



**COMUNE DI
SALUSSOLA**

Provincia di Biella

DISCARICA PER RIFIUTI NON PERICOLOSI MONODEDICATA PER MATERIALI DA COSTRUZIONE CONTENENTI CEMENTO-AMIANTO

Progetto:



REL. 27

Verifica statica delle tubazioni di drenaggio

Data

Febbraio 2021

ACQUA & SOLE S.r.l.
Sede Legale: Via Vittor Pisani, 10
20124 MILANO

Cod. Fisc. e P. IVA: 05795600963

REV 00

Revisione

Allegato:

Elaborato:

Gruppo di progettazione

Ing. F. Barone Geol. C. Caselli
Geom. S. Cattaneo Prof. F. Adani
Arch. D. Bonomi Agr. I. Cavagliotti
Ing. A. Giordano Dott.ssa R. Butera
Ing. M. Bonizzoni Arch. V. Curti
Arch. P. Pelliccioli Ing. A. Allegrini
Dott. D. Cottica SAI Ingegneria
Nuovi servizi Ambientali srl
Agr. A. Massa Saluzzo
Studio Associato Planeta
Geol. F. Finotelli
Ing. Marco Rizzi
Prof. Otello Del Greco
Ingegneria e ambiente

Proponente

Acqua & Sole

Via Giulio Natta
Vellezzo Bellini (PV)



acqua & solé

INDICE

PREMESSA	2
1 RIEPILOGO DELLE CARATTERISTICHE E DELLE CONDIZIONI DI ESERCIZIO DELLE TUBAZIONI DA VERIFICARE	2
2 OBIETTIVI SPECIFICI DELLE VERIFICHE EFFETTUATE	3
3 VERIFICA STATICA DELLE TUBAZIONI INTERRATE – GENERALITA' ED IPOTESI DI BASE	3
3.1 Generalità	3
3.2 Determinazioni dei carichi agenti	7
3.2.1 Carico dovuto al rinterro	8
3.2.2 Sovraccarichi verticali mobili	9
3.2.3 Carico idraulico indotto dalla presenza della falda e carico connesso alla massa d'acqua nel tubo	11
3.3 Verifica dell'inflessione diametrale a lungo termine	11
3.4 Calcolo e verifica della sollecitazione o deformazione massima di flessione	13
3.5 Verifica all'instabilità all'equilibrio elastico	14
4 VERIFICA STATICA DELLE TUBAZIONI DI DRENAGGIO IN PROGETTO	15
4.1 Dati di progetto e valutazioni preliminari	17
4.1.1 Dati di progetto	17
4.1.2 Valutazioni preliminari	18
4.2 Determinazione dei carichi agenti:	19
4.2.1 Carichi permanenti	19
4.2.2 Sovraccarichi mobili	21
4.3 Verifica dell'inflessione diametrale	22
4.4 Calcolo e verifica della sollecitazione e deformazione massima di flessione	23
4.5 Verifica all'instabilità all'equilibrio elastico	25
5 CONCLUSIONI	25
6 BIBLIOGRAFIA	25

PREMESSA

Il presente documento fa parte della documentazione progettuale sottoposta alla valutazione degli Enti preposti nell'ambito del progetto di discarica mono-dedicata allo smaltimento controllato di materiali da costruzione contenenti cemento amianto proposta da Acqua&Sole in data 16/05/2017 in Località Brianco nel Comune di Salussola (BI), ed è redatto a seguito delle richieste di integrazione della Provincia di Biella di cui alle note prot. n. 14017 E-XI-2-177 del 07/08/2020 e prot. n. 19445 E-XI-2-177 del 26/10/2020 conseguente all'entrata in vigore del D. Lgs. 121/2020 che ha aggiornato e modificato il D.Lgs. 36/2003 per illustrare nel dettaglio la verifica statica effettuata per le tubazioni di drenaggio del percolato poste sul fondo della discarica di cui sopra.

1 RIEPILOGO DELLE CARATTERISTICHE E DELLE CONDIZIONI DI ESERCIZIO DELLE TUBAZIONI DA VERIFICARE

Come da progetto, per il cui ulteriore dettaglio si rimanda all'elaborato Relazione tecnica REL 1, il sistema di estrazione del percolato dalla discarica in argomento è composto, per ogni lotto di discarica, da:

- dreni secondari, costituiti da tubazioni in HDPE DN 150 (6") PN16 fessurati con pendenza pari allo 0,5% (vedi TAV. 5 "Predisposizione dell'area. Sistema di estrazione e trattamento percolato") che confluiscono nel collettore di cui al punto successivo;
- un collettore centrale di drenaggio, costituito da una tubazione in HDPE DN 250 (10") PN16 fessurata ed avente una pendenza pari all'1%.

La tubazione in HDPE DN 250 con funzione di collettore principale del singolo lotto convoglia il percolato drenato verso un pozzo di raccolta in HDPE DN 630. Ogni lotto è dotato di un proprio pozzo di raccolta del percolato dedicato.

Il sistema di drenaggio così costituito è posato all'interno di un letto di materiale drenante, di spessore pari a 50 cm, costituito da un aggregato grosso marcato CE (indicativamente ghiaia/pietrisco di pezzatura 16-64 mm) a basso contenuto di carbonati (< 35 %), lavato ed avente inoltre le seguenti prestazioni:

- permeabilità $k \geq 1 \times 10^{-5}$ m/s;
- classi A1 e A3 della classificazione HRB AASHTO;
- percentuale di passante al vaglio 200 ASTM <3%;
- granulometria uniforme, con un coefficiente di appiattimento < 20 (secondo UNI EN 933-3) e diametro minimo $d > 4$ volte la larghezza delle fessure del tubo di drenaggio

Aldisopra di tale letto drenante viene posato geotessile TNT da 200 g/m² e poi uno strato di 20 cm di terra di scavo vagliata, al fine di fornire un ulteriore elemento di protezione meccanica per le tubazioni di drenaggio poste sul fondo.

Sullo strato di protezione viene infine posato il rifiuto in strati di massimo 3 m ed intervallati da strati di copertura infrastrato (terra mista di scavo) di spessore pari a 40 cm.

I mezzi impiegati per la realizzazione dell'impianto possono transitare, nella peggiore delle ipotesi, considerando lo spessore di ghiaia esistente aldisopra dell'estradosso della tubazione, ad una distanza pari a 32,5 cm per la dorsale principale del singolo lotto e 37,5 cm per i rami secondari della rete.

I mezzi impiegati per i conferimenti dei rifiuti possono invece transitare aldisopra del piano di lavoro interessato dalle tubazioni ad una distanza minima di 3,7 m.

2 OBIETTIVI SPECIFICI DELLE VERIFICHE EFFETTUATE

I metodi per effettuare le verifiche statiche di una tubazione, tipicamente applicati nell'ambito delle infrastrutture idrauliche quali acquedotti e fognature, mirano non solo a verificare l'integrità della tubazione stessa nelle peggiori condizioni di esercizio ipotizzabili, ma soprattutto la compatibilità delle deformazioni attese con la funzionalità della stessa.

Nel caso specifico, invece, le tubazioni verificate non devono propriamente collettare un fluido, (come può essere l'acqua potabile per un acquedotto o le acque luride per la fognatura), ma esclusivamente costituire una via preferenziale al passaggio percolato all'interno del letto di ghiaia in cui sono alloggiato: il drenaggio vero e proprio del percolato dalla discarica è infatti garantito principalmente dalla capacità drenante della ghiaia, su cui infatti si focalizza prescrivendo per essa limiti stringenti, il nuovo D. Lgs. 121/2020, che aggiorna le caratteristiche tecniche imposte alle discariche dal D. Lgs. 36/2003.

I principali obiettivi, quindi, delle verifiche effettuate nel caso specifico sono esclusivamente garantire che le tubazioni non collassino e che restino ispezionabili coi dispositivi previsti in fase di progettazione.

3 VERIFICA STATICA DELLE TUBAZIONI INTERRATE – GENERALITA' ED IPOTESI DI BASE

La presente verifica è stata effettuata mutuando, coi dovuti adeguamenti allo specifico caso in esame, come dettagliatamente descritto in seguito, la teoria ingegneristica per la verifica statica di condotte interrato afferenti a fognature di cui ai riferimenti bibliografici riportati al cap. 7.

3.1 Generalità

Il comportamento statico di una tubazione interrato dipende strettamente dal sistema tubo-terreno e quindi dalle caratteristiche della tubazione (in particolare la sua rigidità/flessibilità) e del terreno.

La rigidità indica l'attitudine della tubazione a limitare le proprie deformazioni se sollecitata e dipende dal modulo di rigidezza, ovvero dalle caratteristiche del materiale (modulo elastico E_t)

e dalla geometria della tubazione, ovvero dal suo spessore (s) e dai diametri esterni (D) ed interni ($D-2s$) che ne definiscono i momenti d'inerzia I e J .

La rigidità trasversale del tubo SF è infatti determinata da E_t e dalla geometria della tubazione e corrisponde a:

$$SF = E_t * I$$

Equazione 1

Con I pari al momento d'inerzia di una lunghezza unitaria del tubo.

L'indice di rigidità trasversale RG si valuta quindi con l'espressione

$$RG = \frac{E_t * I}{D_m^3}$$

Equazione 2

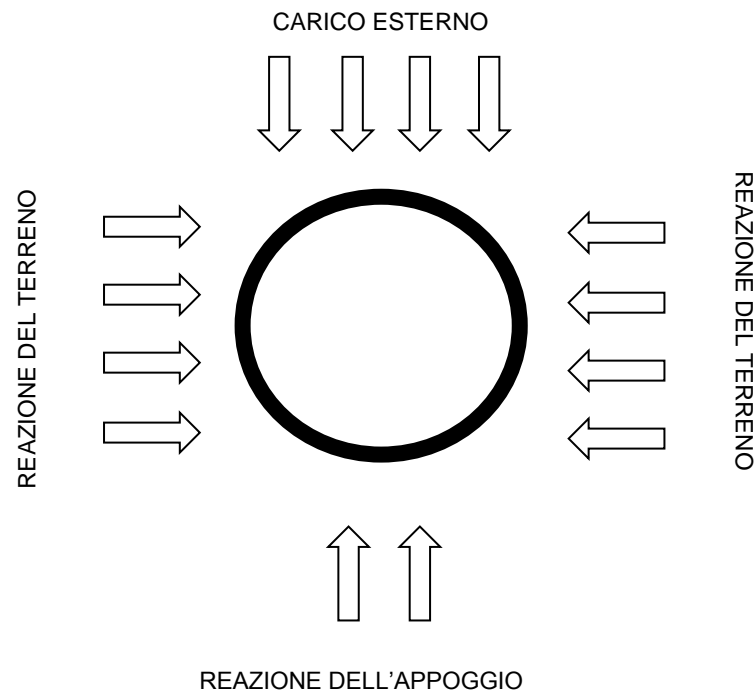


Figura 1 - Schema generale di comportamento

Nel caso in cui il rapporto D/s sia superiore a 50 la tubazione è definita come “sottile” e la sua sezione può essere ricondotta ad un anello elastico sottile e la rigidità può essere valutata nel modo seguente:

$$EI = \frac{E * s^3}{12}$$

Equazione 3 Rigidezza in caso di anello sottile

In tale fattispecie la struttura opera in regime di pressoflessione e taglio ed è sollecitata dai carichi esterni (peso proprio, rinterro e carichi accidentali), dal carico idraulico e dalle reazioni del terreno che la struttura attiva. La struttura è tanto più stabile quanto più è premuta dalle reazioni che i suoi spostamenti sotto carico provocano (stato ideale di compressione pura in anello sottile con carico radiale uniforme).

Ovviamente nei casi reali il rapporto tra condotta e terreno è diverso dallo stato ideale di cui sopra e dipende essenzialmente dal rapporto tra la rigidità EI dell'anello ed il modulo di rigidità del terreno, (inteso come coefficiente di Winkler - 1867): più l'anello è elastico, più mobilità la reazione del terreno circostante.

E' pertanto necessario classificare le tubazioni in base all'elasticità, che però, per quanto detto sopra, non dipende solo dal materiale costituente il tubo, ma anche dalla natura del rinterro.

Le tipologie di tubazione possono infatti essere classificate in tre categorie in funzione del rapporto tubazione-terreno: tubi rigidi, tubi flessibili e tubi semi-rigidi.

L'indice per effettuare tale classificazione è il coefficiente di elasticità in sito n , che, secondo la norma UNI 7517/76, per un tubo di diametro esterno D , è pari a:

$$n = \frac{E_s}{E_t} * \left(\frac{r}{s}\right)^3$$

Equazione 4

Dove:

- E_s è il modulo elastico del terreno [N/cm^2];
- E_t è il modulo elastico della tubazione [N/cm^2];
- s è lo spessore della tubazione [cm];
- r è il raggio medio della tubazione ovvero $(D-s)/2$ [cm].

La tubazione è flessibile (o deformabile) se $n \geq 1$.

Tipicamente le tubazioni in esame, in materiale plastico (PEAD), afferiscono ai tubi flessibili. Essi possono subire deformazioni significative prima di giungere alla rottura. In caso di tubi

flessibili si verificano le condizioni di massima ovalizzazione ammissibile in relazione alla funzionalità dell'opera e quelle di instabilità dell'equilibrio elastico.

In caso di tubazione flessibile lo schema di comportamento di cui alla figura 1 si configura come quello in figura 2.

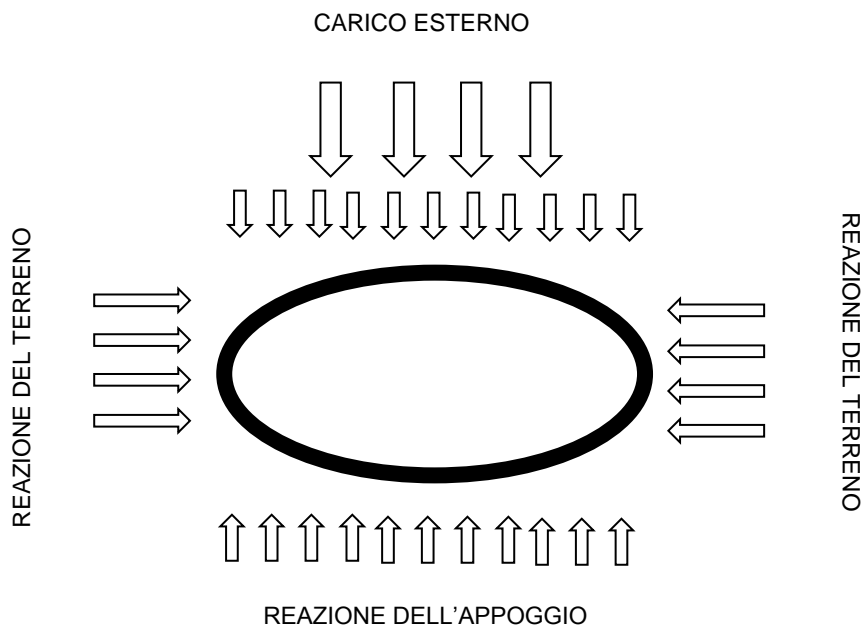


Figura 2 - Comportamento in caso di tubazione flessibile

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori dei moduli elastici per alcuni materiali e terreni desunti dalla bibliografia di cui al cap.7 ed utilizzati nell'effettuazione delle verifiche di cui al presente elaborato.

Materiale	Modulo elastico iniziale (istantaneo) [MPa]	Modulo elastico differito [MPa]
Acciaio	210.000	210.000
Ghisa sferoidale	170.000	170.000
Gres	50.000	50.000
Calcestruzzo	35.000	12.000
Fibrocemento	20.000	7.000
PVC	3.000	1.500
PEad	900	225

Tabella 1 - Moduli elastici iniziali e differiti per alcuni materiali [MPa]

MATERIALE	SCARICATO ALLA RINFUSA	COSTIPAMENTO LEGGERO	COSTIPAMENTO MODERATO	COSTIPAMENTO ELEVATO
		<85% Proctor <40% densità relativa	<85÷95% Proctor <40÷70% densità relativa	>95% Proctor >70% densità relativa
Terreno a grana fine, con meno del 25% di particelle a grana grossolana, plasticità da media a nulla	0,34	1,4	2,8	6,9
Terreno 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.	0,69	2,8	6,9	13,8
Terreno a grana fine, con meno del 25% di particelle a grana grossolana, plasticità da media a nulla	1,4	6,9	13,8	20,7
Terreno a grana fine, con meno del 25% di particelle a grana grossolana, plasticità da media a nulla	6,9	-	20,7	-

Tabella 2 - Valori medi dei moduli elastici dei terreni al variare del grado di compattazione [MPa]

La verifica statica, per tubazioni flessibili, non potendo fare riferimento al carico di rottura, consiste essenzialmente in:

- 1) Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale a lungo termine;
- 2) Calcolo e verifica della sollecitazione o deformazione a flessione della sezione trasversale;
- 3) Verifica all'instabilità all'equilibrio elastico.

Ovviamente per effettuare tali verifiche occorre preliminarmente definire i carichi agenti sulla tubazione e lo stato di sollecitazione della stessa.

3.2 Determinazioni dei carichi agenti

Per prima cosa occorre determinare i carichi permanenti e accidentali che gravano sulla tubazione. Molteplici sono le possibili configurazioni di carico in funzione essenzialmente del rapporto della condotta col terreno ed il piano di posa e dalle proprietà meccaniche della tubazione e del terreno.

Generalmente vengono considerati:

- a) i carichi permanenti che gravano sulla tubazione (connessi a rinterro e terreno sovrastante);
- b) i carichi accidentali che gravano sulla tubazione;
- c) il carico idraulico indotto dalla presenza della falda.

Con riferimento alle modalità di posa si distinguono le casistiche riportate in figura 3, considerate dalla norma UNI 7517 per i tubi in fibrocemento.

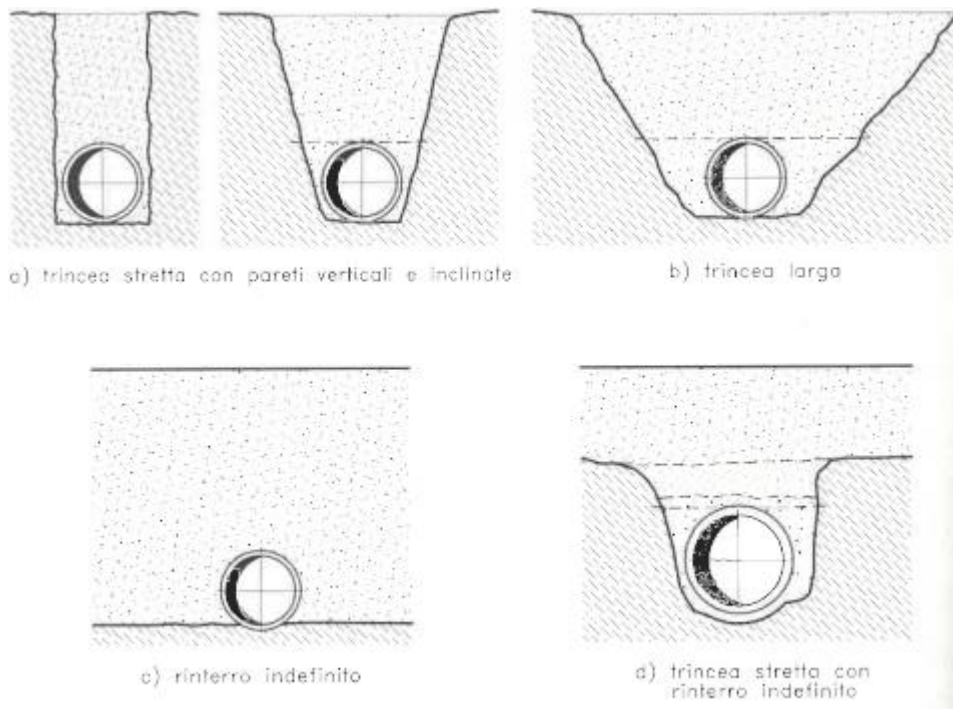


Figura 3 - Possibili modalità di posa delle tubazioni interrato

Il caso in esame è equiparabile al caso c) rinterro indefinito e dal punto di vista matematico è trattato come quello di trincea larga con gli opportuni adeguamenti

3.2.1 Carico dovuto al rinterro

Per la posa in trincea larga o terrapieno, la norma UNI 7517 valuta il carico P_{ST} dovuto al rinterro con l'espressione seguente

$$P_{ST} = C_e * \gamma_t * D^2$$

Equazione 5

Dove:

- γ_t indica il peso specifico del terreno di rinterro [kN/m^3];
- C_e , per rinfianchi in materiale arido stabilizzato, è pari al rapporto H/D con D ed H base e altezza del prisma di terreno insistente aldisopra della tubazione.

Nella tabella sottostante si riportano i valori di peso specifico per alcuni terreni desunti dalla bibliografia di cui al cap.7 ed utilizzati nell'effettuazione delle verifiche di cui al presente elaborato unitamente a quanto ripreso dall'elaborato GEO 2.

MATERIALE	Peso specifico γ_t [kN/m^3]
Argilla umida comune	19,613
Terreno paludoso, torboso (terreno organico)	16,671
Argilla, plastica, argilla sabbiosa	17,652
Sabbia argillosa	17,652
Argilla fangosa	19,613
Misto di cava di sabbia e ghiaia	19,613

Tabella 3 - Valori di peso specifico dei terreni

3.2.2 Sovraccarichi verticali mobili

Il carico sulla generatrice superiore del tubo indotto da un carico mobile agente in superficie viene calcolato con la teoria di Boussinesq, indifferentemente dalle modalità di posa della condotta.

I carichi connessi al transito di mezzi circolanti aldisopra della tubazione viene distinto in sovraccarico mobile distribuito (mezzi cingolati) o concentrato (mezzi su ruote).

Nel primo caso la determinazione del carico indotto P_{vd} viene effettuata con la seguente relazione:

$$P_{vd} = C_d * p_d * D * \varphi$$

Equazione 6

Dove:

- P_{vd} è il carico verticale sulla generatrice superiore del tubo in N/m;
- C_d è il coefficiente di sovraccarico mobile, funzione delle caratteristiche geometriche dell'orma del cingolo del mezzo e dell'altezza del rinterro e ricavabile dalla normativa;
- p_d è il sovraccarico mobile distribuito in N/m²;
- D è il diametro esterno del tubo in m;
- Φ è il fattore dinamico, pari, per strade ed autostrade, a $\Phi=1+0,3/H$ con H altezza del rinterro in m.

Per un mezzo cingolato con orma pari a 0,45 x 2,15 m² e p_d pari a 49050 N/ m² il valore di C_d è pari

$$C_d = 0,215 * H^{-1,489}$$

Equazione 7

L'effetto di un sovraccarico mobile concentrato invece si valuta con la formula seguente.

$$P_{vc} = p_v * D * \varphi$$

Equazione 8

Dove:

- P_{vc} è il carico verticale sulla generatrice superiore del tubo in N/m;
- p_v è la pressione verticale sulla generatrice superiore del tubo ricavabile dalla normativa in N/m²;
- D è il diametro esterno del tubo in m;
- Φ è il fattore dinamico, pari, per strade ed autostrade, a $\Phi=1+0,3/H$ con H altezza del rinterro in m.

Per un convoglio a tre assi da 45 t si può usare la seguente espressione:

$$P_v = 10700 * H^{-1,206}$$

Equazione 9

3.2.3 Carico idraulico indotto dalla presenza della falda e carico connesso alla massa d'acqua nel tubo

Nel caso specifico è possibile assumere come nulli sia il contributo del carico idraulico indotto dalla falda, in quanto il sistema discarica deve essere drenato in conformità alle normative vigenti come aggiornate dal D. Lgs. 121/2020, sia quello connesso alla massa d'acqua nel tubo, essendo questo fessurato, visto che la sua funzione è essenzialmente costituire una via preferenziale per l'allontanamento del percolato più che un collettamento vero e proprio dello stesso.

3.3 Verifica dell'inflessione diametrale a lungo termine

Secondo la norma AWWA (American Water Works Association) l'inflessione massima anticipata nella tubazione, con il 95% di probabilità, è fornita dalla seguente espressione:

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

Equazione 10

Dove:

- Δy è l'inflessione verticale del tubo;
- D_e è il fattore di ritardo d'inflessione, adimensionale, che tiene in conto il progressivo costipamento del terreno ed è tabellato dalla norma in funzione del tipo di rinterro e del grado di costipamento dello stesso;
- W_c è il carico verticale del suolo sul tubo, per unità di lunghezza [N/cm];
- W_L è il carico mobile sul tubo, per unità di lunghezza [N/cm];
- K_x è il coefficiente d'inflessione, adimensionale e anch'esso tabellato, funzione della capacità di sostegno fornita dal suolo all'arco inferiore d'appoggio del tubo;
- r è il raggio medio del tubo, pari a $(D-s)/2$ [cm];
- $E_t * I$ è il fattore di rigidità trasversale della tubazione [N*cm];
- E_s è il modulo elastico del terreno [N/cm²];
- K_a e Δa sono parametri che consentono di passare dall'inflessione media (50% di probabilità) a quella massima caratteristica (frattile di ordine 0,95 della distribuzione statistica dell'inflessione).

Nelle tabelle sottostanti si riportano i valori per D_e , k_x , K_a e Δa desunti dalla bibliografia di cui al cap.7 ed utilizzati come descritto al capitolo 5 nell'effettuazione delle verifiche di cui al presente elaborato.

Tipo di rinterro e grado di costipamento	D_e
Rinterro poco profondo con grado di costipamento da moderato ad elevato	2
Materiale scaricato alla rinfusa o grado di costipamento leggero	1,5

Tabella 4 - Valori tabellati per il fattore di ritardo d'inflessione D_e

Tipo d'installazione	Angolo equival. di letto [gradi]	K_x
Fondo sagomato con materiale di riempimento ben costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor $\geq 95\%$) o materiale di letto e rinfianco di tipo ghiaioso leggermente costipato (densità Proctor $\geq 70\%$)	180	0,083
Fondo sagomato con materiale di riempimento moderatamente costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor $\geq 85\%$) o materiale di letto e rinfianco di tipo ghiaioso	60	0,103
Fondo piatto con materiale di riempimento sciolto posato ai fianchi del tubo	0	0,11

Tabella 5 - Valori tabellati per il coefficiente d'inflessione K_x in funzione della modalità di posa

Altezza H del rinterro [m]	Δa	K_a
$H \leq 4,9$ m	0	0,75
$H > 4,9$ m e materiale scaricato alla rinfusa e con leggero grado di costipamento	$0,02 \cdot D$	1,0
$H > 4,9$ m e materiale con moderato grado di costipamento	$0,01 \cdot D$	1,0
$H > 4,9$ m e materiale con elevato grado di costipamento	$0,005 \cdot D$	1,0

Tabella 6 - Valori tabellati per il coefficiente d'inflessione K_x in funzione della modalità di posa

Si sottolinea come, nell'equazione 10, il termine riferito al modulo elastico del terreno prevalga come ordine di grandezza rispetto a quello connesso al modulo elastico del materiale, motivo per cui per il contenimento dell'ovalizzazione conviene agire sul miglioramento delle condizioni di posa, anziché sulla rigidità del materiale della tubazione.

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

$$\delta > \delta_{LIM}$$

Equazione 11

In cui δ_{LIM} indica la deformazione diametrale limite definita dalla norma o dal fabbricante, tale da non inficiare la funzionalità dell'opera.

Il parametro δ , per tubazioni in PEAD, deve essere sempre inferiore al 5%.

3.4 Calcolo e verifica della sollecitazione o deformazione massima di flessione

La sollecitazione o deformazione massima di flessione connessa all'inflessione del tubo non deve eccedere la resistenza a flessione a lungo termine dello stesso, ridotta di un fattore di sicurezza, ovvero:

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

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

Equazione 12

Dove:

- σ è la tensione connessa alla deflessione diametrale;
- σ_{lim} è la tensione limite ultima;
- D_f è un fattore di forma, adimensionale, parametrizzato dalla norma ANSI-AWWA C950/88 in funzione dell'indice di rigidità RG della tubazione e delle caratteristiche geotecniche del rinterro;
- μ è un coefficiente di sicurezza, fissato dalla norma pari a 1,5;
- ε è la deformazione massima risultante;
- ε_{lim} è la deformazione limite ultima.

In tabella seguente si riportano i valori per D_f desunti dalla bibliografia di cui al cap.7 ed utilizzati come descritto al capitolo 5 nell'effettuazione delle verifiche di cui al presente elaborato.

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

Tabella 7 – Valori tabellati per il coefficiente d’inflessione K_x in funzione della modalità di posa

I valori di ϵ_{lim} e σ_{lim} devono essere forniti dal produttore delle tubazioni.

3.5 Verifica all’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) per poi progressivamente continuare a deformarsi (deformata a tre lobi, ecc).

Il carico critico p_{cr} per unità di superficie è pari a:

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

Equazione 13

Dove n_L è il numero dei lobi della deformata.

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

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

Equazione 14

E la forza critica per unità di lunghezza che determina l’instabilità elastica è ovviamente:

$$P_{cr} = p_{cr} * D$$

Equazione 15

In una tubazione interrata, la pressione che determina instabilità elastica, detta anche pressione di buckling, dipende però non solo dall’indice di rigidezza della tubazione RG, ma

anche dal modulo elastico E_s del terreno perché il sistema terreno-tubazione si comporta come un'unica entità.

La norma ANSI-AWWA C950/88 fornisce la seguente espressione per una sua stima:

$$q_a = \left(\frac{1}{FS} \right) * \left(32 * R_w * B' * E_s * \frac{E_t * I}{D^3} \right)^{1/2}$$

Equazione 16

Dove:

- q_a è la pressione di buckling in N/cm²;
- FS è il fattore di progettazione (cioè di sicurezza), pari a 2,5;
- R_w è il fattore di spinta idrostatica della falda se presente (se assente pari ad 1);
- B' è il coefficiente empirico di supporto elastico, adimensionale, fornito dalla relazione

$$B' = \left(\frac{1}{1 + 4e^{-0,213 * H}} \right) \text{ con } H \text{ altezza del rinterro in cm}$$

La relazione precedente è valida nel caso in cui H sia non inferiore a 120 cm, per tubazione con vuoto interno.

In caso di carichi mobili, assenza di depressione interna e di falda, la verifica è volta ad accertare il rispetto della seguente espressione:

$$\frac{W_L}{D} \leq q_a$$

Equazione 17

4 VERIFICA STATICA DELLE TUBAZIONI DI DRENAGGIO IN PROGETTO

La teoria alla base dell'esecuzione delle verifiche statiche delle tubazioni flessibili interrate, esposta al capitolo precedente, deve essere applicata con opportuni fattori correttivi conservativi al caso specifico, in cui le tubazioni sono fessurate come da layout sotto riportato.

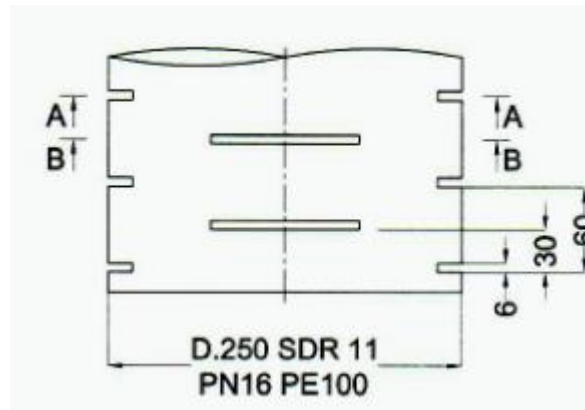


Figura 4 – Dettaglio del produttore in merito alla tubazione DN 250-DE 250

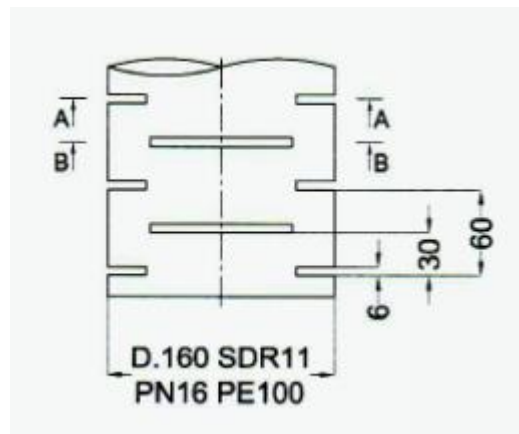


Figura 5 – Dettaglio del produttore in merito alla tubazione DN 150 – DE 160

Con specifico riferimento alle precedenti figure 4 e 5 si precisa che convenzionalmente i produttori di tubazioni in materiale plastico, tra cui è annoverato il Polietilene ad alta densità, riportano per le tubazioni del diametro d'interesse le seguenti corrispondenze:

- DN 150 corrispondente ad un De 160;
- DN 250 corrispondente ad un De 250.

Si precisa altresì che i valori geometrici utilizzati nel presente elaborato ai fini della verifica corrispondono a quelli reali delle tubazioni.

Relativamente alle condizioni al contorno, quelle più gravose sono rappresentate dai seguenti scenari, per entrambi i quali sono state effettuate le verifiche:

- A. Abbancamento completato – aldisopra delle tubazioni insiste il carico permanente massimo ovvero il bacino di discarica completamente coltivato e sigillato e costituito

- quindi dai rifiuti, dalle coperture infrastrato e dagli strati facenti parte del pacchetto di sigillatura definitiva. In tale scenario il carico accidentale è pressochè nullo;
- B. Completamento della sola posa in opera dello strato di drenaggio composto da 50 cm di ghiaia e 20 cm di ghiaia vagliata: aldisopra delle tubazioni il carico accidentale insiste in condizioni di minimo ricoprimento dell'estradosso della tubazione ovvero il piano ove transitano i mezzi (solo quelli d'opera) è posto ad una quota di circa 32,5 cm per la dorsale principale del singolo lotto e 37,5 cm per i rami secondari della rete;
- C. Completamento del solo strato di abbancamento più profondo - aldisopra delle tubazioni insiste il carico accidentale massimo ovvero il piano ove transitano i mezzi (non solo d'opera, ma anche quelli conferenti) è posto ad una quota di circa 3,7 m aldisopra dell'estradosso delle tubazioni da verificarsi. In tale scenario il carico permanente è costituito solo dallo strato di 3 m di rifiuto, dalla copertura infrastrato di 40 cm sopra la quale possono transitare i mezzi (cfr. elaborato REL 20), dallo strato di protezione di 20 cm di terra mista vagliata e dalla copertura dell'estradosso della tubazione in ghiaia pari a 12,5 cm per la dorsale principale del singolo lotto e 17,5 cm per i rami secondari.

La verifica verrà effettuata per i tre scenari individuati seguendo gli step descritti al precedente capitolo 4 ovvero:

1. Determinazione dei carichi agenti;
2. Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale a lungo termine;
3. Calcolo e verifica della sollecitazione o deformazione a flessione della sezione trasversale;
4. Verifica all'instabilità all'equilibrio elastico.

4.1 Dati di progetto e valutazioni preliminari

4.1.1 Dati di progetto

Nelle tabelle seguenti si riportano i dati di progetto utilizzati come input per le valutazioni illustrate di seguito, per i tre scenari in esame nel caso di verifica della dorsale principale del lotto e dei rami secondari:

	U.M.	Scenario A	Scenario B	Scenario C
Diametro esterno – D	mm	250		
Spessore – s	mm	23		
Diametro interno – D int	mm	204,5		
H – altezza del rinterro	m	26,13	0,325	3,725
γ_t – peso specifico del terreno	kN/mc	13,39	19	13,47
E_t – modulo elastico della tubazione	N/cm ²	21000		

Es – modulo elastico del suolo	N/cm ²	2070
--------------------------------	-------------------	------

Tabella 8 - Dati di progetto per la verifica della dorsale principale

	U.M.	Scenario A	Scenario B	Scenario C
Diametro esterno – D	mm	160		
Spessore – s	mm	15		
Diametro interno – D int	m	13,1		
H – altezza del rinterro	kN/mc	26,13	0,325	3,725
γ _t – peso specifico del terreno	N/cm ²	13,39	19	13,47
E _t – modulo elastico della tubazione	N/cm ²	21000		
Es – modulo elastico del suolo	N/cm ²	2070		

Tabella 9 - Dati di progetto per la verifica dei rami secondari

Si precisa, al fine della massima trasparenza del calcolo e delle assunzioni alla base dello stesso che per i valori di:

- H e γ_t sono stati utilizzati i valori, medi e/o specifici, a seconda dei casi, desunti dall'elaborato di progetto GEO 2, nel quale è stata fatta la valutazione dei carichi incidenti sul fondo scavo della discarica per verificarne la stabilità e dalla tabella 3 di cui al presente elaborato;
- E_s è stato utilizzato il valore desunto dai riferimenti bibliografici di cui al cap. 7 (cfr. tabella 2) per roccia frantumata/ghiaia con moderato grado di costipamento;
- E_t è stato utilizzato un valore di modulo elastico differito (circa 210 MPa) ottenuto come di seguito illustrato: è stato calcolato il valore del modulo elastico differito applicando al valore di modulo iniziale fornito dal produttore (1.050 MPa) il rapporto desunto dai riferimenti bibliografici di cui al cap. 7 (cfr. tabella 1) per PE_{ad}, ovvero un valore differito pari a ¼ del valore iniziale. Il valore così ottenuto è stato ulteriormente ridotto del 20% al fine di considerare che le tubazioni oggetto di verifica sono fessurate. Tale percentuale di decremento è stata valutata in relazione al rapporto tra spessore della fessura presente ed interasse tra una fessura e quella successiva (cfr. figg. 4 e 5). Si precisa che è stato utilizzato il valore del modulo elastico differito, trattandosi di verifica a lungo termine.

4.1.2 Valutazioni preliminari

Al fine di verificare l'applicabilità di quanto riportato al cap. 4 è stato effettuato il calcolo in via preliminare del:

- RG – indice di rigidità trasversale (cfr. equazione 2);
- momento d'inerzia della lunghezza unitaria di tubazione (cfr. equazione 3);
- coefficiente di elasticità della tubazione in sito, (cfr. equazione 4).

In tabella seguente si riportano i risultati utilizzati poi per la verifica della dorsale principale del singolo lotto e dei rami secondari.

Parametro	U.M.	Dorsale principale	Rami secondari
		D 250	D 150
RG – indice di rigidità trasversale	N/m ²	17.500	
I – momento d'inerzia della lunghezza unitaria di tubazione – sottile	cm ³	0,978	0,256
n- coefficiente d'elasticità in sito	adim	12,3	12,3

Tabella 10 - Dati di progetto per la verifica della dorsale principale

Il valore del coefficiente d'elasticità in sito di cui alla tabella 10 evidenzia che la tubazione, come prevedibile visto il materiale utilizzato, afferisca alla categoria delle tubazioni flessibili, pertanto è possibile procedere con la procedura di verifica, come descritta al precedente capitolo 4.

4.2 Determinazione dei carichi agenti:

4.2.1 Carichi permanenti

Per la posa in trincea larga o terrapieno, la norma UNI 7517 valuta il carico P_{ST} dovuto al rinterro con l'equazione 5 di cui al capitolo 4.

Nel caso in esame, il prisma di rinterro e terreno sovrastante la tubazione è costituito

I. per lo scenario A:

- da una piccola quota dello strato drenante in ghiaia in cui è posata la tubazione e che sormonta in parte la generatrice superiore del tubo;
- dal geotessile TNT da 200 g/mq interposto tra ghiaia e strato di protezione di cui al punto successivo;
- dallo strato di protezione di 20 cm in ghiaia vagliata posto aldisopra dello strato drenante in cui è alloggiata la tubazione;
- dall'abbancamento di discarica, costituito dagli strati di rifiuti e coperture infrastrato;
- dal pacchetto di sigillatura superficiale.

II. per lo scenario B invece:

- da una piccola quota dello strato drenante in ghiaia in cui è posata la tubazione e che sormonta in parte la generatrice superiore del tubo;
- dallo strato di protezione di 20 cm in ghiaia vagliata posto aldisopra dello strato drenante in cui è alloggiata la tubazione.

III. per lo scenario C invece:

- da una piccola quota dello strato drenante in ghiaia in cui è posata la tubazione e che sormonta in parte la generatrice superiore del tubo;
- dallo strato di protezione di 20 cm in ghiaia vagliata posto aldisopra dello strato drenante in cui è alloggiata la tubazione;
- uno strato di rifiuti di spessore pari a 3 m;
- uno strato di copertura infrastrato di spessore pari a 40 cm.

I risultanti valori di H, utilizzati ai fini del calcolo, sono stati riportati in tabella 8.

Nella seguente tabella si riportano i valori assunti dai diversi coefficienti previsti dalla formula di cui sopra, ottenuti a partire dai dati di progetto e dalle valutazioni preliminari di cui al par. 5.1, e del valore totale del carico per tutti gli scenari indagati.

DORSALE PRINCIPALE				
Carichi permanenti				
Parametro	scenario A	scenario B	scenario C	U.M.
Ce	104,51	1,3	14,9	-
Pst	87,30	1,54	12,54	kN/m

Tabella 11 - Risultati del calcolo dei carichi permanenti agenti sulle tubazioni per la dorsale principale

RAMI SECONDARI				
Carichi permanenti				
Parametro	scenario A	scenario B	scenario C	U.M.
Ce	163,29	2,31	23,28	-
Pst	55,97	1,12	8,03	kN/m

Tabella 12 - Risultati del calcolo dei carichi permanenti agenti sulle tubazioni per i rami secondari

Come prevedibile lo scenario più gravoso è costituito dallo scenario A.

4.2.2 Sovraccarichi mobili

Applicando le equazioni da 6 a 9 di cui al cap. 4 al caso specifico si ottengono i valori di carico indotto dai mezzi cingolati e su ruota riportati nelle tabelle seguenti unitamente ai parametri coinvolti nella stima e calcolati sulla base dei dati di progetto e delle valutazioni preliminari di cui al par. 5.1

Carichi accidentali- dorsale principale				
Parametro	scenario A	scenario B	scenario C	U.M.
	carico da cingolato			
Cd	0,002	1,146	0,030	\
Φ	1,011	1,923	1,081	\
Pvd	20,70	27.028,37	402,02	N/m
carico da tre assi				
pv	209,114	41500,415	2190,814	N/mq
Pvc	52,88	19.952,12	591,81	N/m

Tabella 13 - Risultati del calcolo dei carichi accidentali agenti sulle tubazioni per la dorsale principale

Carichi accidentali- rami secondari				
Parametro	scenario A	scenario B	scenario C	U.M.
	carico da cingolato			
Cd	0,002	0,945	0,030	\
Φ	1,011	1,811	1,081	\
Pvd	13,25	13.428,21	257,29	N/m
carico da tre assi				
pv	209,11	35.492,17	2.190,81	N/mq
Pvc	33,84	10.283,14	378,76	N/m

Tabella 14 - Risultati del calcolo dei carichi accidentali agenti sulle tubazioni per i rami secondari

4.3 Verifica dell'inflessione diametrale

Nel caso specifico, di tubazione che non colletta un fluido, ma che deve esclusivamente costituire una via preferenziale al passaggio percolato all'interno del letto di ghiaia in cui è alloggiata, l'inflessione diametrale non rappresenta un limite rispetto alla funzionalità della tubazione, purtuttavia di seguito si espongono i risultati del calcolo effettuato, propedeutici per le verifiche che interessano specificatamente l'impianto in esame ed anche per evidenziare l'ispezionabilità delle tubazioni da parte dei sistemi robotizzati proposti in progetto.

Nelle tabelle seguenti si riportano i risultati dell'applicazione al caso in esame dell'equazione 10 riportata al precedente capitolo 4.

Relativamente alla scelta del valore dei coefficienti D_e , k_x , K_a e Δa di cui alle tabelle da 4 a 6 del capitolo 4 si evidenzia come:

- L'utilizzo del coefficiente D_e poteva anche essere omesso visto l'utilizzo nel calcolo del modulo elastico differito (e già ulteriormente decurtato del 15% rispetto a quanto indicato dal produttore). Ad ulteriore vantaggio di sicurezza si applica comunque il coefficiente considerando un costipamento moderato della ghiaia in cui sono alloggiata le tubazioni;
- Come valore di k_x è stato utilizzato, sempre conservativamente, visto il rinfianco ghiaioso della tubazione, quello corrispondente ad un angolo di letto equivalente di 0 gradi vista la tipologia di posa con rinterro indefinito e assenza di trincea;
- Come valori di K_a e Δa sono stati utilizzati per gli scenari B e C quelli corrispondenti ad H inferiore a 4,9 m, mentre per lo scenario C quelli connessi ad un moderato grado di costipamento del rinfianco.

Complessivamente, l'utilizzo di un valore del modulo elastico differito inferiore del 15% a quello indicato dal produttore e l'applicazione del coefficiente D_e nonostante l'utilizzo del valore del modulo elastico già differito consente di tenere in debita considerazione che la tubazione in esame è fessurata.

Parametro	scenario A	scenario B	scenario C	U.M.
De	2	2	2	\
Wc	872,98	15,44	125,44	N/cm
WL	0,53	199,52	5,92	N/cm
Kx	0,11	0,11	0,11	\
r	11,36	11,36	11,36	cm
Et	21000	21000	21000	N/cm ²
l	0,978	0,978	0,978	cm ³
Es	2070	2070	2070	N/cm ²
Ka	1	0,75	0,75	\
delta a	0,25	0	0	\
delta y	1,37	0,23	0,26	cm
delta	5%	0,9%	1%	%

Tabella 15 - Risultati del calcolo dell'inflessione diametrale per le tubazioni della dorsale principale

Parametro	scenario A	scenario B	scenario C	U.M.
De	2	2	2	\
Wc	559,73	11,25	80,28	N/cm
WL	0,34	102,83	3,79	N/cm
Kx	0,110	0,110	0,110	\
r	7,27	7,27	7,27	cm
Et	21000	21000	21000	N/cm ²
l	0,256	0,256	0,256	cm ³
Es	2070	2070	2070	N/cm ²
Ka	1	0,75	0,75	\
delta a	0,16	0	0	\
delta y	0,88	0,13	0,17	cm
delta	5%	0,8%	1%	%

Tabella 16 - Risultati del calcolo dell'inflessione diametrale per le tubazioni dei rami secondari

I risultati evidenziano un'inflessione diametrale, per tutti gli scenari considerati, compatibile con le prestazioni delle apparecchiature previste per l'ispezionabilità.

4.4 Calcolo e verifica della sollecitazione e deformazione massima di flessione

La verifica della sollecitazione e deformazione massima nel caso specifico è quella di principale interesse: occorre infatti evitare il collasso della tubazione che perderebbe così effettivamente la sua funzione drenante, anche se il drenaggio verrebbe comunque garantito sempre dalla capacità drenante della ghiaia di alloggiamento.

Al fine di considerare che le tubazioni oggetto di verifica sono fessurate, il coefficiente di sicurezza di progetto μ applicato viene incrementato del 20% in relazione al rapporto tra spessore della fessura presente ed interasse tra una fessura e quella successiva (cfr. figg. 4 e 5).

Relativamente ai valori di ϵ_{lim} e σ_{lim} sono stati utilizzati quelli forniti dal produttore delle tubazioni.

Nelle tabelle seguenti si riportano i risultati dell'applicazione dell'equazione 12 al caso in esame.

SOLLECITAZIONE E DEFORMAZIONE MASSIMA DI FLESSIONE – DORSALE PRINCIPALE				
Parametro	scenario A	Scenario B	Scenario C	U.M.
Df	3,8	3,8	3,8	\
Et	210000000	210000000	210000000	N/mq
I	9,8E-07	9,8E-07	9,8E-07	mc
RG	17.500			N/mq
mi	1,8	1,8	1,8	\
epsilon massima	1,9%	0,3%	0,4%	%
epsilon lim	600,0%	600,0%	600,0%	%
verifica	verifica soddisfatta	verifica soddisfatta	verifica soddisfatta	
sigma	397	68	75	N/cm ²
sigma limite	2500	2500	2500	N/cm ²
verifica	verifica soddisfatta	verifica soddisfatta	verifica soddisfatta	

Tabella 17 - Risultati della verifica a sollecitazione e deformazione massima per le tubazioni della dorsale principale

SOLLECITAZIONE E DEFORMAZIONE MASSIMA DI FLESSIONE – RAMI SECONDARI				
Parametro	scenario A	Scenario B	Scenario C	U.M.
Df	3,8	3,8	3,8	\
Et	210000000	210000000	210000000	N/mq
I	2,6E-07	2,6E-07	2,6E-07	mc
RG	17.500			N/mq
mi	1,8	1,8	1,8	\
epsilon massima	1,9%	0,3%	0,4%	%
epsilon lim	600,0%	600,0%	600,0%	%
verifica	verifica soddisfatta	verifica soddisfatta	verifica soddisfatta	
sigma	398	58	75	N/cm ²
sigma limite	2500	2500	2500	N/cm ²
verifica	verifica soddisfatta	verifica soddisfatta	verifica soddisfatta	

Tabella 18 - Risultati della verifica a sollecitazione e deformazione massima per le tubazioni dei rami secondari

I risultati evidenziano, per tutti gli scenari, l'adeguatezza delle tubazioni rispetto alle condizioni di esercizio.

4.5 Verifica all'instabilità all'equilibrio elastico

Di seguito si riportano i risultati dell'applicazione dell'equazione 17 al caso in esame.

INSTABILITA' ELASTICA – DORSALE PRINCIPALE				
	scenario A	Scenario B	scenario C	
qa	118	118	118	N/cm ²
FS	2,5	2,5	2,5	adim
Rw	1	1	1	adim
B'	1,0	1,0	1,0	adim
q esercizio	35	9	5	N/cm ²
verifica	verifica soddisfatta	verifica soddisfatta	verifica soddisfatta	

Tabella 19 - Risultati della verifica all'instabilità elastica per la dorsale principale

INSTABILITA' ELASTICA – RAMI SECONDARI				
	scenario A	Scenario B	scenario C	
qa	118	118	118	N/cm ²
FS	2,5	2,5	2,5	adim
Rw	1	1	1	adim
B'	1,0	1,0	1,0	adim
q esercizio	35	7	5	N/cm ²
verifica	verifica soddisfatta	verifica soddisfatta	verifica soddisfatta	

Tabella 20 - Risultati della verifica all'instabilità elastica per i rami secondari

I risultati evidenziano, per tutti gli scenari, l'adeguatezza delle tubazioni rispetto alle condizioni di esercizio.

5 CONCLUSIONI

Le verifiche effettuate, adottando ipotesi conservative per tenere in debito conto lo stato di fessurazione delle tubazioni verificate, evidenziano una larga adeguatezza delle stesse rispetto alle condizioni di esercizio attese ed alla funzionalità prevista; risulta infatti:

- $\sigma_{limite} = 2500 \gg 398$ N/cm²
- $q_a = 118 \gg 35$ N/cm²

6 BIBLIOGRAFIA

- [1] L. Da Deppo e C. Datei, Fognature (2005)
- [2] Centro Studi Deflussi Urbani, Sistemi di fognatura, 2001