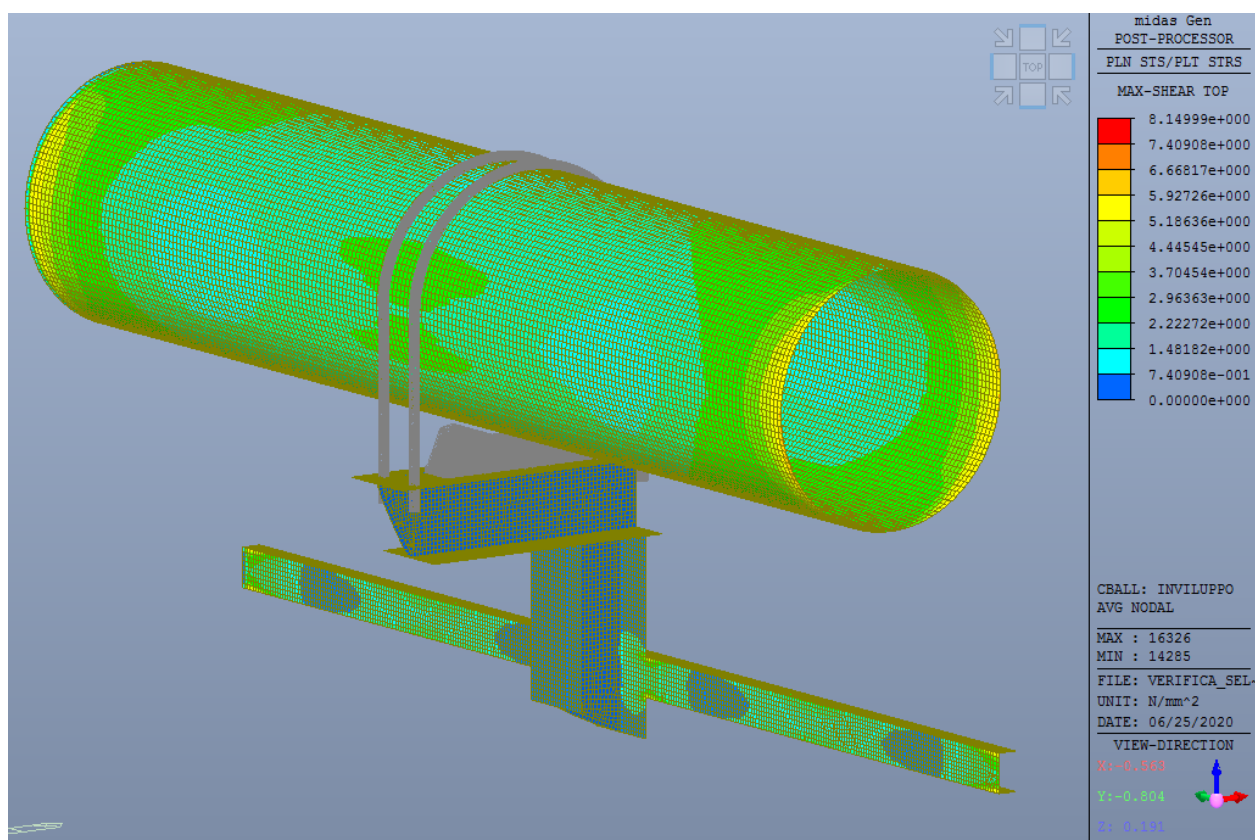
Di seguito si proporrà prima l'immagine delle tensioni principali massime agenti sul cavallotto e sul supporto e di seguito l'immagine che mostra le tensioni agenti sugli elementi plate che definiscono la struttura di supporto costituita dai profili HEA200 e UPN100.

- Tensioni massime di taglio agenti sul cavallotto e sulla sella di appoggio



La tensione principale massima di taglio agente sul cavallotto è di circa 0.5 MPa.

- Tensioni massime di taglio agenti sui profili



La tensione di taglio media agente sulla condotta e sui profili della struttura di sostegno è di circa 5 MPa, valore questo che è comparabile con i valori calcolati anche nel caso precedente di condotta interrata.

Dai risultati ottenuti dalla modellazione si osserva come le tensioni massime agenti siano di molto inferiori alla tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio pari a 309 MPa.

Tale risultato che mostra uno stato di sollecitazione non impegnativo per la struttura in esame è in linea con i risultati tensionali ottenuti nel caso di analisi sismica del tratto di condotta interrato.

- **Verifica dell'unione bullonata realizzata mediante il cavallotto per tubi**

Il sistema di ancoraggio prevede la messa in opera di due cavallotti per tubi aventi un diametro di 24 mm realizzati con due profili tondi pieni posti immediatamente a valle e a monte dell'appoggio con rulli.

Di seguito si esegue la verifica considerando il sistema di ancoraggio come una unione a trazione.

Si eseguirà la verifica nei confronti di due diversi stati limite, corrispondenti alla decompressione delle lamiere ed alla resistenza a rottura per trazione del bullone.

La resistenza di progetto a trazione di un bullone può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{tbk} A_{res}}{\gamma_{M2}} \quad [4.2.68 - \text{NTC2018}]$$

in cui f_{tbk} è la resistenza caratteristica a rottura del materiale di cui è costituito il bullone, A_{res} è l'area del gambo in corrispondenza della filettatura e $\gamma_{M2} = 1.25$ il coefficiente parziale di sicurezza così come indicato nella tabella 4.2.XIV delle NTC2018. Il cavallotto è previsto che sia realizzato con un profilo tondo a sezione piena avente diametro 24 mm di acciaio S275JR. La resistenza caratteristica a rottura assunta è quindi pari a 430 N/mm² (capitolo 4.2.1 – NTC2018).

Il diametro in corrispondenza della filettatura M24 è pari a 21.9 mm.

La resistenza di progetto vale quindi:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot 430 \cdot \pi \cdot \frac{21.9^2}{4}}{1.25} = 116562 \text{ [N]}$$

Nelle unioni bullonate soggette a trazione è anche necessario verificare la lamiera a punzonamento.

In questo caso, la resistenza di progetto a punzonamento del piatto collegato è pari a:

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad [4.2.70 - \text{NTC2018}]$$

dove d_m è il minore tra il diametro del dado e quello medio della testa del bullone, t_p è lo spessore della lamiera e f_{tk} è la tensione di rottura dell'acciaio del piatto.

Poiché l'unione avviene mediante il serraggio di due bulloni il valore di d_m sarà pari al diametro del dado. I dadi esagonali M24 UNI 5588 classe 8 hanno un diametro di 33.2 mm.

Lo spessore t_p corrisponde allo spessore dell'ala del profilo HEA200 ed è quindi pari a 10mm.

La resistenza caratteristica della lamiera assume il valore della resistenza caratteristica a rottura dell'acciaio S275JR del profilo HEA200.

La resistenza di progetto a punzonamento vale quindi:

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot 33.2 \cdot 10 \cdot 430}{1.25} = 215168 \text{ [N]}$$

In definitiva, la resistenza di progetto complessiva dell'unione a trazione è ottenuta come valore minimo tra $B_{p,Rd}$ e $F_{t,Rd}$ ossia 116562 N.

Dalla modellazione agli elementi finiti si è calcolata la tensione principale massima agente sul cavallotto che è pari a circa 1 N/mm². Avendo il cavallotto diametro 24 mm l'area della sua sezione è pari a 452 mm². Moltiplicando la tensione principale massima per l'area si ottiene il valore della forza di trazione agente sulla sezione del cavallotto che è pari a 452 N che rappresenta la sollecitazione di calcolo di trazione agente su un bullone.

Il valore della sollecitazione di calcolo pari a 452 N è minore del valore della resistenza complessiva dell'unione a trazione pari a 116562 N, la verifica del cavallotto risulta così soddisfatta.