

REGIONE PIEMONTE



PROVINCIA DI CUNEO



COMUNE DI VILLANOVA MONDOVÌ

COMUNE DI MONDOVÌ

DISMISSIONE DEPURATORE LOCALITÀ BRANZOLA E COLLETTAMENTO AL COLLETTORE FOGNARIO FRAZ. MERLO MONDOVÌ

PROGETTO DEFINITIVO

COMMITTENTE



MONDO ACQUA S.p.A.
Via Venezia, 6/B – 12084 MONDOVÌ (CN)
tel. +39 0174.554461

IL PROGETTISTA



SAGLIETTO ENGINEERING S.r.l.
Corso Giolitti, 36 – 12100 CUNEO (CN)
Tel. +39 0171.698381 – fax +39 0171.600599
sagliettoengineering@pec.it

Dott. Ing. Fabrizio Saglietto

DESCRIZIONE

RELAZIONE IDRAULICA

DATA		SCALA				ALLEGATO		
30/01/2019		/				2.2		
COMMESSA		livello	categoria	tipologia	revisione			
2018_029		PD	RS	TXT	00			
00	30/01/2019	EMISSIONE PER CONSEGNA				VI.MA.	BR.ER.	SA.FA.
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO

A TERMINI DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETÀ DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO O RENDERLO NOTO A TERZI SENZA LA NOSTRA AUTORIZZAZIONE

PRODOTTO CONFORME AI REQUISITI ISO 9001:2015, ISO 14001:2015 E OHSAS 18001:2007 VALUTATI DA BUREAU VERITAS ITALIA S.P.A. E COPERTO DAI CERTIFICATI N° IT283856, N° IT250310/UK E IT276027/UK

SOMMARIO

PREMESSA.....	2
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
STATO DI FATTO ED INTERVENTI IN PROGETTO	3
VERIFICHE IDRAULICHE	4
Parametri di progetto.....	4
Verifiche dei tratti fognari con funzionamento in pressione (Sez. 1 a 59)	5
Verifiche dei tratti fognari con funzionamento a superficie libera (Sez. 59 a 90)	7
VERIFICHE STATICHE	9

PREMESSA

In seguito alla redazione del progetto preliminare *“Costruzione di fognatura nera in Frazione Merlo mediante prelievo delle acque attualmente scaricate nel depuratore della Località Branzola (Comune di Villanova Mondovì) e l'immissione delle stesse nel collettore esistente, situato in Frazione Sant'Anna Avagnina di Mondovì”* redatto dal Dott. Ing. Lorenzo Eula, la società Mondo Acqua S.p.A. ha affidato alla Società d'Ingegneria Saglietto engineering S.r.l., nella persona del sottoscritto professionista Dott. Ing. Fabrizio Saglietto, il compito di redigere il Progetto Definitivo *“Dismissione depuratore Località Branzola e collettamento al collettore fognario Fraz. Merlo Mondovì”*.

Il presente elaborato contiene le verifiche idrauliche relative alle portate di progetto condotte in termini di prevalenza, riempimento della condotta e di velocità; e le verifiche statiche effettuate in funzione del materiale della condotta, della tipologia e della modalità di posa del rinterro.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Gli interventi in progetto sono redatti in conformità alla seguente Normativa specifica di settore (oltre a quella già indicata nella Relazione tecnica illustrativa):

- DIN 1072/1985-12 “Road and foot bridges; design loads”;
- C950-88: AWWA “Standard for Fiberglass Pressure Pipe”.

STATO DI FATTO ED INTERVENTI IN PROGETTO

Il presente progetto definitivo riguarda la dismissione del depuratore di Località Branzola ed il convogliamento dei reflui al collettore fognario Fraz. Merlo Mondovì attraverso la posa di un nuovo tratto fognario di collegamento.

Esso deriva dal progetto generale a firma dell’ing. Lorenzo Eula del 30 ottobre 2008 che prevedeva la costruzione di una condotta fognaria che, eliminando il depuratore di Branzola, convogliava i reflui al Depuratore di Mondovì in Loc Longana. Sono già stati realizzati 3 lotti ed il presente progetto conclude quanto previsto nel progetto generale approvato dalla Giunta del Comune di Mondovì con Delibera n. 352 in data 30-12-2008.

Il progetto prevede quindi:

- la dismissione dell’impianto di trattamento ubicato in Loc. La Branzola;
- la realizzazione di una stazione di sollevamento all’interno di una vasca esistente all’interno del depuratore di cui si prevede la dismissione;
- la realizzazione di un nuovo tratto di fognatura con funzionamento inizialmente in pressione e poi a gravità, atto a convogliare i reflui in arrivo all’impianto verso il collettore fognario esistente in Strada San Gottardo, fraz. Tetti Lunghi completato con il III lotto.

Il tracciato della nuova condotta, quasi tutto su Strade Comunali, comporta l’interferenza con alcuni sottoservizi (canali irrigui, metano e acquedotto).

VERIFICHE IDRAULICHE

Parametri di progetto

Ai fini del dimensionamento e verifiche del sistema sono stati considerati i seguenti parametri di progetto:

Parametri di progetto		
Parametro	U.d.m.	Valore
Abitanti serviti	A.E.	900
Dotazione idrica unitaria	L/ ab. d	250
Coefficiente di afflusso	(-)	0,80
Portata media giornaliera	mc/d	180,00
Portata media oraria (24 ore)	mc/h	7,50
Portata di punta oraria (12 ore)	mc/h	15,00
Portata massima oraria (8 ore)	mc/h	22,50

Si riportano, inoltre, le caratteristiche della condotta fognaria in progetto:

Caratteristiche della condotta in progetto							
Sezioni	Distanze progressive		Funziona mento	Materiale	i		L
(-)	m		(-)	(-)	m/m	%	m
1 a 11	0,000	120,000	Pressione	PEAD DE90 PN10	-0,00544	-0,544	120,000
11 a 14	120,000	142,308			-0,03250	-3,250	22,308
14 a 16	142,308	160,000			-0,01192	-1,192	17,692
16 a 19	160,000	200,000			0,00378	0,378	40,000
19 a 26	200,000	280,000			0,01771	1,771	80,000
26 a 29	280,000	320,000			0,00608	0.608	40,000
29 a 37	320,000	440,000			-0,01143	-1,143	120,000
37 a 40	440,000	460,000			0,01096	1,096	20,000
40 a 52	460,000	607,850			0,00425	0,425	147,850

52 a 59	607,850	690,981			-0,00519	-0,519	83,131
59 a 63	690,981	743,849	Gravità	PVC DE250 SN8	-0,00639	-0,639	52,868
63 a 66	743,849	796,495			-0,01354	-1,354	52,646
66 a 70	796,495	854,321			-0,00992	-0,992	57,826
70 a 86	854,321	1085,812			-0,00200	-0,200	231,491
86 a 90	1085,812	1155,426			-0,03030	-3,030	69,614

Verifiche dei tratti fognari con funzionamento in pressione (Sez. 1 a 59)

La perdita di carico totale lungo il tratto di condotta in pressione (ΔH_{tot}) è data dalla somma delle perdite di carico distribuite (ΔH_l) e concentrate (ΔH_c):

$$\Delta H_{tot} = \Delta H_l + \Delta H_c$$

Il calcolo delle perdite di carico distribuite è stato effettuato mediante la formula di Colebrook-White di seguito riportata:

$$Q = -\frac{\pi D^2}{2} \cdot \sqrt{2gDi} \cdot \log \left(\frac{2,51\nu}{D\sqrt{2gDi}} + \frac{\varepsilon/D}{3,71} \right)$$

dove

i : pendenza motrice;

ν : viscosità del liquido pari a $1,15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$;

ε : scabrezza assoluta della tubazione.

Le perdite di carico concentrate, invece, sono state valutate secondo la consueta relazione:

$$\Delta H_c = \xi \cdot \frac{U^2}{2g}$$

dove

ξ : coefficiente che assume differenti valori in funzione della singolarità idraulica in esame;

U : velocità media della corrente;

g : accelerazione di gravità (m/s^2).

Sono stati così ricavati i seguenti risultati:

Tratti fognari con funzionamento in pressione									
Tratti		Materiale	Di	L	Q	U	ε	ξ	ΔH_{tot}
m		(-)	mm	m	mc/h	m/s	mm	(-)	cm
Mandate pompe		Acciaio DN65	70,30	5,000	22,50	1,54	0,300	1,60	0,45
0,000	690,981	PEAD DE90 PN10	79,20	690,981	22,50	1,21	0,020	1,80	12,90

Sommando, alle perdite di carico ottenute, l'altezza geodetica è possibile ottenere la prevalenza richiesta alle pompe di sollevamento:

Prevalenza richiesta alle pompe		
ΔH_{tot}	Altezza geodetica	Prevalenza richiesta alle pompe
cm	m	m
0,45	5,00	18,35
12,90	0,00	

Perciò, verranno installate n.1+1R elettropompe tipo FLYGT o equivalenti NX 3069.160 SH 270 aventi le seguenti caratteristiche:

Caratteristiche pompe di sollevamento		
Parametro	U.d.m.	Valore
Portata	L/s	6,25
	mc/h	22,93
Prevalenza	m	18,35
Potenza nominale	kW	2,40

Verifiche dei tratti fognari con funzionamento a superficie libera (Sez. 59 a 90)

Venendo ora alla verifica idraulica dei tratti con funzionamento a superficie libera, è stata allo scopo utilizzata la formula di Chèzy per correnti in moto uniforme:

$$Q = A \cdot \chi \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

dove:

Q = portata defluente [m^3/s];

A = area della sezione liquida [m^2];

$\chi = cR^{1/6}$;

i = pendenza del fondo [m/m];

con

c = coefficiente di scabrezza di Strickler [$\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$];

R = raggio idraulico (area della sezione liquida/contorno bagnato) [m].

Per questi tratti, il coefficiente di scabrezza di Strickler è stato assunto pari a $80 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$.

Sulla base dei suddetti dati e a mezzo della relazione sopra riportata, sono stati ricavati i valori dell'altezza d'acqua, del grado di riempimento e della velocità. Inoltre, è stata condotta una verifica sulla base dei numeri di Froude e Vedernikov.

Il numero di *Froude* (F_r) è dato da:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h_m}}$$

dove V e h_m rappresentano velocità media ed altezza media della corrente.

Per le canalizzazioni fognarie si può assumere che il limite di stabilità corrisponda ad un numero di Froude pari a tre.

Quando si è in presenza di canali a pendenza molto forte può capitare che la corrente non riesca a dissipare tutta l'energia potenziale fornita dall'abbassamento del fondo. In questi casi, definiti correnti rapide, il moto della corrente assume un aspetto irregolare caratterizzato dalla formazione spontanea di treni di onde frangenti, le "roll waves". Queste dissipano energia con vortici ad asse orizzontale, interessando il canale per un'altezza maggiore di quella di moto uniforme. La condizione limite di stabilità del moto uniforme può essere espressa mediante il numero di *Vedernikov* (V_e), che deve risultare minore dell'unità:

$$V_e = n \cdot g_v \cdot F_r$$

dove

$n=2/3$ esponente del raggio idraulico nella formula del moto uniforme;

$g_v=0,5$ parametro di forma per sezioni semicircolari;

F_r = numero di Froude.

I risultati ottenuti, con le portate media e massima di progetto, sono riportati nella tabella seguente:

Tratti fognari con funzionamento in pressione – Portata media Q_m									
Distanze progressive	Materiale	Q_m	Di	i	Altezza d'acqua	Franco	V	Fr	Ve
m	(-)	mc/h	mm	%	cm	%	m/s	(-)	(-)
690,981 - 743,849	PVC DE250 SN8	7,50	235,4	0,64	3,57	84,85	0,50	0,85	0,28
743,849 - 796,495				1,35	2,97	87,40	0,66	1,22	0,41
796,495 - 854,321				0,99	3,20	86,40	0,59	1,05	0,35
854,321 - 1085,812				0,20	4,76	79,78	0,33	0,48	0,16
1085,812 - 1155,426				3,03	2,44	89,64	0,87	1,78	0,59

Tratti fognari con funzionamento in pressione – Portata massima Q_{max}									
Distanze progressive	Materiale	Q_{max}	Di	i	Altezza d'acqua	Franco	V	Fr	Ve
m	(-)	mc/h	mm	%	cm	%	m/s	(-)	(-)
690,981 - 743,849	PVC DE250 SN8	22,5	235,4	0,64	6,18	73,75	0,69	0,88	0,29
743,849 - 796,495				1,35	5,11	78,29	0,90	1,27	0,42
796,495 - 854,321				0,99	5,53	76,52	0,80	1,09	0,36
854,321 - 1085,812				0,20	8,34	64,59	0,45	0,50	0,17
1085,812 - 1155,426				3,03	4,18	82,25	1,20	1,87	0,62

Nel dimensionamento di condotte circolari chiuse di diametro minore o uguale a 40cm, è buona pratica costruttiva che il franco (tra pelo libero e generatrice superiore della sezione), con le portate

di progetto, sia maggiore o uguale al 50% dell'altezza dello speco per questioni di sicurezza e per l'alimentazione d'aria della corrente. Nei tratti soggetti a verifica, detta condizione viene soddisfatta. Considerando, invece, che la velocità della corrente nelle canalizzazioni fognarie rispetto alla portata media di tempo secco non deve essere inferiore a 0,5 m/s per evitare la formazione di depositi persistenti di materiali sedimentabili, ne maggiore di 5 m/s, rispetto alle portate pluviali, per evitare problemi di abrasione delle superfici interne, si nota che tali condizioni sono soddisfatte quasi nella totalità dei tratti di condotta. Per il tratto in cui la velocità minima in condizioni di portata media risulta minore (0,33 m/s), è evidente l'effetto della bassa pendenza a causa dell'interferenza con il metano. Detto tratto richiederà una manutenzione più accurata. Per quanto riguarda i numeri di Froude e di Vedernikov, si conclude che le verifiche hanno avuto esito positivo.

Si conclude che le verifiche idrauliche eseguite per le tubazioni scelte in progetto hanno avuto esito positivo.

VERIFICHE STATICHE

Le condotte soggette a verifica statica sono in PEAD DE90 PN10 (pressione) e PVC DE250 SN8 (gravità).

A protezione delle tubazioni si prescrive l'esecuzione di un letto di posa in sabbia dello spessore minimo di 15 cm ed un primo rinterro (sempre in sabbia) per almeno 15 cm al di sopra della generatrice superiore. Il rinterro delle tubazioni avverrà utilizzando il materiale precedentemente estratto (con l'esclusione di eventuali trovanti ritenuti inidonei), opportunamente costipato.

La verifica statica di una tubazione interrata consiste nell'accertare che i carichi agenti sulla struttura provochino tensioni e deformazioni ammissibili, cioè compatibili con il materiale costituente la tubazione e con le esigenze di progetto.

Il criterio di verifica da adottare dipende dal comportamento della tubazione nei confronti della deformabilità, cioè dall'elasticità in sito. La distinzione tra struttura rigida e flessibile viene effettuata tramite il coefficiente d'elasticità in sito (n):

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

dove

E_s : modulo di elasticità del terreno che avvolge la tubazione;

E_t : modulo di elasticità istantaneo del materiale costituente la tubazione;

$r = (D-s)/2$ raggio medio della tubazione;

s : spessore della tubazione.

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

Valori di progetto:

Parametro	U.d.m.	PEAD DE90 PN10	PVC DE250 SN8
E_s	kN/mq	13800	13800
E_t istantaneo	kN/mq	900000	3000000
E_t a lungo t	kN/mq	225000	1500000
D (diametro esterno)	m	0,090	0,2500
Di (diametro interno)	m	0,0792	0,2354
r	m	0,0423	0,121
s	m	0,0054	0,0073
n	(-)	7,37	21,13
		FLESSIBILE	FLESSIBILE

Calcolo dei carichi

1) Calcolo del carico dovuto al rinterro

Il carico dovuto al rinterro viene calcolato in maniera differente a seconda che la posa sia in trincea stretta o in trincea larga. Si dice che un tubo avente diametro esterno (D) è posato in trincea stretta quando la larghezza della trincea (B) a livello della generatrice superiore del tubo e l'altezza del rinterro (H) al di sopra di questa generatrice soddisfano una delle seguenti condizioni:

$$\begin{array}{ll} B \leq 2D & \text{con } H \geq 1,5B \\ 2D < B < 3D & \text{con } H \geq 3,5B \end{array}$$

Si dice che un tubo è posato in trincea larga quando le relazioni fra B, D, H differiscono da quelle sopra indicate.

Parametro	U.d.m.	PEAD DE90 PN10	PVC DE250 SN8
D	m	0,090	0,250
B	m	0,500	0,750
H (massima)	m	1,87	3,80
Tipo di trincea	(-)	LARGA	STRETTA

Per la posa in trincea larga il carico dovuto al rinterro (P_{ST}) viene valutato secondo la seguente espressione:

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

dove:

C_e : coefficiente funzione del rapporto H/D. Per rinfianco in materiale arido, sempre necessario per tubazioni flessibili:

$$C_e = \frac{H}{D}$$

γ_t : peso specifico del rinterro (saturo).

Per cui:

Parametro	U.d.m.	PEAD DE90 PN10
H (massima)	m	1,87
D	m	0,090
C_e	(-)	20,73
γ_t	kN/mc	20,00
P_{st}	kN/m	3,36

Per la posa in trincea stretta il carico dovuto al rinterro (P_{ST}) viene valutato secondo la seguente espressione:

$$P_{ST} = \gamma_t \cdot H \cdot D$$

dove:

γ_t : peso specifico del rinterro (saturo).

Per cui:

Parametro	U.d.m.	PVC DE250 SN8
γ_t	kN/mc	20,00
H (massima)	m	3,80
D	m	0,250
Pst	kN/m	18,98

2) Calcolo del carico dovuto ai sovraccarichi mobili

Il calcolo del carico sulla generatrice superiore del tubo generato da un carico mobile agente in superficie viene calcolato tramite la seguente espressione:

$$P_{din} = p_v \cdot D \cdot \varphi$$

dove:

p_v : pressione verticale sulla generatrice superiore del tubo dovuta ai sovraccarichi mobili concentrati (N/mq). E' ricavabile da grafici forniti dalla norma DIN 1072 in funzione dell'altezza H e del carico per ruota (P) definito in base alle classi di carico HT (autocarro pesante) ed LT (autocarro leggero o ferroviario). Nel caso in oggetto si valuta il carico dovuto al transito di un convoglio HT60 a cui si attribuisce un carico per ruota di 100kN;

φ : coefficiente di incremento. Nel caso di traffico stradale e autostradale è dato da:

$$\varphi = 1 + \frac{0,3}{H}$$

Risulta:

Parametro	U.d.m.	PEAD DE90 PN10	PVC DE250 SN8
p_v	t/mq	2,50	1,30
ϕ	(-)	1,16	1,08
P_{din}	kN/m	2,56	3,44

3) Calcolo del carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta dentro il tubo

Il carico verticale sulla generatrice superiore del tubo dovuta alla massa dell'acqua contenuta nel tubo (P_a) è funzione del diametro interno (D_i). Il tubo si considera riempito completamente nel caso della

tubazione in pressione e per tre quarti nel caso della tubazione a gravità. Nel secondo caso si calcola con la formula:

$$P_a = 5788 D_i^2$$

Per cui si ha:

Parametro	U.d.m.	PEAD DE90 PN10	PVC DE250 SN8
Di	m	0,0792	0,2354
Pa	kN/m	0,05	0,32

4) Calcolo del carico dovuto alla pressione idrostatica esterna

A titolo cautelativo, la superficie della falda viene assunta coincidente con la quota di piano campagna. Per cui la tubazione sarà soggetta ad una pressione idrostatica esterna che può essere calcolata attraverso:

$$Q_w = \gamma_w \left(H_w + \frac{D}{2} \right) D$$

dove

γ_w : peso specifico dell'acqua pari a 10000 N/mc;

H_w : altezza della superficie libera della falda sulla sommità della canalizzazione.

Per cui:

Parametro	U.d.m.	PEAD DE90 PN10	PVC DE250 SN8
Hw	m	1,87	3,80
Qw	kN/m	1,72	9,80

Verifiche per tubazioni flessibili

1) Verifica dell'inflessione diametrale a lungo termine

L'inflessione diametrale assoluta del tubo in senso verticale con il 95% della probabilità, è fornita dalla seguente formula:

$$\Delta y = \frac{(D_e \cdot P_{st} + P_{din}) \cdot K_x}{8 \cdot RG + 0,061 \cdot K_a \cdot E_s} + \Delta a$$

dove:

D_e : fattore di ritardo d'inflessione che tiene conto che il terreno continua a costiparsi nel tempo. Per grado di costipamento da moderato a elevato è pari a 2,0;

K_x : coefficiente d'inflessione che dipende dalla capacità di sostegno fornita dal suolo all'arco inferiore d'appoggio del tubo. Per fondo sagomato con materiale di riempimento ben costipato ai fianchi del tubo (densità proctor $\geq 95\%$) o materiale di letto e rinfiato di tipo ghiaioso leggermente costipato (densità proctor $\geq 70\%$) è pari a 0,083;

RG : indice di rigidezza $= \frac{E_t I}{D^3}$;

I : momento d'inerzia del tubo $I = \frac{s^3}{12}$;

E_t riferito al modulo di elasticità a lungo termine del materiale costituente la tubazione);

K_a e Δ_a : parametri che consentono di passare dall'inflessione media (50% di probabilità) all'inflessione massima caratteristica (frattile di ordine 0,95 della distribuzione statistica dell'inflessione). Per $H \leq 4,9$ m risultano $K_a = 0,75$ e $\Delta_a = 0$.

Risulta:

Parametro	U.d.m.	PEAD DE90 PN10	PVC DE250 SN8
D_e	(-)	2,0	2,0
K_x	(-)	0,083	0,083
RG	N/cm ²	0,49	0,34
K_a	(-)	0,75	0,75
Δ_a	(-)	0,00	0,00
Δy	cm	0,11	0,52

Nota la deformazione assoluta (Δy), si calcola la deformazione relativa come rapporto tra Δy ed il diametro esterno (D). La verifica è soddisfatta se il parametro $\Delta y/D$ non supera il 5% del diametro iniziale della condotta:

Parametro	U.d.m.	PEAD DE90 PN10	PVC DE250 SN8
$\Delta y/D$	%	1,28	2,09
Esito della verifica	(-)	POSITIVO	POSITIVO

2) Verifica all'instabilità all'equilibrio elastico (Buckling)

In una tubazione interrata, la pressione che determina instabilità elastica (“pressione di buckling”) dipende, non solamente dall’indice di rigidezza della tubazione (RG), ma anche dal modulo elastico del suolo che circonda la tubazione (E_s) in quanto il sistema terreno-tubazione si comporta come un’unica entità. L’espressione di stima della pressione ammissibile di buckling (N/cm²) è:

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

dove:

FS: fattore di progettazione, pari a 2,5;

R_w : fattore di spinta idrostatica della falda eventualmente presente con:

$$R_w = 1 - 0,33 \frac{H_w}{H} \quad \text{con} \quad 0 \leq H_w \leq H;$$

H_w : altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione;

B' : coefficiente empirico di supporto elastico

$$B' = \frac{1}{1 + 4 \cdot e^{-0,213H}};$$

RG: indice di rigidezza = $\frac{E_t \cdot I}{D^3}$;

I: momento d’inerzia del tubo $I = \frac{s^3}{12}$.

Per cui:

Parametro	U.d.m.	PEAD DE90 PN10	PVC DE250 SN8
FS	(-)	2,5	2,5
R_w	(-)	0,67	0,67
B'	(-)	0,27	0,36
q_a	N/cm ²	22,80	23,01

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 in presenza di sovraccarichi mobili (p_e):

$$p_e = \gamma_w \cdot H_w + \frac{R_w \cdot P_{st}}{D} + \frac{P_{din}}{D}$$

Deve risultare $p_e \leq q_a$.

Parametro	U.d.m.	PEAD DE90 PN10	PVC DE250 SN8
p_e	N/cm ²	7,21	10,26
Esito della verifica	(-)	POSITIVO	POSITIVO

3) Verifica della sollecitazione massima di flessione

La sollecitazione massima di flessione che risulta dall'inflessione del tubo, nel caso di tubazioni funzionanti a superficie libera, non deve eccedere la resistenza a flessione a lungo termine del prodotto, ridotta di un fattore di sicurezza:

$$\sigma = D_f \cdot E_t \cdot \frac{\Delta y}{D} \cdot \frac{s}{D} \leq \frac{\sigma_{lim}}{\mu}$$

dove:

σ : tensione dovuta alla deflessione diametrale;

RG: indice di rigidezza $= \frac{E_t \cdot I}{D^3}$;

D_f : fattore di forma funzione dell'indice di rigidezza (RG) della tubazione e delle caratteristiche geotecniche del rinterro (composizione granulometrica e grado di costipamento);

E_t a lungo t: modulo di elasticità a lungo t del materiale costituente la tubazione;

σ_{lim} : tensione limite ultima;

μ : coefficiente di sicurezza, fissato di norma in 1,5.

Si ha:

Parametro	U.d.m.	PVC DE250 SN8
D_f	(-)	6,00
σ	N/cm ²	548,34
σ_{lim}	N/cm ²	1250
μ	(-)	1,50
σ_{lim}/μ	N/cm ²	833,33
Esito della verifica	(-)	POSITIVO

Nel caso, invece, di tubazioni in pressione, la verifica consiste nell'accertare che la sollecitazione massima risultante dagli effetti combinati della pressione interna e dell'inflessione diametrale non ecceda la resistenza a flessione a lungo termine del manufatto ridotta di un fattore di sicurezza:

$$\sigma = \frac{P_w D}{2s} + D_f \cdot E_t \cdot \frac{\Delta y}{D} \cdot \frac{s}{D} \leq \frac{\sigma_{lim}}{\mu}$$

dove:

P_w : pressione massima interna.

Si ha:

Parametro	U.d.m.	PEAD DE90 PN10
P_w	N/mq	1000000
D_f	(-)	5,50
σ	N/cm ²	928,11
σ_{lim}	N/cm ²	2000
μ	(-)	1,50
σ_{lim}/μ	N/cm ²	1333,33
Esito della verifica	(-)	POSITIVO

Verifiche per altezze di ricoprimento minime

Si riportano in seguito i risultati corrispondenti all'altezza di ricoprimento minima:

Parametro	U.d.m.	PEAD DE90 PN10	PVC DE250 SN8
Parametri di progetto:			
D	m	0,090	0,2500
B	m	0,500	0,750
H (minima)	m	0,71	1,28
Tipo di trincea	(-)	LARGA	LARGA
Ce	(-)	7,89	5,11
γ_t	kN/mc	20,00	20,00
Pst	kN/m	1,28	6,39

<u>Calcolo dei carichi</u>			
1) Calcolo del carico dovuto ai sovraccarichi mobili:			
p_v	t/mq	7,50	3,50
φ	(-)	1,42	1,23
P_{din}	kN/m	9,42	10,60
2) Calcolo del carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta dentro il tubo:			
D_i	m	0,0792	0,2354
P_a	kN/m	0,050	0,32
3) Calcolo del carico dovuto alla pressione idrostatica esterna:			
H_w	m	0,71	1,28
Q_w	kN/m	0,68	3,51
<u>Verifiche per tubazioni flessibili</u>			
1) Verifica dell'inflessione diametrica a lungo termine			
D_e	(-)	2,0	2,0
K_x	(-)	0,083	0,083
R_G	N/cm ²	0,49	0,34
K_a	(-)	0,75	0,75
Δa	(-)	0,00	0,00
Δy	cm	0,15	0,29
$\Delta y/D$	%	1,65	1,18
Esito della verifica	(-)	POSITIVO	POSITIVO
2) Verifica all'instabilità all'equilibrio elastico (Buckling)			
F_S	(-)	2,5	2,5
R_w	(-)	0,67	0,67
B'	(-)	0,23	0,25
q_a	N/cm ²	20,78	19,08
p_e	N/cm ²	12,12	7,23
Esito della verifica	(-)	POSITIVO	POSITIVO
3) Verifica della sollecitazione massima di flessione			
P_w	N/mq	1000000	(-)

Df	(-)	5,50	6,00
$\bar{\sigma}$	N/cm ^q	955,63	309,57
$\bar{\sigma}_{lim}$	N/cm ^q	2000	1250
μ	(-)	1,50	1,50
$\bar{\sigma}_{lim}/\mu$	N/cm ^q	1333,33	833,33
Esito della verifica	(-)	POSITIVO	POSITIVO

Si conclude che le verifiche statiche eseguite per le tubazioni scelte in progetto hanno avuto esito positivo.