

CUP: E32G11000200005

FSC 2014-2020 "Patto per lo sviluppo della Regione Puglia"

PROGETTO DEFINITIVO

LAVORI DI COMPLETAMENTO DELL'ACQUEDOTTO DEL
LOCONE - II LOTTO - DAL TORRINO DI BARLETTA AL
SERBATOIO DI BARI-MODUGNO

Il Responsabile del Procedimento

ing. Massimo Pellegrini

PROGETTAZIONE

Progettisti

ing. Michelangelo GUASTAMACCHIA (Responsabile del progetto)

ing. Tommaso DI LERNIA

ing. Rosario ESPOSITO

ing. M. Alessandro SALIOLA

geom. Pietro SIMONE

geom. Giuseppe VALENTINO

Il Responsabile Ingegneria di Progettazione

ing. Massimo PELLEGRINI



acquedotto
pugliese
l'acqua, bene comune

Il Direttore
ing. Andrea VOLPE

Elaborato

D.7

Relazione tecnica specialistica sulle tubazioni

Codice Intervento P1063

Codice SAP: 21/10993

Prot. N. 0093292

Data 25/11/2019

N. Rev.	Data	Descrizione	Disegnato	Controllato	Approvato
00	NOV.2019	Emesso per PROGETTO DEFINITIVO	/	/	/

INDICE

1.	VERIFICA STATICA DELLA TUBAZIONE: PREMESSA	2
2.	CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE.....	3
3.	CARATTERISTICHE DELLO SCAVO	4
4.	AZIONE DOVUTA AL TERRENO.....	5
5.	CALCOLO DEL CARICO DEL TERRENO	8
6.	REAZIONI LATERALI DEL TERRENO.....	10
7.	SOLLECITAZIONI DOVUTE ALLA PRESSIONE INTERNA.....	11
8.	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	12
9.	VERIFICHE STATICHE.....	16
10.	VERIFICA DEFORMATIVA	17
11.	VERIFICA ALL'INSTABILITA' ELASTICA PER DEPRESSIONE INTERNA	19
12.	CALCOLO DELLA PRESSIONE NOMINALE.....	20

1. VERIFICA STATICA DELLA TUBAZIONE: PREMESSA

La verifica di sicurezza delle tubazione interrata è stata effettuata nel rispetto delle indicazioni rilasciate dal Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 12 Dicembre 1985 (di seguito indicato come Decreto) e dalla successiva Circolare del 20 marzo 1986 n. 27291.

Le suddette norme prevedono che il progetto debba comprendere l'esame dei diversi possibili scenari idraulici di funzionamento delle opere, sia durante l'esercizio che in fase di collaudo, in base ai quali va effettuato il dimensionamento statico (oltre che quello idraulico) delle tubazioni.

La verifica statica è stata effettuata sia per le tubazioni DN1200 che per quelle DN1000 con riferimento alle sezioni più sollecitate.

Poiché in corrispondenza di tali sezioni non sono previsti bauletti di protezioni (sovraccarichi statici) né il transito veicolare (sovraccarichi dinamici veicolari) sulle condotte sono stati considerati agenti solo i seguenti carichi:

- peso proprio della condotta;
- peso dell'acqua;
- i carichi permanenti dovuti al rinterro;
- le reazioni laterali del terreno.

2. CARATTERISTICHE DELLE TUBAZIONI

➤ Diametri e spessori

Adduttore principale

DN = 1.200 mm

- $s = 12,5$ mm;
- $D_e = 1.219$ mm.

DN = 1.000 mm

- $s = 10,00$ mm;
- $D_e = 1.016$ mm.

Diramazioni verso i serbatoi

DN = 400 mm

- $s = 6,3$ mm;
- $D_e = 406,4$ mm.

DN = 300 mm

- $s = 5,6$ mm;
- $D_e = 323,9$ mm.

DN = 200 mm

- $s = 5,0$ mm;
- $D_e = 219,1$ mm.

➤ Grandezze fisiche

$\gamma_{acc} = 78,50$ kN/m³ (peso specifico);

$E_{acc} = 206$ kN/mm² (Modulo elastico o di Young);

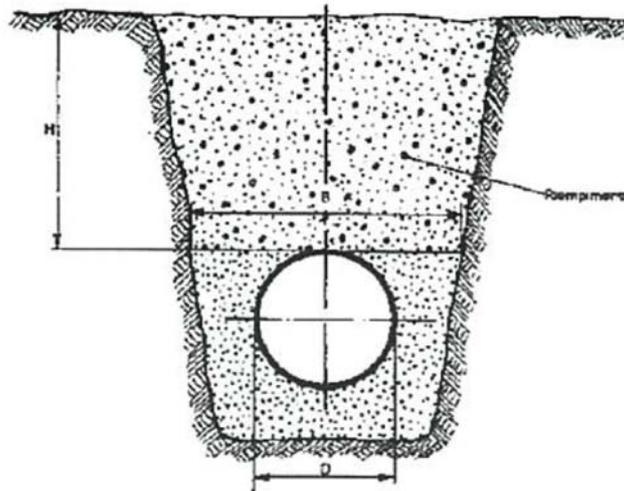
$\nu_{acc} = 0,33$ (coefficiente di Poisson).

➤ Grandezze meccaniche

Acciaio tipo L 355;

$\sigma_y = 355$ N/mm² (tensione di snervamento).

3. CARATTERISTICHE DELLO SCAVO



Le profondità di scavo maggiori (o più significative ai fini della verifica, come spiegato più in seguito) si riscontrano nelle seguenti sezioni:

DN = 1.200 mm

- H = 7,36 m (rinterro sul cielo condotta in corrispondenza del picchetto 460v);
- H = 6,61 m (rinterro sul cielo condotta in corrispondenza del picchetto 92);
- B = 1,80 m (larghezza sezione di scavo).

DN = 1.000 mm

- H = 6,55 m (rinterro sul cielo condotta in corrispondenza del picchetto 1155);
- H = 2,24 m (rinterro sul cielo condotta in corrispondenza del picchetto 1053);
- B = 1,60 m (larghezza sezione di scavo).

4. AZIONE DOVUTA AL TERRENO

Le sollecitazioni indotte da carichi verticali uniformemente distribuiti agenti su una condotta interrata variano in maniera sensibile a seconda delle condizioni di posa della tubazione all'interno della trincea ed a seconda che questa risulti flessibile o rigida.

Flessibilità delle tubazioni

Le condotte sotto carico possono essere classificate come flessibile o rigida in base all'iterazione tubo-terreno. Tale iterazione è fortemente legata alla deformabilità relativa dei due elementi.

Le tubazioni cosiddette "*rigide*" sotto l'azione dei carichi esterni sono caratterizzate da modeste deformazioni insufficienti in generale a mobilitare le reazioni laterali da parte del terreno di rinfianco, e pertanto sopportano la maggior parte del carico.

Questo induce a forti sollecitazioni di flessione nella parete, con concentrazioni di carico sulla generatrice superiore e inferiore.

La resistenza del sistema tubo - terreno è quindi fortemente dipendente dall'angolo di appoggio e cioè dalla preparazione del letto di posa, soprattutto in presenza di carichi mobili.

I tubi rigidi ammettono solo una piccola ovalizzazione prima della rottura. Le tubazioni cosiddette flessibili, invece, nelle stesse condizioni si ovalizzano sensibilmente nel piano laterale assumendo una configurazione trasversale grossolanamente ellittica, con asse minore verticale.

Questo fenomeno innesca una deformazione del terreno di rinfianco che a sua volta inizia a reagire, riducendo lo stato di sollecitazione della condotta e contribuendo a migliorarne la stabilità.

Pertanto, la stabilità del sistema è fortemente dipendente dalla capacità del rinterro a generare una reazione passiva d'appoggio e quindi dalla qualità del rinfianco e soprattutto dal suo costipamento.

Le tubazioni flessibili possono subire deformazioni significative prima di giungere alla rottura.

E' possibile effettuare una distinzione tra tubi "*rigidi*" e "*flessibili*", sulla scorta della rigidezza anulare (SN) della tubazione (UNI EN 805) definita dalla formula seguente:

$$SN = \frac{EJ}{D^3} = E \frac{s^3}{12D^3}$$

dove:

- D è il diametro medio della condotta (mm): $D = D_e - 2s$;
- s è spessore del tubo (mm);
- E è il modulo di Young del materiale della condotta (N/mm²);
- $J = \frac{(2s)^3}{12}$ è il momento di inerzia dell'area della parete del tubo in direzione longitudinale per unità di lunghezza (mm⁴/mm).

Il rapporto tra la rigidezza anulare ed il modulo elastico del terreno fornisce il coefficiente di elasticità

in sito (R):

$$R = \frac{SN}{E_t}$$

il cui valore permette di distinguere tra:

- tubazioni rigide: $R \geq \frac{1}{12}$;
- tubazioni flessibili: $R < \frac{1}{12}$.

Secondo letteratura, le tubazioni in acciaio rientrano nel secondo gruppo e precisamente in una casistica intermedia definita *semirigida*.

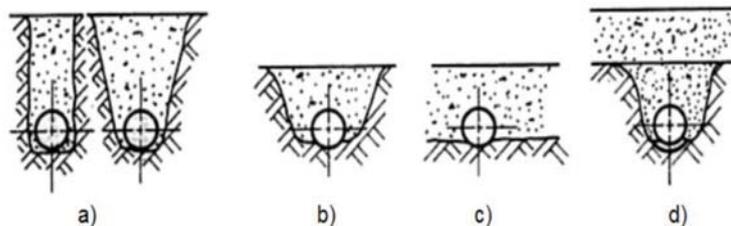
Questi tubi si ovalizzano sufficientemente affinché una parte del carico verticale trasmesso dai terreni mobilita l'appoggio laterale sul rinterro (come i tubi flessibili) ma hanno anche una elevata capacità portante (come i tubi rigidi).

La resistenza al carico verticale è così ripartita tra quella propria del tubo e quella del rinterro circostante con una suddivisione dei contributi che dipende dal rapporto delle rigidità tra tubo e suolo.

➤ Modalità di posa

Per quanto riguarda le condizioni di posa, la norma UNI 7517/76 distingue 4 condizioni di posa:

- a) posa in trincea stretta;
- b) posa in trincea larga;
- c) posa con rinterro indefinito;
- d) posa in trincea stretta con rinterro indefinito.



La distinzione tra trincea stretta e larga è da interpretarsi con riferimento alle differenti azioni esercitate dal terreno non rimaneggiato, sul prisma di terreno di rinterro agente sulla condotta.

Nel primo caso tra il materiale di riempimento che tende ad assestarsi e quello in posto oramai stabile. Sempre nel primo caso a causa dell'attrito (e dell'eventuale coesione) che si sviluppa lungo le pareti dello scavo tra il terreno laterale oramai stabile e il materiale di riempimento che tende ad assestarsi, si svolgono delle mutue azioni che, risultando dirette verso l'alto, hanno un effetto di sostegno della massa terrosa di riempimento (e dagli eventuali sovraccarichi distribuiti) e quindi un alleggerimento del carico gravante sulla tubazione.

Nel secondo caso, invece, poiché le pareti della trincea sono sufficientemente distanti dalla condotta, questo meccanismo risulta trascurabile.

Per trincee molto larghe il carico sulla condotta può risultare addirittura maggiore, anche di molto, del peso di ricoprimento posto al di sopra di essa, in quanto il materiale depositato sui lati, costipandosi più di quanto si verifichi per quello ubicato sulla condotta, tende a trascinarlo con se proprio a causa dell'attrito e della coesione.

Si dirà che una condotta è posata in trincea "stretta" se viene soddisfatta una delle due seguenti condizioni:

- $H \geq 1,5 B$ per $B \leq 2D_e$;
- $H \geq 3,5 B$ per $2D_e < B < 3D_e$;

dove:

- H è l'altezza di ricoprimento sopra la generatrice superiore del tubo (m);
- B è la larghezza dello scavo al livello della generatrice del tubo (m);
- D_e è il diametro esterno del tubo (m).

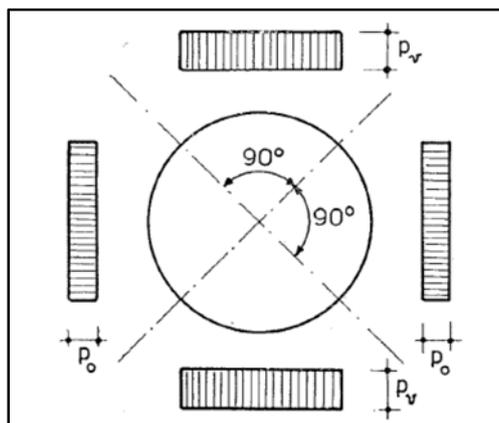
Nel nostro caso rientriamo nella condizione di trincea stretta.

Caratteristiche dell'appoggio

La grande influenza della forma e del materiale di appoggio della condotta sulla resistenza della tubazione interrata è stata dimostrata da *Marston* che ha rilevato come una diversa modalità di allettamento possa più che raddoppiare il carico di rottura di una condotta.

Il tipo di allettamento e la sua rigidità agiscono da un parte direttamente sulle reazioni di appoggio influenzando in grado di concentrazione (angolo del settore di appoggio), la direzione (verticale, radiale, ecc.) e la distribuzione (uniforme sulla corda o sull'arco di appoggio) e dall'altra indirettamente sulla distribuzione delle pressioni attive sul tubo.

A favore di sicurezza, nelle verifiche statiche si adotterà un settore di appoggio della condotta di 90° con il seguente schema di carico:



5. CALCOLO DEL CARICO DEL TERRENO

Una valutazione sufficientemente approssimata del carico derivante dal terreno sovrapposto alla condotta, nel caso di tubi deformabili posati in trincea stretta, può essere effettuata con riferimento alle analisi di *Marston e Spangler*:

$$P_v = c\gamma_t D_e B$$

con:

- Peso specifico del terreno di riempimento (misto di cava di sabbia e ghiaia - vedi tabella):

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$$

Tipo di terreno	Peso specifico γ_t [kN/m ³]	Peso immerso γ' [kN/m ³]	Angolo di attrito interno φ [°]
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

Caratteristiche fisiche del terreno di rinterro

- altezza del rinterro sulla generatrice superiore della tubazione: H ;
- larghezza della trincea in corrispondenza della generatrice superiore del tubo: B ;
- angolo di attrito interno del terreno di rinterro: $\varphi = 25^\circ$;
- coefficiente di attrito tra terreno indisturbato e rinterro $f = \text{tg}(\delta) = 0,466$, dove δ è l'angolo di

attrito tra il materiale di rinterro ed il terreno naturale delle pareti della trincea assunto pari a φ ;

- coefficiente di spinta attiva $k_a = \tan^2 (45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = 0,406$;
- coefficiente adimensionale di Marston: $c = \frac{1-e^z}{2*k_a*f}$ (con $z = -2 * k_a * f * \frac{H}{B}$).

Diametro	B (m)	H (m)	c	P _v (kN/m)
DN1200	1,8	7,36	2,08	91.27
	1,8	6,61	1,98	87.06
DN1000	1,6	6,55	2,08	67,66
	1,6	2,24	1,09	35,33

Il carico P_v secondo *De Saedeleer* si distribuisce uniformemente sulla corda superiore del tubo che sottende un angolo al centro di 90° dando luogo alla pressione verticale uniforme $p_v = \frac{P_{v*\sqrt{2}}}{D_e}$

Diametro	H (m)	P _v (KN/m ²)
DN1200	7,36	107,57
	6,61	102,60
DN1000	6,55	95,68
	2,24	49,97

6. REAZIONI LATERALI DEL TERRENO

Una teoria che schematizza in maniera semplice il comportamento statico delle tubazioni interrato è quella di *De Saedeleer* che tiene conto della flessibilità della condotta e della rigidità del terreno.

Si considera che l'acciaio venga sollecitato in campo elastico e si ammette inoltre che le deformazioni dovute ai sovraccarichi (statici e dinamici) mobilitino una reazione sui fianchi della condotta proporzionale alle proprie deformazioni secondo il modello di *Winkler*:

$$p_o = ky$$

dove k rappresenta il coefficiente rigidità del terreno in N/cm^3 (pressione che bisogna applicare orizzontalmente al terreno di rinfiacco per produrre una deformazione di 1 cm).

Il valore di k dipende dal grado di compattazione del terreno di rinfiacco e dalla profondità di posa:

$$k = f_c H \text{ (N/cm}^3\text{)}$$

dove $f_c = 14$ è il fattore di compattazione del terreno di rinfiacco che varia secondo la seguente tabella:

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

e H è la profondità di scavo espressa in metri.

Secondo la teoria di *De Saedeleer* risulta:

$$p_o = \frac{p_v k R^4}{1,07 k R^4 + 13,70 E I}$$

dove:

- p_o carico uniforme agente su corda sottesa ad un angolo al centro di 90° (N/cm^2);
- p_v carico verticale uniforme agente (N/cm^2);
- R è il raggio esterno della tubazione (cm);
- E è il modulo di Young dell'acciaio pari a $2,06 \cdot 10^7$ N/cm^2 ;
- $I = \frac{s^3}{12}$ è il momento di inerzia della parete in cm^4/cm .

Diametro	H (m)	K (N/cm^3)	I (cm^4/cm)	R (cm)	p_v (N/cm^2)	p_o (kN/m^2)
DN1200	7,36	103,04	0,163	60,95	10,76	97,58
	6,61	92,54	0,163	60,95	10,26	92,77
DN1000	6,55	91,70	0,083	50,80	9,57	86,31
	2,24	31,36	0,083	50,80	5,00	42,25

7. SOLLECITAZIONI DOVUTE ALLA PRESSIONE INTERNA

Ai sensi del Decreto la pressione di esercizio p_e rappresenta il massimo valore delle pressioni p che può verificarsi in asse delle tubazioni per il più gravoso funzionamento idraulico del sistema, comprese le eventuali sovrappressioni Δp determinate da prevedibili condizioni di esercizio, anche se conseguenti a fenomeni transitori.

$$P_e = p_{e,max} + \Delta p$$

La $p_{e,max}$ è il valore massimo della pressione che può verificarsi in asse alle tubazioni, per il più gravoso funzionamento idraulico del sistema (“a tubi lisci”) al netto dei fenomeni transitori.

La $p_{e,max}$ è stata ricavata sottraendo all'altezza piezometrica più gravosa, ricavata dal profilo schematico, la relativa quota geodetica.

Per il calcolo della pressione dinamica di colpo d'ariete si è cautelativamente ipotizzata la condizione di “manovra di chiusura istantanea” e si è utilizzata la seguente formula:

$$\Delta p = \frac{c v}{g}$$

dove:

- c è la velocità della perturbazione nel liquido (celerità) assunta pari a circa 1.000 m/s (come da letteratura);
- v è la velocità massima in condotta;
- g è l'accelerazione di gravità.

Noto il valore della p_e , per il calcolo della sollecitazione nel tubo indotta dalla pressione interna si utilizza la nota formula di *Mariotte*:

$$\sigma_{pe} = \frac{DN p_e}{s}$$

Diametri	Picchetto	p_{max} (MPa)	Δp (MPa)	p_e (MPa)	σ_{pe} (MPa)
DN1200	92	0,55	1,09	1,64	78,61
	460v	0,32	0,74	1,06	51,09
DN1000	1155	0,29	0,59	0,88	44,09
	1053	0,38	0,75	1,13	56,50

Nel rispetto delle indicazioni del Decreto, in fase di collaudo in cantiere andranno effettuate prove di tenuta con un valore di pressione pari a:

$$p_c = 1,5 \times p_e$$

8. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Noti i carichi agenti e combinandoli tra loro, si è valutata la situazione sollecitativa più sfavorevole per la tubazione (che fornisce cioè il coefficiente di sicurezza più basso):

➤ *Tubazione del DN1200*

il punto in cui si registra la combinazione di carico più severa è in corrispondenza del picchetto 92, dove (come visto in precedenza) il valore della pressione di esercizio è $p_e = 1,64$ MPa (pari cioè a quello massimo), mentre il valore dell'altezza di ricoprimento di terreno sul cielo della condotta è $H = 6,61$ m (il valore massimo si registra invece in corrispondenza del picchetto 460v dove il valore del ricoprimento è pari a 7,36 m, ma la pressione p_e fa registrare un valore ben inferiore, pari cioè a 1,06 MPa);

➤ *Tubazione del DN1000*

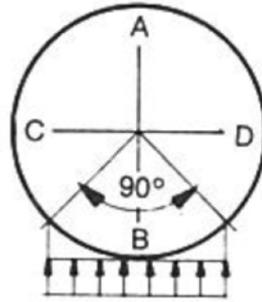
il punto in cui si registra la combinazione di carico più severa è in corrispondenza del picchetto 1155, dove (come visto in precedenza) il valore dell'altezza di ricoprimento di terreno sul cielo della condotta è $H = 6,55$ m (pari cioè a quello massimo), mentre il valore della pressione di esercizio è $p_e = 0,88$ MPa (il valore massimo si registra invece in corrispondenza del picchetto 1053 dove il valore della pressione di esercizio è pari a 1,13 MPa, ma l'altezza H di ricoprimento di terreno sul cielo della condotta fa registrare un valore ben inferiore, pari cioè a 2,24 m).

La valutazione delle caratteristiche della sollecitazione nelle sezioni maggiormente sollecitate (sezione di chiave, sul fianco e sul fondo) della tubazioni può essere effettuata ipotizzando che il comportamento statico della condotta sia riconducibile a quello di un anello elastico sottile e che la sezione sia completamente reagente.

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 aperture angolare dell'appoggio di 90° .

Sono considerati positivi i momenti che tendono la fibra interna e gli sforzi di trazione.

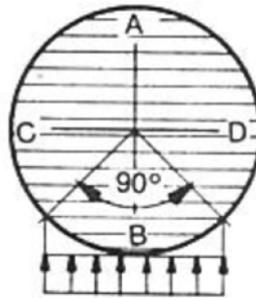
➤ Condizione di carico: peso proprio



$$\gamma_{acc} = 78,50 \text{ kN/m}^3$$

Sollecitazioni	DN 1200 (s=12,5 mm)	DN 1000 (s = 10 mm)	u.d.m
$M_B = 0,640 s \gamma_{acc} R^2$	233,30	129,65	N m/m
$M_{CD} = - 0,485 s \gamma_{acc} R^2$	-176,79	-98,25	N m/m
$M_A = 0,420 s \gamma_{acc} R^2$	153,10	85,08	N m/m
$N_B = - 0,335 s \gamma_{acc} R$	-200,35	-133,59	N/m
$N_{CD} = - 1,571 s \gamma_{acc} R$	-939,57	-626,48	N/m
$N_A = 0,335 s \gamma_{acc} R$	200,35	133,59	N/m

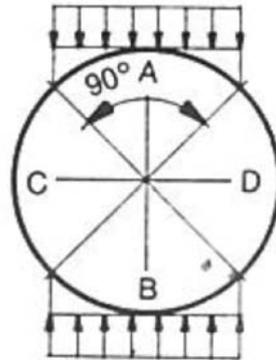
➤ Condizione di carico: tubazione piena non in pressione



$$\gamma_a = 10 \text{ kN/m}^3$$

Sollecitazioni	DN 1200 (s=12,5 mm)	DN 1000 (s = 10 mm)	u.d.m
$M_B = 0,320 \gamma_a R^3$	724,55	419,51	N m/m
$M_{CD} = - 0,242 \gamma_a R^3$	-547,94	-317,25	N m/m
$M_A = 0,210 s \gamma_a R^3$	475,49	275,30	N m/m
$N_B = - 0,166 \gamma_a R^2$	-616,67	-428,39	N/m
$N_{CD} = - 0,785 \gamma_a R^2$	-2.916,20	-2.025,80	N/m
$N_A = 0,166 \gamma_a R^2$	616,67	428,39	N/m

➤ Condizione di carico: carico del terreno di ricoprimento



Diametro	p_v (KN/m ²)
DN 1200	102,60
DN 1000	95,68

Sollecitazioni	DN 1200 (s=12,5 mm)	DN 1000 (s = 10 mm)	u.d.m
$M_B = 0,238 p_v R^2$	9.071,51	5.876,51	N m/m
$M_{CD} = - 0,218 p_v R^2$	-8.309,20	-5.382,69	N m/m
$M_A = 0,238 p_v R^2$	9.071,51	5.876,51	N m/m
$N_B = 0$	0,00	0,00	N/m
$N_{CD} = - 0,707 p_v R$	-44.212,83	-34.363,59	N/m
$N_A = 0$	0,00	0,00	N/m

➤ Condizione di carico: spinta laterale uniforme

Diametro	P_o (kN/m ²)
DN 1200	92,77
DN 1000	85,31

Sollecitazioni	DN 1200 (s=12,5 mm)	DN 1000 (s = 10 mm)	u.d.m
$M_B = - 0.218 p_o R^2$	-7.513,06	-4.855,78	N m/m
$M_{CD} = 0.238 p_o R^2$	8.202,33	5.301,27	N m/m
$M_A = - 0.218 p_o R^2$	-7.513,06	-4.855,78	N m/m
$N_B = - 0,707 p_o R$	-39.976,60	-30.999,78	N/m
$N_{CD} = 0$	0,00	0,00	N/m
$N_A = - 0,707 p_o R$	-39.976,60	-30.999,78	N/m

➤ Sollecitazioni risultanti a condotta vuota

Sollecitazioni	DN 1200 (s=12,5 mm)	DN 1000 (s = 10 mm)	u.d.m
M _B	1.791,75	1.150,38	N m/m
M _{CD}	-283,66	-179,67	N m/m
M _A	1.711,55	1.105,81	N m/m
N _B	-40.176,95	-31.133,37	N/m
N _{CD}	-45.152,40	-34.990,07	N/m
N _A	-39.776,25	-30.866,19	N/m

➤ Sollecitazioni risultanti a condotta piena ma non in pressione

Sollecitazioni	DN 1200 (s=12,5 mm)	DN 1000 (s = 10 mm)	u.d.m
M _B	2.516,30	1.569,89	N m/m
M _{CD}	-831,61	-496,93	N m/m
M _A	2.187,04	1.381,12	N m/m
N _B	-40.793,63	-31.561,76	N/m
N _{CD}	-48.068,60	-37.015,87	N/m
N _A	-39.159,57	-30.437,80	N/m

9. VERIFICHE STATICHE

Come indicato dal Decreto per le verifiche statiche delle tubazioni si è seguito il metodo delle tensioni ammissibili:

$$\sigma_{max} = \pm \frac{M}{W} + \frac{N}{A} \leq \frac{\sigma_y}{C}$$

nelle seguenti condizioni:

- tubazione vuota;
 - tubazione piena non in pressione;
 - tubazione in pressione.
- *Tubazione vuota* - coefficiente di sicurezza minimo $C = 2,0$

Diametro	σ_{max} (MPA)	C_{min}
DN 1200	-72,02	4,93
DN 1000	-72,14	4,92

- *Tubazione piena non in pressione (condizione che si verifica durante le fasi di riempimento o svuotamento)* - coefficiente di sicurezza minimo $C = 1,5$

Diametro	σ_{max} (MPA)	C_{min}
DN 1200	-99,89	3,55
DN 1000	-97,35	3,65

- *Tubazione piena in pressione*
coefficiente di sicurezza minimo $C = 2,0$

$$\sigma_{max} = \pm \alpha \frac{M}{W} + \frac{N}{A} + \sigma_f$$

dove α è il coefficiente di riduzione di *Lazard* pari a:

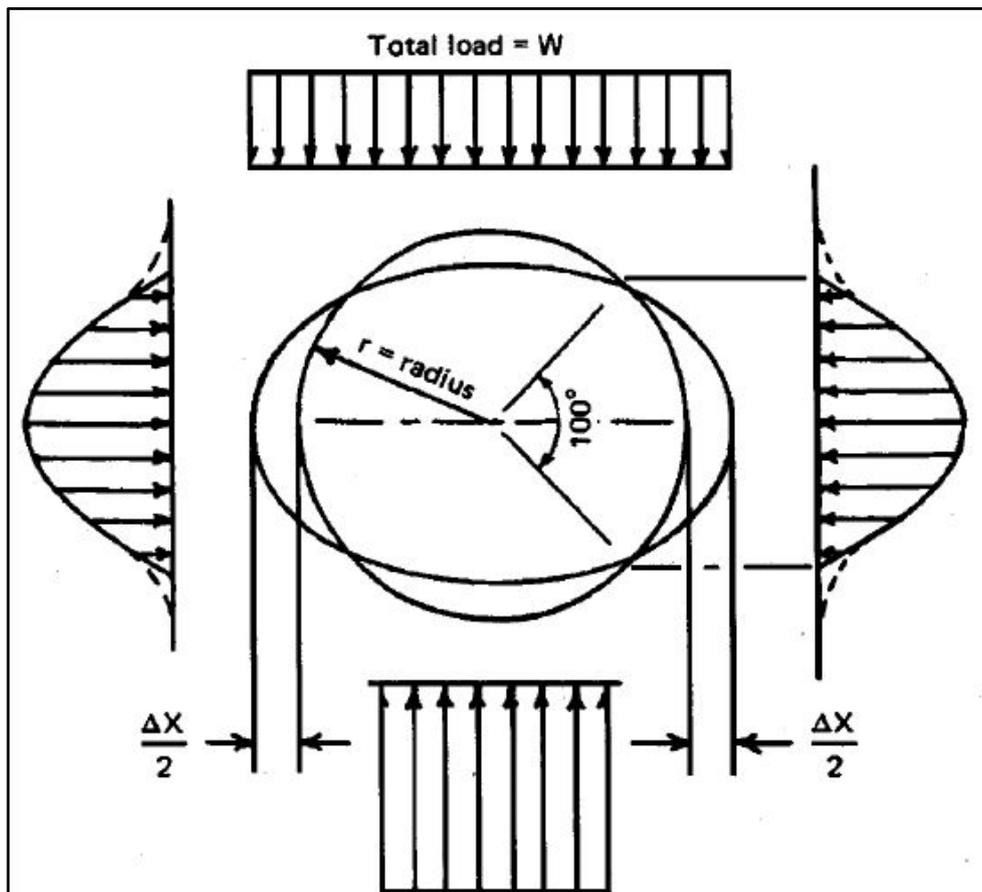
$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{p_e R^3}{3EI}}$$

Infatti secondo la teoria di *Lazard* la pressione interna ha l'effetto di ridurre il valore dei momenti ovalizzanti dovuti ai carichi e sovraccarichi agenti sulla condotta.

Diametro	σ_{max} (MPA)	C_{min}
DN 1200	171,94	2,06
DN 1000	135,12	2,63

10. VERIFICA DEFORMATIVA

Per il calcolo della deformazione del tubo sotto carico si è utilizzato lo schema statico proposto da *Spangler* valido per tubazioni deformabili. Secondo *Spangler* lo stato di sollecitazione che si produce in una tubazione sottoposta a carichi verticali W uniformemente distribuito sulla superficie del tubo è caratterizzato da una distribuzione parabolica della spinta passiva simmetrica rispetto al diametro orizzontale e applicata dall'angolo pari a 40° per un'ampiezza di 100° mentre la reazione sul fondo della trincea interessa varie ampiezze (nel nostro caso 90°).



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

$$\Delta x = fK \frac{WR^3}{EI + 0,064E'R^3}$$

dove:

- Δx è l'allungamento complessivo del diametro orizzontale (cm);
- R è il raggio esterno del tubo (cm);
- f è il fattore di ritardo della flessione: tiene conto dell'incremento subito dall'ovalizzazione nel tempo a causa del possibile assestamento del terreno (generalmente si assume un valore = $1,25 \div 1,50$). A favore di

sicurezza si assume il valore massimo 1,50;

- K = coefficiente d'appoggio: per angolo d'appoggio pari a 90° vale 0,096 (vedi tabella);

Angolo appoggio 2α [°]	Coefficiente sottofondo K
0	0.121
60	0.103
90	0.096
120	0.09
180	0.083

K in funzione dell'angolo di appoggio

- $W = 706,06$ N/cm è il carico verticale distribuito sul tubo (per unità di lunghezza);
- $I = \frac{S^3}{12} 0,083$ cm⁴/cm è il momento d'inerzia della parete del tubo (per unità di lunghezza);
- $E = 2.060.000$ kg/cm² è il modulo di elasticità longitudinale dell'acciaio;
- E' è il modulo di reazione del terreno. Per valori di compattazione pari ad una densità $\geq 85\%$ col metodo T99 (secondo la procedura di compattazione del laboratorio AASHO) vale 14.000 kN/m² = 1.400 N/cm²

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

Modulo di elasticità del terreno di rinfianco E' (kN/m²)

per cui:

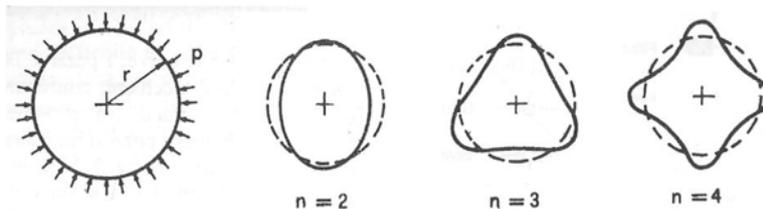
- $\Delta x_{1200} = 1,251$ cm;
- $\Delta x_{1000} = 0,989$ cm;
- $\frac{\Delta x}{2R} = 1,03\%$ (DN1200) - $0,97$ (DN1000);

valori inferiori non solo al limite del 20% oltre il quale dalle esperienze di *Spangler* è risultato che la stabilità della condotta cessa, (presupponendo che la variazione verticale del diametro corrisponda approssimativamente con quella orizzontale) ma anche al 3% oltre il quale l'eccessiva deformazione potrebbe recar danno al rivestimento della tubazione.

11. VERIFICA ALL'INSTABILITA' ELASTICA PER DEPRESSIONE INTERNA

La depressione interna è un fenomeno che può verificarsi nelle condotte in esercizio per cause diverse tra le quali le più comuni sono date dal mancato funzionamento delle valvole di sfiato durante le fasi di svuotamento della condotta o svuotamenti eseguiti con eccessiva rapidità.

Queste depressioni non fanno altro che incrementare gli sforzi di compressione dovuti ai carichi agenti sulla tubazione; in questi casi, superato un certo limite il tubo si inflette ovalizzando (deformata a due lobi) e progressivamente si hanno deformazione a tre lobi, ecc.



Questo fenomeno è noto come *buckling*.

Nel caso di condotti perfettamente circolare la pressione critica è data dalla nota formula di Eulero:

$$p_{crE} = \frac{2E}{1 - \nu^2} \left(\frac{s}{D}\right)^3$$

Poiché il tubo interrato non ha una sezione perfettamente circolare, essendo affetto da una certa ovalizzazione, la pressione critica risulta inferiore a quella espressa dalla relazione di Eulero.

Secondo Timoshenko per tubi ovalizzati la pressione critica oltre il quale il meccanismo di *buckling* sui può innescare vale:

$$p_{cr} = \sigma_y \frac{s}{D} + \left(1 + 1,5 \frac{\Delta x}{s}\right) \frac{p_{crE}}{2} - \left\{ \left[\sigma_y \frac{s}{D} + \left(1 + 1,5 \frac{\Delta x}{s}\right) \frac{p_{crE}}{2} \right]^2 - 2 \sigma_y \frac{s}{D} p_{crE} \right\}^{0,5}$$

la verifica risulta positiva se

$$\sigma = \frac{\Delta p D}{2s} + \frac{P_v}{2s} \leq \frac{\sigma_{cr}}{C}$$

dove:

C = 2 coefficiente di sicurezza

$\Delta p = 0,5 \text{ atm} = 0,050 \text{ MPa}$ depressione interna

$\Delta x = \text{mm}$ variazione del diametro dedotta con la formula di Spangler

N_c massimo sforzo di compressione semplice dovuto ai carichi agenti.

$\sigma_{cr} = \frac{p_{cr} D}{2s}$ tensione di compressione critica

Diametro	p_{crE} (MPa)	p_{cr} (MPa)	σ_{cr} (MPa)	σ (MPa)	C
DN 1200	0,49	0,44	-21,50	-9,45	2,27
DN 1000	0,43	0,39	-19,99	-9,36	2,14

12. CALCOLO DELLA PRESSIONE NOMINALE

Come si è visto, i carichi esterni trasmessi dal terreno e dagli eventuali sovraccarichi esterni (statici e dinamici) inducono nella parete del tubo una stato di sforzo che, in fase di esercizio, si va a sovrapporre alla pressione interna.

Il Decreto impone per le tubazioni di grande diametro di tener in considerazione questo effetto nel calcolo della pressione nominale della tubazione mediante l'introduzione della pressione equivalente p_o definita come "la pressione assiale che conferisce al tubo tensioni di trazione massime eguali a quelle determinate in base alle specifiche condizioni" di carico.

Pertanto, determinata la tensione massima si trazione (che si manifesta in un dato punto della sezione trasversale del tubo in conseguenza di tutte le sollecitazioni esterni agenti sul tubo) si può calcolare p_o utilizzando la formula di *Mariotte*:

$$p_o = \frac{\sigma_o s}{D}$$

con:

- σ_o massima tensione di trazione dovuta ai sovraccarichi esterni (MPa)
- s spessore della condotta (mm)
- D diametro nominale (mm)

$$PN = p_e + p_o$$

Questo valore della PN costituisce l'elemento di base per la scelta dei componenti idraulici (tubazioni, pezzi speciali, ecc.) interrati costituenti le tubazioni destinate all'esercizio in pressione.

Diametro	p_e (MPa)	σ_o (MPa)	p_o (MPa)	PN _{tubi} (bar)
DN 1200	1,64	93,36	1,91	40
DN 1000	0,88	91,04	1,79	40

Per il calcolo delle PN delle valvole poiché queste verranno posate esclusivamente all'interno dei manufatti si è fatto riferimento al solo valore di p_e .

Diametro	p_e (MPa)	PN _{valvole} (bar)
DN 1200	1,64	16
DN 1000	0,88	16

Secondo il Decreto i risultati delle prove effettuate in stabilimento devono essere valutati con riferimento al valore di PN.

Per i tubi e i pezzi speciali in acciaio interrati la norma UNI EN 10024 componenti idraulici devono

essere collaudati in stabilimento ad una pressione di prova pari a:

$$P = \frac{20 ST}{D}$$

dove:

- P è la pressione di prova in bar;
- D è il diametro esterno della condotta (mm);
- T è lo spessore della parete (mm);
- S = 249 MPa corrispondente al 70% della σ_y .

Diametro	P (bar)
DN 1200	51
DN 1000	49