

PIANO INVESTIMENTI 2019

MANUTENZIONE STRAORDINARIA PER IL MIGLIORAMENTO DEL SERVIZIO IDRICO INTEGRATO

Asset	RETE DI RACCOLTA
Comune	BARLETTA - Prov. di BAT
Ubicazione	Varie vie
Oggetto	INTERVENTI PROPEDEUTICI AL RISANAMENTO DEGLI SCARICHI SUL LUNGOMARE DI PONENTE - BARLETTA

PROGETTO DEFINITIVO

VERIFICA STATICA DELLE CONDOTTE

ELABORATO

ER.05

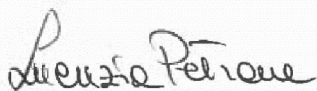
PROTOCOLLO N.

SAP: 21/21117


Bari, li

Progettisti:

Geom. Pasquale Quacquarelli
Ing. Lucrezia Petrone
Ing. Marta Cecca
Geom. Girolamo de Gennaro



Il Responsabile della progettazione
Geom. Pasquale Quacquarelli



Visto: Il Responsabile del Procedimento
Ing. Francesca Fresa

C.S.P.:

Ing. Marta Cecca



Sommario

1. PREMESSA	2
2. MODALITÀ DI POSA.....	2
3. CALCOLO DEI CARICHI.....	2
4. VERIFICA DELLA TUBAZIONE.....	6
5. RISULTATI DEI CALCOLI	13

1. PREMESSA

Lo scopo della verifica è garantire che le tubazioni siano in grado di resistere, con adeguato margine di sicurezza, ai carichi agenti, rispettando le condizioni necessarie per il normale esercizio ed assicurandone la conservazione nel tempo.

La verifica statica di una tubazione interrata consiste nell'accertare che le tensioni siano adeguatamente minori dei valori di rottura e che le deformazioni conseguenti alle sollecitazioni esercitate dal rinterro e dagli altri carichi agenti siano tali da non comprometterne la funzionalità.

Il comportamento di una condotta interrata deve essere preso in esame considerando il sistema tubo-terreno: l'interazione della condotta con il sottosuolo dipende, infatti, dalla sua rigidità, la quale induce reazioni differenti da parte del terreno.

La presente relazione riguarda la verifica statica delle condotte che costituiranno la rete di raccolta di che trattasi. La verifica interesserà le condotte in PE100 posate con sistema di scavo a cielo aperto e precisamente nelle sezioni di seguito riportate si ha in minimo ricoprimento:

- Intervento 1: condotta premente DN630 con $h = 1.20$
- Intervento 4: condotta premente DN180 con $H = 1.20$

2. MODALITÀ DI POSA

Le modalità di posa di una condotta fognaria rappresentate nel presente calcolo sono in conformità a quanto proposto dalla normativa UNI 7517:

- posa in trincea stretta
- posa in trincea larga

La norma UNI considera che una condotta sia posata in trincea stretta quando sia soddisfatta una delle seguenti condizioni:

- a) $B \leq 2D$ con $H \geq 1.5B$
- b) $2D \leq B \leq 3D$ con $H \geq 3.5B$

in cui B e H indicano la larghezza e l'altezza dall'estradosso della tubazione come riportato nella successiva figura.

Nel caso in cui queste condizioni non siano rispettate la posa si definisce in trincea larga. Nel caso di specie verrà considerata la trincea larga poiché le sezioni scelte non rispondono alle relazioni suesposte.

3. CALCOLO DEI CARICHI

3.1 Generalità

Al fine di individuare le deformazioni delle tubazioni a seguito delle pressioni esercitate su essa, si procederà con l'individuazione dei relativi carichi che gravano sulla tubazione, e possono essere suddivisi in:

- carichi permanenti

- carichi accidentali
- azione del peso del fluido
- carico idraulico indotto dalla presenza della falda
- reazioni laterali del terreno

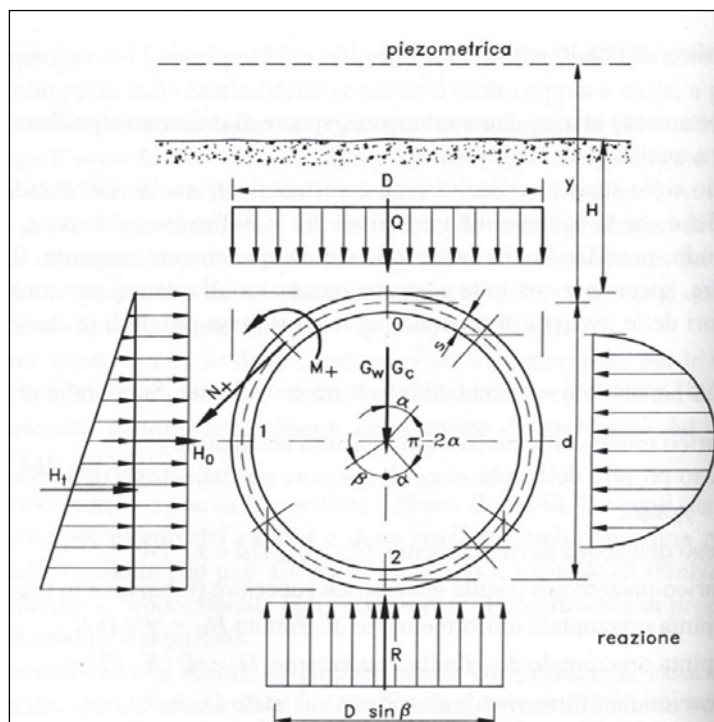


fig.1 – Rappresentazione schematica dei carichi [Da Deppo – Fognature 2009]

I carichi permanenti a cui è sottoposta una tubazione interrata dipendono per lo più dall'azione del rinterro mentre i carichi accidentali sono per lo più da attribuirsi alla presenza di traffico.

Nella determinazione del carico permanente che sollecita una condotta interrata un ruolo importante è dato dall'azione del rinterro. Tra le diverse metodologie utilizzate nella comune prassi ingegneristica si è scelto di utilizzare il metodo di Marston Spangler. Avendo scelto di utilizzare come materiale per le tubazioni il PE100, per la verifica statica si deve far riferimento alle tubazioni flessibili e, pertanto, si possono seguire le indicazioni riportate nella norma AWWA (American Water Works Association) C950/88 che si riferisce a tubi a pressione in resine termoindurenti rinforzate con fibre di vetro, ma che può essere ragionevolmente estesa a tutti i materiali plastici e alle tubazioni flessibili in generale.

Le verifiche vengono effettuate considerando le caratteristiche di resistenza a lungo termine dei materiali utilizzati; è noto infatti, che i materiali plastici vanno incontro ad un decadimento nel tempo delle loro caratteristiche meccaniche.

3.2 Carico dovuto al rinterro

L'appendice A della norma AWWA (American Water Works Association) C950/88 propone di valutare il carico verticale del suolo sul tubo come peso del prisma di terreno di base D e altezza H:

$$Q_{st} = \gamma_t DNH$$

in cui:

- H indica l'altezza del rinterro dell'estradosso della tubazione [m];
- DN il diametro esterno della tubazione fognaria [m];
- γ_t indica il peso specifico del terreno di rinterro [kN/m³]

Nel caso di trincea larga, al carico Q_{st} corrisponde una pressione verticale q_{st} valutabile mediante la relazione:

$$q_{st} = \frac{Q_{st}}{0.85 DN}$$

In cui q_{st} indica la pressione verticale agente sulla parte superiore del tubo per una lunghezza pari alla corda compresa in un angolo al centro pari a circa 130°;

- DN il diametro esterno della tubazione fognaria[m];
- Q_{st} indica il sovraccarico indotto dal rinterro [kN/m]

Nella successiva tabella sono elencate le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti nel codice di calcolo da assumersi per la definizione del carico indotto dal rinterro.

<i>Tipo di terreno</i>	<i>Peso Specifico γ_t [kN/m³]</i>	<i>Peso immerso γ' [kN/m³]</i>	<i>Angolo di attrito interno ϕ [°]</i>
Argilla fangosa	20	16,9	20
Argilla sabbiosa	18	15,9	14
Argilla umida comune	20	16,4	12
Fango con polvere di roccia	18	16,9	25
Loess	21	15,9	18
Marna	21	16,9	22
Misto di cava di ghiaia e ciottoli	20	16,8	37
Misto di cava di sabbia e ghiaia	20	16,5	33
Sabbia argillosa	18	15,9	15
Sabbia secca	15	15,9	31
Sabbia umida	17	16,4	34
Terra secca	17	15,5	14
Terra umida	20	16,0	25
Terreno misto compatto	20	16,4	33
Terreno misto sciolto	18	15,9	15
Terreno paludoso	17	9,9	12
Terreno sabbioso	19	15,8	30

3.3 Sovraccarichi dinamici veicolari

Sul terreno sovrastante la tubazione interrata oltre al rinterro possono agire altri carichi, come quelli dinamici relativi al traffico stradale e/o ferroviario.

Per il calcolo del carico veicolare si fa riferimento a quanto espresso dalla normativa DIN 1072 secondo cui il traffico veicolare può essere suddiviso nelle seguenti classi di carico:

- HT autocarro pesante;
- LT autocarro leggero

I valori di carico per ruota dei veicoli per classe DIN sono riassunti nella successiva tabella in cui si è introdotta anche la classe Ferroviario a cui è stato associato un carico massimo per ruota di 200 kN.

Classe	Carico per ruota P (KN)	Tipologia
HT60	100	Traffico pesante
HT45	75	
HT38	62,5	
HT30	50	
HT26	35	
LT12	20	
LT6	10	Traffico leggero
LT3	5	
FERROVIARIO	200	

Nel caso di specie si considera il carico NT60 indicativo del traffico pesante. La pressione dinamica σ_z esercitata dal traffico sul tubo viene valutata adottando le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = 0.5281 \frac{P}{H^{1.4061}} \phi$$

valida per traffico stradale pesante (convoglio classe HT), in cui:

- σ_z indica la pressione dinamica [kN/m²];
- P indica il carico per ruota [kN];
- H indica l'altezza di ricopertura del tubo (altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo) [m];
- il coefficiente ϕ indica un coefficiente di incremento valutato secondo le relazioni:

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

valida per carico stradale e autostradale dove h indica l'altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo [m];

Note la pressione dinamica è possibile calcolare il carico dinamico che grava su una condotta di diametro esterno DN applicando la relazione

$$Q_{din} = \sigma_z DN$$

dove :

- σ_z indica la pressione dinamica [kN/m²];
- DN indica il diametro esterno del tubo [m];

3.4 Azione del peso del fluido

Si considera come carico aggiuntivo sul tubo anche il peso dell'acqua contenuta al suo interno. Il carico, nell'ipotesi di tubo pieno, si calcola con la relazione:

$$Q_a = 7.70 D_i^2$$

in cui D_i indica il diametro interno della tubazione [m].

3.5 Carico idrostatico dovuto alla falda

Nel terreno in cui è posata la tubazione fognaria, soprattutto per le condotte situate in prossimità della linea costiera, si è in presenza di falda. Pertanto si deve tenere conto della pressione idrostatica che la stessa esercita sulla condotta mediante la relazione:

$$Q_{idr} = \gamma_w \left(h + \frac{DN}{2} \right) DN$$

dove:

- Q_{idr} indica il carico indotto dalla falda [kN/m]
- DN il diametro esterno della condotta [m]
- γ indica il peso specifico dell'acqua [kN/m³];
- h indica l'altezza della falda valutata rispetto l'estradosso delle tubazione [m];

La pressione esercitata dalla falda q_{idr} è pari a: $q_{idr} = \gamma_w \left(h + \frac{DN}{2} \right) = \frac{Q_{idr}}{DN}$

In cui:

- q_{idr} indica la pressione associata al carico idrostatico indotto dalla falda [kN/m²]
- Q_{idr} indica il carico indotto dalla falda [kN/m]
- DN il diametro esterno della condotta [m]
- γ_w indica il peso specifico dell'acqua [kN/m³];
- h indica l'altezza della falda valutata rispetto l'estradosso delle tubazione [m];

Nel caso di presenza di falda il carico del rinterro, per la quota parte interessata dalla falda, deve essere calcolato adottando il relativo peso specifico immerso γ' .

4. VERIFICA DELLA TUBAZIONE

4.1 Generalità

Concluse le operazioni di calcolo dei carichi gravanti sulle tubazioni si procede alla verifica statica delle tubazioni attraverso la:

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

4.2 Verifica alla deformazione

La deformazione viene calcolata adottando lo schema statico proposto da Spangler secondo cui lo stato di sollecitazione che si produce in una tubazione sottoposta ai carichi indicati nella fig.1 è caratterizzato da una distribuzione parabolica della spinta passiva simmetrica rispetto al diametro orizzontale e applicata a partire dall'angolo a pari a 40° per un'ampiezza di 100 mentre la reazione sul fondo della trincea interessa varie ampiezze.

La deformazione del diametro orizzontale secondo Spangler è data dalla relazione:

$$\Delta_d = \frac{QKF}{8SN + 0.061E_t}$$

in cui:

- 'd indica la deformazione assoluta diametrale del tubo in senso orizzontale [mm];
- Q il carico totale gravante sul tubo dato dalla somma del carico dovuto al rinterro, al carico indotto dalla falda, dal carico dell'acqua contenuta nella tubazione e dai carichi veicolari e statici [kN/m];
- K indica il coefficiente di sottofondo, parametro che dipende dalla tipologia di appoggio del tubo sul fondo della trincea; si rimanda a quanto contenuto nella successiva tabella (v. tab.3);
- F indica il coefficiente di deformazione differita. Esso tiene conto dell'incremento di deformazione che la condotta subisce nel tempo. Ponendo il coefficiente F pari a 1 si conduce una verifica a breve termine mentre per condurre verifiche a lungo termine (2 – 5 anni dalla posa) si adotta un coefficiente F pari a 2;
- SN indica la rigidezza anulare della tubazione [kN/m²];
- E_t indica il modulo di elasticità del terreno di rinfianco secondo Winkler [kN/m²] (v. tab.4);

Nota la deformazione assoluta si calcola la deformazione relativa δ come rapporto tra Δd ed il diametro esterno DN. La verifica è superata se:

$$\delta < \delta_{lim}$$

In cui δ_{LIM} indica la deformazione diametrale limite.

La verifica deve essere condotta sia nelle condizioni di breve che di lungo termine ricordando che per la verifica a lungo termine il coefficiente di deformazione differita deve essere posto cautelativamente pari a 2. Si sottolinea che secondo Spangler il parametro δ deve essere sempre inferiore al 5 %.

Tab. 1 - Valori di δ_{lim} per tubazioni flessibili

Tipo UNI	Deformazione diametrale δ_{lim}	
	Dopo 1 mese	Dopo 2 anni
303/1	5% - 8%	10%
303/2	5%	8%

Tab.4 – Valore dei moduli di elasticità Et per alcuni tipi di terreno (rinfiacco) in funzione di vari gradi di compattazione

Tipo di terreno	Materiale alla rinfusa	Compattazione		
		Leggera	Moderata	Alta
	Indice Proctor	<85%	85-94%	>95%
	Densità relativa	<40%	40-70%	>70%
Terreno coesivo LL > 50% Argilla e limo ad alta plasticità	0	0	0	350
Terreno coesivo LL < 50% Argilla e limo a media e bassa plasticità con meno del 25% di particelle di fango	350	1400	2800	7000
Terreno granulare coesivo Ghiaia con particelle fini con bassa o media plasticità Sabbia con particelle fini con bassa o media plasticità	700	2800	7000	14000
Terreno senza coesione Ghiaia con curva granulometrica ben assortita o non ben assortita	700	7000	14000	21000
Rocce macinate	7000	21000	21000	21000

Tab.3 – Valori del coefficiente di sottofondo K in funzione di diversi angoli di appoggio della tubazione sul fondo della trincea.

Angolo appoggio	Coefficiente
0	0.121
60	0.103
90	0.096
120	0.09
180	0.083

4.3 Verifica dell'instabilità all'equilibrio elastico

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 (deformata a due lobi) e progressivamente si ha deformazione a tre lobi ecc. [Papiri, 2008]. Il carico critico q_a può essere quindi valutato secondo la nota formula di Eulero:

$$q_a = \frac{E}{(1-\nu^2)} \left(\frac{s}{DN-s} \right)^3$$

in cui:

- q_a il carico critico di imbozzamento (buckling) [kN/m²]
- E indica il modulo elastico del materiale [kN/m²]
- ν il coefficiente di Poisson del materiale costituente il tubo [-]
- s rappresenta lo spessore del tubo [m]

In una tubazione interrata, la pressione di buckling dipende però non solamente dall'indice di rigidezza della tubazione, ma anche dal modulo elastico del suolo che circonda la tubazione in quanto il sistema tubo-suolo si comporta come un'unica entità [Papiri, 2008].

La Norma ANSI-AWWA C950/88 fornisce la seguente espressione per la stima della pressione ammissibile di buckling, q_a :

$$q_a = \frac{1}{F_s} \left(32 R_w B' E_t \frac{E_m I}{DN^3} \right)$$

in cui:

- q_a è la pressione ammissibile di buckling in N/m²
- F_s indica il fattore di progettazione posto pari a 2.5
- R_w indica il fattore di spinta idrostatica della falda pari a $R_w = 1 - 0.33 \frac{H_w}{H}$ con H l'altezza del rinterro in cm ed H_w l'altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione in cm;
- B' è il coefficiente empirico di supporto elastico (adimensionale) dato dalla relazione $B' = \frac{1}{1 + 4e^{-0.213H}}$, con H espresso in m;
- DN indica il diametro esterno della tubazione;
- E_t indica il modulo elastico del terreno di rinterro;
- E_m indica il modulo elastico del materiale che costituisce il tubo;
- I indica il momento d'inerzia del tubo

L'espressione precedente mostra chiaramente come la pressione ammissibile di buckling sia condizionata in egual misura dall'indice di rigidezza della tubazione e dal modulo elastico del materiale di sottofondo e rinfianco della tubazione.

La verifica all'instabilità elastica si esegue confrontando la pressione ammissibile di buckling q_a con la risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati valutata mediante la relazione

$$\gamma_w h + \frac{R_w Q_{st}}{DN} + \frac{(P + Q_{din})}{DN} \leq q_a$$

in cui:

- γ_w è il peso specifico dell'acqua
- R_w indica il fattore di spinta idrostatica della falda pari a $R_w = 1 - 0.33 \frac{H_w}{H}$ con H l'altezza del rinterro in cm ed H_w l'altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione in cm;
- h indica l'altezza della falda valutata rispetto l'estradosso delle tubazione [m];
- DN il diametro esterno del tubo

- Qst il carico dovuto alla presenza del rinterro
- P il carico verticale gravante sul tubo dovuto a carichi statici posti sulla superficie
- Qdist il carico verticale accidentale associato al traffico veicolare

3 Verifica delle sollecitazioni

Al fine di verificare che le tensioni nelle sezioni maggiormente sollecitate della tubazioni siano minori delle tensioni massime ammissibili del materiale occorre calcolare le tensioni specifiche che si manifestano nelle tre sezioni più significative: al vertice (chiave), sul fianco e al fondo. La metodologia ipotizza che il comportamento statico della condotta sia riconducibile a quello di un anello elastico sottile e che la sezione sia completamente reagente.

Il calcolo dei momenti M e degli sforzi normali N è stato fatto nell'ipotesi che l'azione sui fianchi della condotta fosse distribuita secondo il classico trapezio di spinta.

I valori dei parametri M (momento) ed N (sforzo normale) sono calcolati per le sezioni in chiave, sul fianco e sul fondo in funzione di varie aperture angolari dell'appoggio o sella d'appoggio ($2D = 180^\circ, 120^\circ$ e 90°) mediante le relazioni riportate in tabella [Da Deppo – Fognature 2009].

Parametri di sollecitazione per unità di lunghezza in una tubazione interrata per diverse ampiezze d'appoggio							
CARICHI	Angolo appoggio [°]	Sforzo Normale N			Momento Flettente M		
		Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo	Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo
Peso proprio G_c	180°	-0.027G _c	+0.250G _c	+0.027G _c	+0.028G _c d	-0.031G _c d	+0.035G _c d
	120°	-0.040G _c	+0.250G _c	+0.040G _c	+0.030G _c d	-0.035G _c d	+0.042G _c d
	90°	-0.053G _c	+0.250G _c	+0.053G _c	+0.033G _c d	-0.039G _c d	-0.051G _c d
Peso dell'acqua Q_a	180°	-0.186Q _a	-0.068Q _a	-0.451Q _a	+0.028Q _a d	-0.031Q _a d	+0.035Q _a d
	120°	-0.199Q _a	-0.068Q _a	-0.438Q _a	+0.030Q _a d	-0.035Q _a d	+0.042Q _a d
	90°	-0.212Q _a	-0.068Q _a	-0.424Q _a	+0.033Q _a d	-0.039Q _a d	+0.051Q _a d
Carico verticale uniforme Q	180°	0	+0.50Q	0	+0.063Qd	-0.063Qd	+0.063Qd
	120°	-0.013Q	+0.50Q	+0.013Q	+0.066Qd	-0.066Qd	+0.069Qd
	90°	-0.027Q	+0.50Q	+0.027Q	+0.069Qd	-0.070Qd	+0.078Qd
Spinta H _o	-	+0.5H _o	0	+0.5H _o	-0.063H _o d	+0.063H _o d	-0.063H _o d
Spinta H _t	-	+0.313H _t	0	+0.687H _t	-0.052H _t d	+0.063H _t d	-0.073H _t d

in cui:

- G_c indica il peso proprio del tubo calcolato secondo la relazione $G_c = \gamma_c \pi s D_m$ in cui s indica lo spessore della tubazione, D_m il diametro della fibra media e γ_c il peso specifico del materiale che costituisce il tubo;
- Q_a [kN/m] indica il peso dell'acqua contenuto all'interno del tubo nell'ipotesi di completo riempimento. Si calcola con la relazione $Q_a = 7.70 D_i^2$ in cui D_i indica il diametro interno della tubazione [m].

- Q indica il carico totale verticale dato dalla somma del carico associato al rinterro e dei carichi accidentali (veicoli + carichi statici distribuiti + carico idrostatico). Si rimanda a quanto contenuto in precedenza [kN/m];
- H_0 [kN/m] indica la reazione uniformemente distribuita data da $H_0 = HDNK_a$ in cui k_a indica il coefficiente di spinta attiva pari a $K_a = tg^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$; DN il diametro esterno del tubo ed H indica l'altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m]; γ indica il peso specifico del terreno di rinterro;
- H_t indica la spinta orizzontale distribuita linearmente pari a $H_t = \gamma D^2 K_a / 2$ in cui k_a indica il coefficiente di spinta attiva pari a $K_a = tg^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$; DN il diametro esterno del tubo ed H indica l'altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m]; γ indica il peso specifico del terreno di rinterro.

Noti i valori degli sforzi normali N e del momento flette M per le tre sezioni indicate in precedenza si procede al calcolo delle tensioni all'estradosso e all'intradosso della tubazione rispettivamente indicati con σ_e e σ_i mediante le relazioni:

$$\sigma_i = \frac{N}{s} - 6 \frac{M}{s^2} \quad \text{con } s \text{ che indica lo spessore della tubazione}$$

$$\sigma_e = \frac{N}{s} + 6 \frac{M}{s^2}$$

Successivamente, i valori così ottenuti verranno confrontati con quelli ammissibili per il materiale che costituisce la tubazione oggetto di verifica.

3.1 Calcolo della reazione laterale del terreno

L'ovalizzazione del tubo indotta dai carichi che gravano su di esso è contrastata dal contenimento laterale fornito dal terreno. La pressione laterale uniformemente distribuita su una corda avente angolo al centro pari a 90° è calcolabile mediante la seguente relazione:

$$r_t = \frac{(q_{st} + \sigma_z + q_s + q_{idr})}{c_r DN^4 + 18.3 E_m s^3} c_r DN \quad \text{in cui:}$$

- r_t indica la pressione laterale del terreno [kN/m²];
- q indica la pressione esercitata dal rinterro [kN/m²];
- \mathbf{V}_z^{st} indica la pressione associata al carico veicolare [kN/m²];
- q_s indica la pressione associata ai carichi statici distribuiti [kN/m²];
- q_{idr} indica la pressione idrostatica [kN/m²];
- c_r rappresenta il coefficiente di rigidità del terreno [N/cm³] pari a $c_r = f_c H$ con H l'altezza del terreno valutata rispetto all'estradosso del tubo [m] ed f_c (tab.6) il fattore di compattazione del terreno i cui valori sono riportati nella tabella successiva in funzione di diversi gradi di compattazione;
- DN indica il diametro esterno del tubo [mm];
- E_m indica il modulo di elasticità del materiale a lungo termine [kN/m²];
- s indica lo spessore del tubo [m].

La forza di reazione laterale R_t è data dalla relazione:

$$R_t = \frac{\sqrt{2}}{2} r_t DN$$

In cui:

- R_t indica la forza laterale del terreno [kN/m];
- r_t indica la pressione laterale del terreno [kN/m²];
- DN indica il diametro esterno del tubo [m];

Tab. 6 – Valori del parametro f_c in funzione di diversi gradi di compattazione del terreno di rinfianco.

Grado di compattazione	f_c
Assente	1 -- 5
scarso	6 -- 10
Moderato	11 -- 13
Buono	14 -- 20

5. RISULTATI DEI CALCOLI

INTERVENTO N.1 – PREMENTE PORTO

DATI DI PROGETTO			
raggio medio tubazione	ram	296 mm	0,296 m
raggio esterno tubazione	ra	315 mm	0,315 m
Diametro esterno tubazione	Diametro	630,0 mm	0,630 m
Diametro nominale tubazione (diametro interno)	DN	554,2 mm	0,554 m
spessore tubazione	sp	37,9 mm	0,038 m
Ricoprimento minimo del terreno su estradosso tubazione	H	1200,0 mm	1,200 m
Larghezza della trincea alla generatrice superiore del tubo	B	1330 mm	1,330 m
Lunghezza in metri di tubazione interessata dal sovraccarico variabile	L	450,0 m	
modulo di elasticità tubazione PE (breve termine)	E (N/mm ²)	900	900000 KN/m ²
modulo di elasticità tubazione PE (lungo termine)	E _m (N/mm ²)	180	180000 KN/m ²
momento di inerzia tubazione	I	0,00000454	
Rigidità anulare tubazione	SN	16,3 KN/m ²	
deformazione diametrale limite breve termine	δ _{lim}	2,50%	
deformazione diametrale limite lungo termine	δ _{lim}	5,00%	
tensione ammissibile trazione PE100	Mpa (N/mm ²)	25	25000 KN/m ²
peso specifico tubazione PE100	KG/dm ³	1,0	
Misto di cava di sabbia e ghiaia	Tipo rinterro	indefinito	
Peso specifico terreno di rinfiacco (Misto di cava di ghiaia e ciottoli)	γ =	16,8 KN/m ³	
Peso specifico acqua	ρ =	10,0 KN/m ³	
Angolo di attrito del rinterro	φ =	37,0	
Angolo d'attrito terreno tubazione	δ =	15,9	
Stretta - Larga [norma UNI7517	Tipo trincea	larga	
altezza falda sulla tubazione	m	300,0 mm	0,300 m
Forza concentrata per carico da traffico (HT60)	P _v =	100 KN	
Coefficiente di incremento per carico stradale	φ	1,3	
Forza distribuita per carico statico ψ=1	P _d =	100,0 KN/m ³	
Coefficiente di sicurezza (1.3-1.5)	γ _s =	1,5	
Tipo A - Tipo B - Tipo C	Tipo appoggio	Tipo A	
Coefficiente di sottofondo (Dipendente dal tipo di appoggio)	K = [90°]	0,096	
modulo di elasticità terreno di rinfiacco (compattazione leggera)	E _t	7000 KN/m ²	
Coeff. di carico (vedi diagramma)	C _d =	,8 KN/m ³	
coefficiente di compattazione terreno	f _c =	6	
Fattore di progettazione	F =	2,5	
Fattore di spinta idrostatica falda	R _w =	0,9	
Coefficiente empirico di supporto elastico	B'	0,2463	
coefficiente di spinta attiva	k _a	0,248584	
coefficiente rigidità del terreno	c _r	7	
fattore di ritardo d'inflessione (adimensionale),	Fr	1	

CALCOLO DEI CARICHI

Carico terreno sovrastante		
Carico	Qst	12,70 KN/m
pressione verticale	qst	28,5 KN/m ²

Carico dinamico stradale		
Carico	Qdin	34,37 KN/m
Pressione dinamica stradale	σ_z	54,55 KN/m ²

Carico del fluido		
Carico del fluido	Qa	2,36 KN/m

Carico idrostatico della falda		
carico	Qidr	3,87 KN/m
pressione esercitata dalla falda	pidr	6,15 KN/m ²

Peso proprio tubazione		
Carico	Qp	0,69 KN/m

Carico laterale		
carico	Ho	3,16 KN/m

Carico triangolare		
carico	Ht	0,829

CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Parametri di sollecitazione per unità di lunghezza in una tubazione interrata per ampiezze con appoggio [90°]

CARICHI	Momento Flettente M			Sforzo Normale N			
	Sezione superiore	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo	Sezione superiore	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo	
Peso proprio	0,69 KN/m	0,014	-0,017	-0,221	-0,036	0,1716	0,036
peso dell'acqua	2,36 KN/m	0,049	-0,058	0,076	-0,501	-0,1608	-0,161
Carico ripartito superiore	53,31 KN/m	2,317	-2,351	2,619	-1,439	26,653	1,439
Spinta laterale Ho	3,16 KN/m	-0,125	-0,125	-0,125	1,579	0	1,579
Spinta laterale Ht	0,83 KN/m	-0,027	0,033	-0,038	0,259	0	0,570
Reazione Radiale costante	0,26 KN/m	-0,001	0,001	-0,009	0,004	0	0,031
		2,227	-2,518	2,302	-0,135	26,664	3,494

sezione superiore	σ_i	- 9 306,08
	σ_e	9 298,95
sezione mediana	σ_i	11 219,79
	σ_e	- 9 812,71
sezione inferiore	σ_i	- 9 525,23
	σ_e	9 709,61

σ_{max}	11 219,79
σ_{min}	- 9 812,71

VERIFICA

Verifica inflessione diametrale - deformazione stato limite di esercizio			
Deformazione assoluta breve termine	Δd	8,919 mm	
Deformazione relativa breve termine	δ	1,42%	<i>verificato</i>
Deformazione assoluta lungo termine	Δd	17,837 mm	
Deformazione relativa lungo termine	δ	2,831%	<i>verificato</i>

Verifica all'equilibrio elastico (Buckling) - ANSI-AWWA C950/88			
pressione ammissibile breve termine	q_a	368 daN/m ²	
pressione ammissibile lungo termine	q_a	165 daN/m ²	
risultante pressione dovuta ai carichi	p_{set}	73 daN/m ²	<i>verificato</i>

Verifica deformazione sezione trasversale - stato limite di rottura			
resistenza a trazione del materiale		25000 KN/m ²	
massima sollecitazione risultante dai carichi		10832 KN/m ²	<i>verificato</i>

Reazione laterale del terreno			
pressione laterale uniforme		0,59 KN	
Forza di reazione laterale		0,26 KN/m ²	

INTERVENTO N.3 – PREMENTE MENNEA

DATI DI PROGETTO			
raggio medio tubazione	ram	85 mm	0,085 m
raggio esterno tubazione	ra	90 mm	0,090 m
Diametro esterno tubazione	Diametro	180,0 mm	0,180 m
Diametro nominale tubazione (diametro interno)	DN	158,6 mm	0,159 m
spessore tubazione	sp	10,7 mm	0,011 m
Ricoprimento minimo del terreno su estradosso tubazione	H	1200,0 mm	1,200 m
Larghezza della trincea alla generatrice superiore del tubo	B	880 mm	0,880 m
Lunghezza in metri di tubazione interessata dal sovraccarico variabile	L	1173,0 m	
modulo di elasticità tubazione PE (breve termine)	E (N/mm ²)	900	900000 KN/m ²
modulo di elasticità tubazione PE (lungo termine)	E _m (N/mm ²)	180	180000 KN/m ²
momento di inerzia tubazione	I	0,00000010	
Rigidezza anulare tubazione	SN	15,8 KN/m ²	
deformazione diametrale limite breve termine	δ _{lim}	2,50%	
deformazione diametrale limite lungo termine	δ _{lim}	5,00%	
tensione ammissibile trazione PE100	Mpa (N/mm ²)	25	25000 KN/m ²
peso specifico tubazione PE100	KG/dm ³	1,0	
Misto di cava di sabbia e ghiaia	Tipo rinterro	indefinito	
Peso specifico terreno di rinfianco (Misto di cava di ghiaia e ciottoli)	γ =	16,8 KN/m ³	
Peso specifico acqua	ρ =	10,0 KN/m ³	
Angolo di attrito del rinterro	φ =	37,0	
Angolo d'attrito terreno tubazione	δ =	15,9	
Stretta - Larga [norma UNI7517]	Tipo trincea	larga	
altezza falda sulla tubazione	m	300,0 mm	0,300 m
Forza concentrata per carico da traffico (HT60)	P _v =	100 KN	
Coefficiente di incremento per carico stradale	φ	1,3	
Forza distribuita per carico statico ψ=1	P _d =	100,0 KN/m ³	
Coefficiente di sicurezza (1.3-1.5)	γ _s =	1,5	
Tipo A - Tipo B - Tipo C	Tipo appoggio	Tipo A	
Coefficiente di sottofondo (Dipendente dal tipo di appoggio)	K = [90°]	0,096	
modulo di elasticità terreno di rinfianco (compattazione leggera)	E _t	7000 KN/m ²	
Coeff. di carico (vedi diagramma)	C _d =	,8 KN/m ³	
coefficiente di compattazione terreno	f _c =	6	
Fattore di progettazione	F =	2,5	
Fattore di spinta idrostatica falda	R _w =	0,9	
Coefficiente empirico di supporto elastico	B'	0,2463	
coefficiente di spinta attiva	k _a	0,248584	
coefficiente rigidità del terreno	c _r	7	
fattore di ritardo d'inflexione (adimensionale),	Fr	1	

CALCOLO DEI CARICHI

Carico terreno sovrastante		
Carico	Qst	3,63 KN/m
pressione verticale	qst	28,5 KN/m ²

Carico dinamico stradale		
Carico	Qdin	9,82 KN/m
Pressione dinamica stradale	σz	54,55 KN/m ²

Carico del fluido		
Carico del fluido	Qa	0,19 KN/m

Carico idrostatico della falda		
carico	Qidr	0,70 KN/m
pressione esercitata dalla falda	pidr	3,90 KN/m ²

Peso proprio tubazione		
Carico	Qp	0,69 KN/m

Carico laterale		
carico	Ho	0,90 KN/m

Carico triangolare		
carico	Ht	0,068

CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI							
Parametri di sollecitazione per unità di lunghezza in una tubazione interrata per ampiezze con appoggio [90°]							
CARICHI	Momento Flettente M			Sforzo Normale N			
	Sezione superiore	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo	Sezione superiore	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo	
Peso proprio	0,69 KN/m	0,004	-0,005	-0,063	-0,036	0,1716	0,036
peso dell'acqua	0,19 KN/m	0,001	-0,001	0,002	-0,041	-0,0132	-0,013
Carico ripartito superiore	14,34 KN/m	0,178	-0,181	0,201	-0,387	7,172	0,387
Spinta laterale Ho	0,90 KN/m	-0,010	-0,010	-0,010	0,451	0	0,451
Spinta laterale Ht	0,07 KN/m	-0,001	0,001	-0,001	0,021	0	0,047
Reazione Radiale costante	0,01 KN/m	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0,001
		0,173	-0,196	0,129	0,008	7,330	0,909

sezione superiore	σ_i	- 9 039,59
	σ_e	9 041,01
sezione mediana	σ_i	10 975,82
	σ_e	- 9 605,69
sezione inferiore	σ_i	- 6 673,73
	σ_e	6 843,59

σ_{max}	10 975,82
σ_{min}	- 9 605,69

VERIFICA			
Verifica inflessione diametrale - deformazione stato limite di esercizio			
Deformazione assoluta breve termine	Δd	2,609 mm	
Deformazione relativa breve termine	δ	1,45%	<i>verificato</i>
Deformazione assoluta lungo termine	Δd	5,218 mm	
Deformazione relativa lungo termine	δ	2,899%	<i>verificato</i>
Verifica all'equilibrio elastico (Buckling) - ANSI-AWWA C950/88			
pressione ammissibile breve termine	q_a	358 daN/m ²	
pressione ammissibile lungo termine	q_a	160 daN/m ²	
risultante pressione dovuta ai carichi	p_{set}	76 daN/m ²	<i>verificato</i>
Verifica deformazione sezione trasversale - stato limite di rottura			
resistenza a trazione del materiale		25000 KN/m ²	
massima sollecitazione risultante dai carichi		10976 KN/m ²	<i>verificato</i>
Reazione laterale del terreno			
pressione laterale uniforme		0,16 KN	
Forza di reazione laterale		0,02 KN/m ²	