



Rivisitazione sistema idrico nelle località Marini, Moncucco, S. Murizio e interconnessione tra le reti di Cossano Belbo e S. Stefano Belbo

CUP J93H17000000006

PROGETTO DEFINITIVO

2

RELAZIONE IDRAULICA DI DIMENSIONAMENTO

Rev:	Data:	MA335D02	Aprile 2021		
0	Apr. 2021	Progettista Ing. Livio MARTINA		Il Committente: Società Intercomunale Servizi Idrici S.r.l. Piazza Risorgimento, 1 - Alba (CN) sisiaacque@pec.sisiaacque.it	
1	Apr. 2021				
2					
3					
				Il responsabile del procedimento: Dott. Franco PARUSSO	
				L'impresa:	

SISI s.r.l.
Servizi Intercomunale Servizi Idrici s.r.l.

COMUNI DI COSSANO BELBO E SANTO STEFANO BELBO

Rivisitazione sistema idrico nelle località Marini,
Moncucco, S. Maurizio e interconnessione tra le reti di
Cossano Belbo e S. Stefano Belbo

CUP J93H17000000006

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di dimensionamento idraulico e statico della condotta

Sommario

	PROGETTO DEFINITIVO.....	1
1	PREMESSE.....	2
2	VERIFICHE IDRAULICHE DELLE CONDOTTE	2
	2.1 METODO DIRETTO	3
	2.2 METODO SEMPLIFICATO.....	6
3	VERIFICA ALLO SCHIACCIAMENTO DELLE CONDOTTE	8

1 PREMESSE

Le verifiche idrauliche condotte sono state focalizzate alla determinazione delle perdite di carico lungo i tratti di condotta di nuova posa

Non si è proceduto ad una schematizzazione della rete di distribuzione in quanto le carenti informazioni sui diametri esistenti non consentono di modellare in modo corretto tutta la nuova rete

Per il corretto funzionamento dei nuovi tratti di condotta sono stati adottati i seguenti criteri

Nuovo collegamento con la condotta ALAC

Per tale collegamento considerato che la condotta ALAC ha una pressione prossima ai 40 bar è stato previsto un gruppo di riduzione della pressione a valori compatibili con le pressioni derivanti dalla quota del serbatoio di Moncucco paese

I riduttori dovranno essere tarati alla pressione in uscita di bar

2 VERIFICHE IDRAULICHE DELLE CONDOTTE

La verifica delle condotte è stata, quindi, condotta sulle massime portate che si possono attendere in situazioni di emergenza.

La maggior carenza di approvvigionamento è rappresentata dal nuovo serbatoio di San Maurizio.

In tale località, infatti, verrà realizzato un nuovo serbatoio da 150 mc necessario per compensare le esigenze giornaliere della località.

Si è, quindi, potenziato l'alimentazione da Valdivilla con una portata valutabile in 10 l/sec.

Il nuovo tratto di condotta Valdivilla San Maurizio viene quindi verificata per una portata di 10 l/sec.

L'altro punto di criticità è rappresentato dall'alimentazione del serbatoio di Moncucco Paese che avviene con un'unica condotta derivante dalla consegna al serbatoio di Santa Libera.

La rete di distribuzione di Santo Stefano Belbo e Cossano Belbo sono poco magliate con molti rami aperti e terminali con diametri piuttosto piccoli. In caso di carenze i tratti terminali vanno in sofferenza per quantità e pressione.

In comune di Cossano Belbo, presso lo stabilimento vinicolo Martini, è presente uno stacco dalla condotta ALAC che può garantire una presa supplementare per alimentare sia direttamente la rete di Cossano sia quella di Santo Stefano e di conseguenza alimentare il serbatoio di Moncucco Paese.

Vista quindi la disponibilità dell'allaccio alla condotta ALAC il collegamento di interconnessione con la rete di Santo Stefano e Cossano è stato dimensionato per la massima portata che allo stato attuale alimenta il serbatoio di Moncucco Paese pari a 18 l/sec. Allo stato attuale tale portata non potrà mai essere addotta al serbatoio di Moncucco in quanto le condotte esistenti non consentono il transito di tale portata in futuro con la sostituzione dei tratti rimanenti potrà essere garantito l'alimentazione del serbatoio di Moncucco

Per la verifica delle perdite di carico lungo le condotte si debbono sommare due componenti: la prima riguarda le perdite distribuite lungo la condotta, che possono essere calcolate in caso di moto laminare con la seguente formula di Hazem Williams

$$J = 10,675Q^{1,852} / C^{1,852}D^{4,8704}$$

J è espresso in m/km

Q è espresso in l/sec

D è espresso in mm

Oltre alle perdite di carico distribuite sono state valutate le perdite di carico concentrate dovute alla presenza di curve, sfiati, scarichi saracinesche e valvolame vario.

Queste perdite di carico sono dette anche “singolari” o “accidentali”. Nel caso dei tubi che convogliano acqua sono generalmente determinate con uno dei seguenti metodi:

2.1 METODO DIRETTO















$$z = \xi \cdot \rho \cdot \frac{v^2}{2 \cdot 9,81} \quad (23)$$

dove: z = **perdite di carico localizzate, mm c. a.**
 ξ = coefficiente di perdita localizzata, adimensionale
 ρ = densità, kg/m³
v = velocità, m/s
















Il fattore ξ dipende dalla forma della perdita localizzata e può essere determinato con apposite formule (soprattutto nei casi a geometria semplice) oppure con prove di laboratorio.

I valori sono tabellati in funzione del tipo di singolarità incontrata e sono riassunti nelle sottostanti tabelle.

Valori del coefficiente di perdita localizzata ξ (componenti d'impianto)

<i>Diametro interno tubi in acciaio inox, rame e materiale plastico</i>		8 + 16 mm	18 + 28 mm	30 + 54 mm	> 54 mm
<i>Diametro esterno tubi in acciaio</i>		3/8" + 1/2"	3/4" + 1"	1 1/4" + 2"	> 2"
<i>Tipo di resistenza localizzata</i>	<i>Simbolo</i>				
<i>Valvola di intercettazione diritta</i>		10,0	8,0	7,0	6,0
<i>Valvola di intercettazione inclinata</i>		5,0	4,0	3,0	3,0
<i>Saracinesca a passaggio ridotto</i>		1,2	1,0	0,8	0,6
<i>Saracinesca a passaggio totale</i>		0,2	0,2	0,1	0,1
<i>Valvola a sfera a passaggio ridotto</i>		1,6	1,0	0,8	0,6
<i>Valvola a sfera a passaggio totale</i>		0,2	0,2	0,1	0,1
<i>Valvola a farfalla</i>		3,5	2,0	1,5	1,0
<i>Valvola a ritegno</i>		3,0	2,0	1,0	1,0
<i>Valvola per corpo scaldante tipo diritto</i>		8,5	7,0	6,0	—
<i>Valvola per corpo scaldante tipo a squadra</i>		4,0	4,0	3,0	—
<i>Detentore diritto</i>		1,5	1,5	1,0	—
<i>Detentore a squadra</i>		1,0	1,0	0,5	—
<i>Valvola a quattro vie</i>		6,0		4,0	
<i>Valvola a tre vie</i>		10,0		8,0	

Valori del coefficiente di perdita localizzata ξ (reti di distribuzione)

Diametro interno tubi in acciaio inox, rame e materiale plastico		8 + 16 mm	18 + 28 mm	30 + 54 mm	> 54 mm
Diametro tubi in acciaio		3/8" + 1/2"	3/4" + 1"	1 1/4" + 2"	> 2"
Tipo di resistenza localizzata	Simbolo				
Curva stretta a 90° <i>r/d = 1,5</i>		2,0	1,5	1,0	0,8
Curva normale a 90° <i>r/d = 2,5</i>		1,5	1,0	0,5	0,4
Curva larga a 90° <i>r/d > 3,5</i>		1,0	0,5	0,3	0,3
Curva stretta a U <i>r/d = 1,5</i>		2,5	2,0	1,5	1,0
Curva normale a U <i>r/d = 2,5</i>		2,0	1,5	0,8	0,5
Curva larga a U <i>r/d > 3,5</i>		1,5	0,8	0,4	0,4
Allargamento		1,0			
Restringimento		0,5			
Diramazione semplice con T a squadra		1,0			
Confluenza semplice con T a squadra		1,0			
Diramazione doppia con T a squadra		3,0			
Confluenza doppia con T a squadra		3,0			
Diramazione semplice con angolo inclinato (45° - 60°)		0,5			
Confluenza semplice con angolo inclinato (45° - 60°)		0,5			
Diramazione con curve d'invito		2,0			

2.2 METODO SEMPLIFICATO

In alternativa al metodo sopra elencato è possibile utilizzare un metodo semplificato ricorrendo alla lunghezza equivalente di tubazione.

Nel nostro caso avendo carichi piezometrici importanti appare ampiamente giustificato l'utilizzo del metodo semplificato

mt 10 per curva a 90°

mt 5 per curve a 45° ,

mt 10 per saracinesche valvole di riduzione della pressione

Verifica del tratto Valdivilla San Maurizio

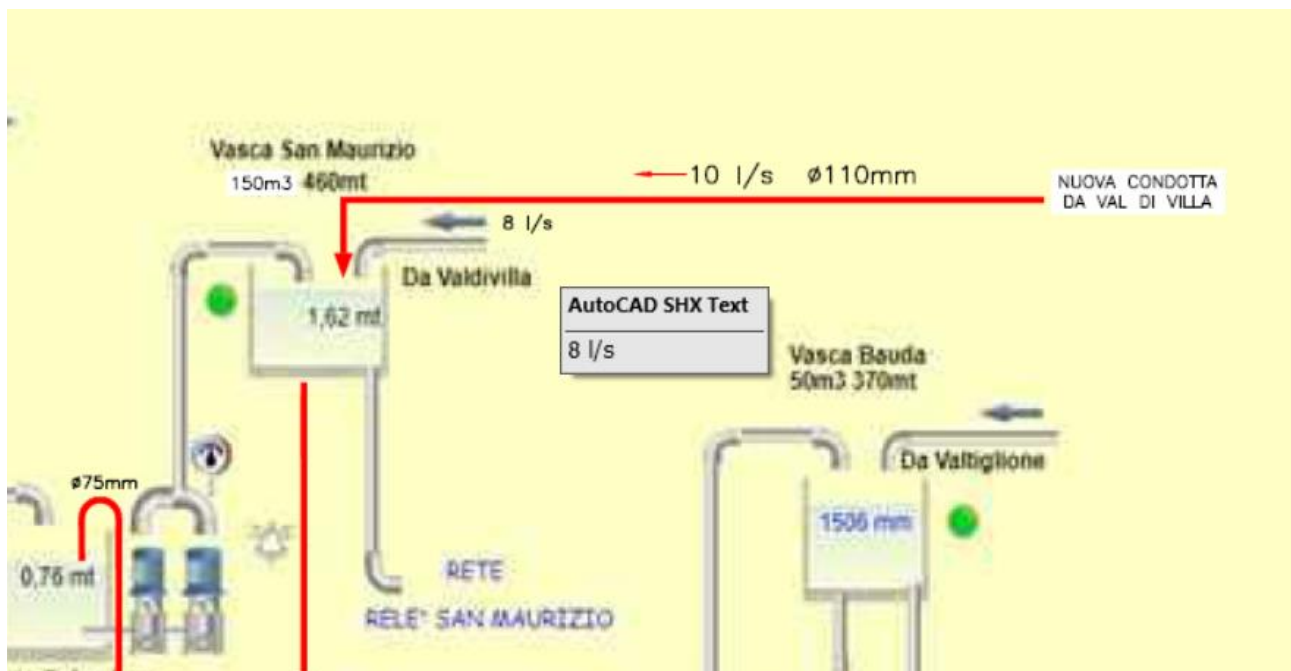
lunghezza reale 733 metri

lunghezza equivalente per saracinesce 2 mt 20 trattandosi poi di polietilene ed essendo le curve con raggi di curvatura molto lunghi non si ritiene di dover considerare perdite di carico dovute alle variazioni di direzione

Pertanto con una lunghezza di 755m diametro 110 mm portata 10 l/sec la perdita è pari a 18 mca

Quando sarà realizzato il lotto successivo e completata la condotta fino al serbatoio di San Maurizio la lunghezza reale di ml 1760 e fittizia di 1800 considerando le perdite concentrate per valvolame vario si ottiene una perdita di carico pari a 43.02 mca

Avendo il serbatoio di Mango una quota di 617 mslm e il serbatoio di San Maurizio quota 460 mslm

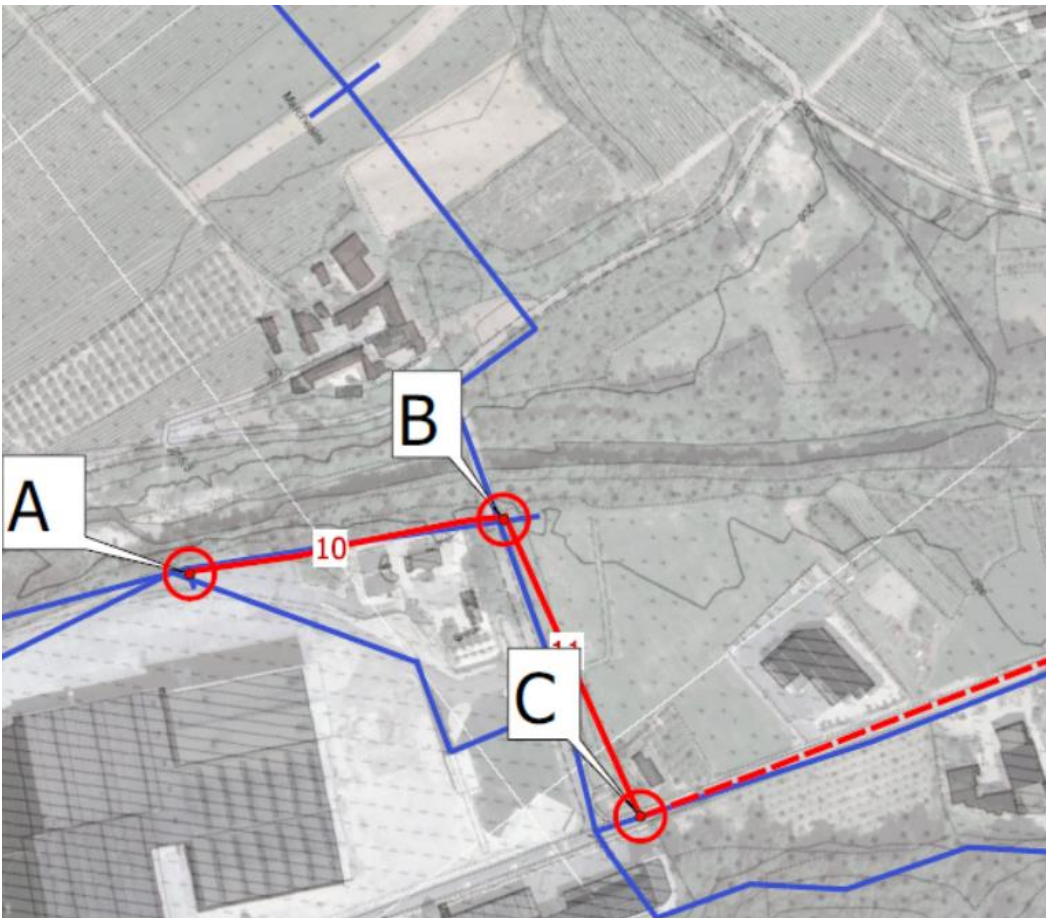


le perdite di carico nella condotta sono ampiamente compatibili con i dislivelli esistenti.

Verifica del tratto di interconnessione Cossano Santo Stefano Belbo

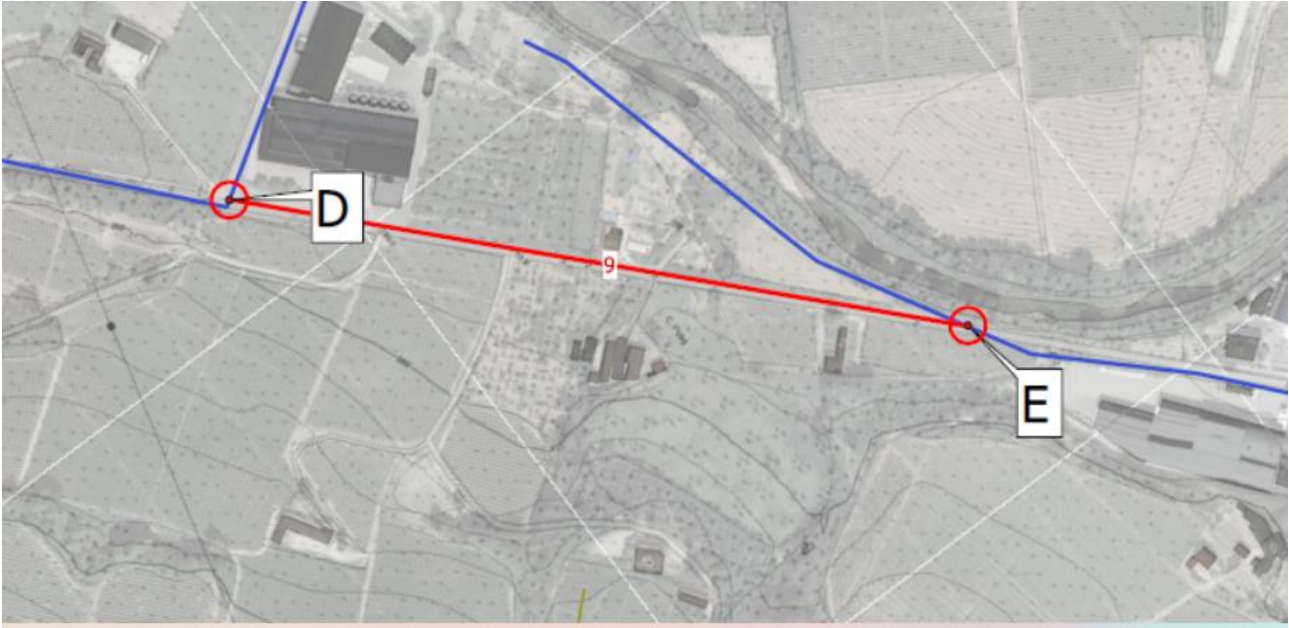
Il tratto completo della interconnessione ha una lunghezza complessiva di 3150 metri che nel primo lotto si riduce a circa 800 metri

La lunghezza di calcolo per le perdite viene portata a 4200 metri per tener conto delle tubazioni che distribuiscono in Santo Stefano acciaio 200 /150 mm



Il primo tratto realizzato interamente fuori sede stradale ha una lunghezza di circa 520 metri collega il punto di consegna ALAC presso lo stabilimento f. Ili Martini alla condotta di Cossano Belbo

Il secondo tratto posto presso lo stabilimento Valle Belbo ha una lunghezza di ml 320



La quota del serbatoio di Moncucco da alimentare tramite la rete di distribuzione è di 220 mslm

La quota di stacco dalla condotta ALAC ha una quota di 203 m slm.

La pressione della condotta ALAC è 40 bar

La perdita di carico a intervento completato tra lo stacco ed il serbatoio è pari 87 mca

L'aver un carico piezometrico elevato consente di distribuire lungo il tragitto i relativi riduttori di pressione

Infatti, dallo stacco ALAC la pressione può essere ridotta a 25 Bar in quanto con tale pressione potrebbe alimentare le reti di San Grato Basso

Di conseguenza i riduttori di pressione andranno tarati in caso di alimentazione del serbatoio di Moncucco alla massima portata a 10,4 bar

Nell'esercizio della distribuzione a livello di rete la pressione andrà quindi ridotta al massimo a 4 bar con tale pressione la portata che potrebbe essere convogliata al serbatoio è pari a 4 l/sec che costituisce comunque una portata di soccorso per il serbatoio di Moncucco Paese

3 VERIFICA ALLO SCHIACCIAMENTO DELLE CONDOTTE

1 PREMESSA

La verifica di sicurezza della 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 con riferimento alla sezione tipo delle condotte in progetto costituite da tubazioni in PEAD.

Sulla condotta sono stati considerati agenti i seguenti carichi:

- Peso proprio della condotta;
- Peso dell'acqua;
- I carichi permanenti dovuti al rinterro ed alla presenza di mezzi pesanti;
- Le reazioni laterali del terreno.

Si riportano nel seguito la descrizione delle procedure e i relativi calcoli effettuati per le verifiche. A vantaggio di sicurezza le verifiche sono state condotte sulle condotte di maggior diametro

2 TUBAZIONI IN PEAD PE100

Le verifiche sono state condotte con riferimento alla confirazione più estrema ovvero diametro maggiore e PN inferiore.

2.1 Caratteristiche della tubazione

DN140 PEAD – PN 16	
DN [mm]	140
De [mm]	140
s [mm]	12.7
D [mm]	114.6
R [mm]	57.3
H ricoprimento	01.00
Grandezze fisiche e meccaniche	
Materiale	PEAD
E_{PEAD} [N/mm ²]	900
σ_v [N/mm ²]	22
γ_{PEAD} [kg/dm ³]	0.93

2.2 Caratteristiche dello scavo

Secondo quanto previsto la larghezza di scavo risulta essere di 60 cm ovvero pari al diametro della condotta più 46 cm.

La tubazione viene adagiata su un letto di sabbia e viene effettuato il rinfiacco e rinterro (per almeno 20 cm oltre la generatrice superiore della condotta).

Avendo indicato con H la distanza tra il terreno e la generatrice superiore della condotta e con B la larghezza dello scavo (De +46 cm), si ha.

<i>Tipo di posa DN140PEAD</i>	
Modalità	Trincea stretta
H [m]	1.00
B [m]	0.4

2.3 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.

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/mm^2)

$J = \frac{(2s)^3}{12}$ è il momento di inerzia dell'area della parete del tubo in direzione longitudinale (per unità di lunghezza) (mm^4/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: $R \geq \frac{1}{12}$

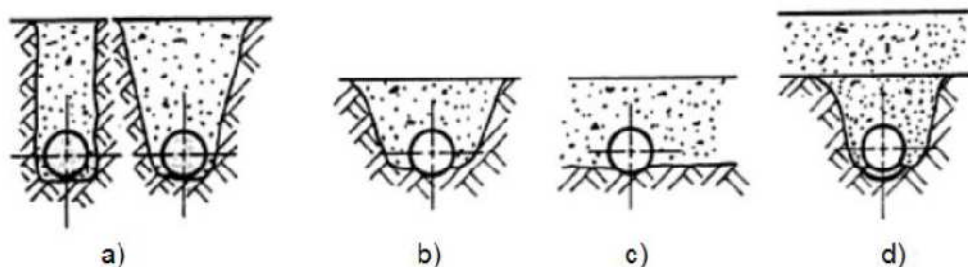
tubazioni flessibili: $R < \frac{1}{12}$

2.4 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.

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:

$$H \geq 1,5 B \text{ per } B \leq 2D_e$$

$$H \geq 3,5 B \text{ per } 2D_e < B < 3D_e$$

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).

Il caso in esame rientra nella condizione di trincea stretta.

2.5 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 è stato adottato un settore di appoggio della condotta di 90° con il seguente schema di carico:

2.6 Calcolo dei carichi agenti

Nelle condizioni di posa in trincea stretta il carico dovuto al terreno di riempimento vale:

$$P = c_t \gamma_t B^2$$

con $c_t = f(H/B, \phi)$, γ_t e ϕ rispettivamente peso specifico e angolo di attrito interno del terreno costituente il riempimento dello scavo. L'espressione del coefficiente c_t è la seguente:

$$c_t = \frac{1 - e^{-2k(H/B) \tan \phi'}}{2k \tan \phi'}$$

con $k = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$, $\phi' = c \cdot \phi$ angolo di attrito interno modificato in funzione del grado di compattazione del materiale come di seguito riportato.

Grado di compattazione	c
Compattazione scarsa	0,33
Compattazione media	0,67
Compattazione buona	1,00

Quando dei carichi esterni agiscono su un tubo semirigido o deformabile interrato, la deformazione verticale del tubo è maggiore di quella del rinterro situato ai lati della tubazione. In questo caso, il carico verticale esterno trasmesso al tubo è minore di quello che si avrebbe se non esistessero deformazioni differenziali. Per tener conto dell'elasticità del tubo nel solo caso di posa in trincea stretta, si deve calcolare il seguente coefficiente di elasticità:

$$n = \frac{E_S}{E_T} \left(\frac{r}{s} \right)^3$$

dove E_S e E_T sono rispettivamente il modulo di Young del rinterro e del materiale

costituente la tubazione, $r = \frac{D-s}{2}$ è il raggio medio della tubazione, s il suo spessore.

Se $n \geq 1$, ciò indica che il tubo si deformerà più del rinterro che lo circonda; pertanto, in queste condizioni, l'azione del terreno vale:

$$P = c_t \gamma_t B D$$

con lo stesso significato dei simboli prima visto.

Nelle condizioni di posa in trincea larga, il carico dovuto al terreno di riempimento vale sia per tubazioni rigide che deformabili:

$$P = c_e \gamma_t D^2$$

con $c_e = f(H/D, \phi, P_j \cdot r_s)$ diagrammato in opportuni abachi, $P_j = h/D$ rapporto di proiezione, r_s tasso di assestamento; per gli altri simboli vale il significato prima visto. I valori di P_j e r_s sono anch'essi tabellati per ogni tipologia di posa così come previsto dalla succitata Norma UNI 7517/76.

Le tubazioni per condotte sotto pressione e per fognature urbane stradali, destinate ad essere posate sotto strada, devono spesso sopportare dei sovraccarichi verticali fissi e/o mobili il cui effetto si somma a quello della pressione interna (se esiste) e del carico dovuto al rinterro. I sovraccarichi verticali mobili concentrati agenti sulla generatrice superiore di un tubo interrato, dovuto al transito di convogli tipo, sono calcolati con la formula:

$$P_{vc} = P_v \cdot D \cdot \Phi$$

dove $\Phi = 1 + 0,3/H$ è il fattore di carico dinamico per strade ed autostrade (pari all'unità nel caso di carico statico), H profondità della generatrice superiore della tubazione rispetto al piano viario, D diametro della tubazione, P_v è la pressione verticale a livello della generatrice superiore del tubo funzione del tipo di convoglio considerato e dedotto dalla teoria di Boussinesq (ipotesi di terreno elastico, omogeneo ed isotropo). Il valore P_v è desumibile da formule e grafici forniti dalla normativa. Nel caso in esame, è stato considerato un convoglio da 60 ton. (HT60) con tre assi, con sovraccarico pari a 10.000 kg = 98,100 kN per ruota, per il quale si assume:

$$P_v = 66.541H^{-0,450}$$

I suddetti carichi, nel rispetto della teoria di De Saedeleer, vanno distribuiti su di un arco pari a 90° o 180° a seconda che ci si trovi nelle condizioni di posa in trincea stretta o trincea larga, ossia:

$$P_{90^\circ} = (P + P_{vc}) \frac{\sqrt{2}}{D} \quad (\text{posa in trincea stretta})$$

$$P_{180^\circ} = \frac{(P + P_{vc})}{D} \quad (\text{posa in trincea larga})$$

Ne risulta un carico totale agente pari a

p_v [kN/m ²] max	48.880
--------------------------------	--------

2.7 Reazioni laterali del terreno

Una teoria che schematizza in maniera semplice il comportamento statico delle tubazioni interrate è quella di *De Saedeleer* che tiene conto della flessibilità della condotta e della rigidità del terreno. Si ammette 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/cm³ (pressione che bisogna applicare orizzontalmente al terreno di rinfianco per produrre una deformazione di 1 cm). Il valore di k dipende sia dal grado di compattazione del terreno di rinfianco sia dalla profondità di posa: $k = f_c H$ (N/cm³), dove f_c (preso pari a 12) è il fattore di compattazione del terreno di rinfianco che varia secondo la seguente tabella e H è la profondità di scavo espressa in metri:

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

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 del materiale della tubazione ($E_{PEAD}=780 N/mm^2$)
- $I = \frac{s^3}{12}$ è il momento di inerzia della parete in cm^4/cm

$p_o [N/cm^2]$	11.543
----------------	--------

2.8 Sollecitazione 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 al netto dei fenomeni transitori. Come già accennato nella premessa della presente relazione, la $p_{e,max}$ presa alla base della verifica è la pressione idrostatica. La $p_{e,max}$ è stata ricavata sottraendo all'altezza piezometrica più gravosa (idrostatica), ricavata dal profilo schematico, la relativa quota geodetica.

Per il calcolo della pressione dinamiche di colpo d'ariete si fa riferimento al valore della massima sovrappressione da colpo d'ariete riportata nella seguente tabella III allegata al Decreto

tabella III - pressione in kgf/cm^2

Pressione idrostatica fino a	6	6 ÷ 10	10 ÷ 20	20 ÷ 30
Sovrappressione di colpo d'ariete	3	3 ÷ 4	4 ÷ 5	5 ÷ 6

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

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

DN 180 PEAD				
DIAMETRO [MM]	P_{EMAX} (MPA)	ΔP (MPA)	P_E (MPA)	σ_{PE} (MPA)
DN180	0.5	0.3	0.80	7.18

Nel rispetto delle indicazioni del Decreto, in fase di collaudo in cantiere andranno effettuate prove di tenuta con un valore di pressione pari a $p_c = 1,5 \times p_e$.

2.9 Calcolo delle sollecitazioni

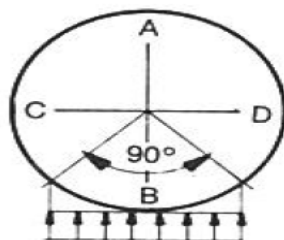
Noti i carichi agenti, la valutazione delle caratteristiche della sollecitazione nelle sezioni maggiormente sollecitate (sezione di chiave, sul fianco e sul fondo) della tubazione può essere effettuata ipotizzando che il comportamento statico della condotta sia riconducibile a quello di un anello elastico 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.

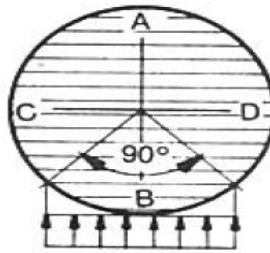
Il calcolo delle singole sollecitazioni è stato effettuato con riferimento al peso proprio, al peso dell'acqua contenuta in condotta, al carico del terreno sovrastante, ed alla spinta laterale considerata uniforme.

2.10 Peso proprio



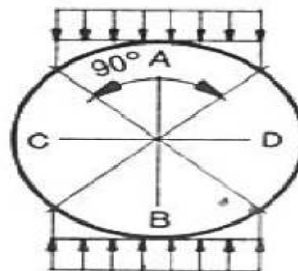
Peso proprio $\gamma_{PEAD}=900 \text{ N/mm}^3$			
Sollecitazioni	Coeff.	DN140 PEAD	
$M_B = 0,640 \text{ s}\gamma R^2$	0.64	0.000	[kNm/m]
$M_{CD} = -0,485 \text{ s}\gamma R^2$	-0.48	0.000	[kNm/m]
$M_A = 0,420 \text{ s}\gamma R^2$	0.42	0.000	[kNm/m]
$N_B = -0,335 \text{ s}\gamma R$	-0.335	-0.002	[kN/m]
$N_{CD} = -1,571 \text{ s}\gamma R$	-1.571	-0.009	[kN/m]
$N_A = 0,335 \text{ s}\gamma R$	0.335	0.002	[kN/m]

2.11 Tubazione piena non in pressione



Tubazione piena non in pressione $\gamma_{acqua}=10 \text{ kN/m}^3$			
Sollecitazioni	Coeff.	DN140 PEAD	
$M_B = 0,320 \gamma_a R^3$	0.32	0.0002	[kNm/m]
$M_{CD} = -0,242 \gamma_a R^3$	-0.242	-0.0001	[kNm/m]
$M_A = 0,210 \gamma_a R^3$	0.21	0.0001	[kNm/m]
$N_B = -0,166 \gamma_a R^2$	-0.166	-0.0025	[kN/m]
$N_{CD} = -0,785 \gamma_a R^2$	-0.785	-0.0117	[kN/m]
$N_A = 0,166 \gamma_a R^2$	0.166	0.0025	[kN/m]

2.12 Carico del terreno di ricoprimento



Carico del Terreno			
Sollecitazioni	Coeff.	DN140 PEAD	
$M_B = 0,238 p_v R^2$	0.238	0.148	[kNm/m]
$M_{CD} = -0,218 p_v R^2$	-0.218	-0.136	[kNm/m]
$M_A = 0,238 p_v R^2$	0.238	0.148	[kNm/m]
$N_B = 0$	0		
$N_{CD} = -0,707 p_v R$	-0.707	-11.386	[kN/m]
$N_A = 0$	0		

2.13 Spinta laterale uniforme

Spinta laterale uniforme			
Sollecitazioni	Coeff.	DN140 PEAD	
$M_B = -0.218 p_o R^2$	-0.218	-0.004	[kNm/m]
$M_{CD} = 0.238 p_o R^2$	0.238	0.004	[kNm/m]
$M_A = -0.218 p_o R^2$	-0.218	-0.004	[kNm/m]
$N_B = -0,707 p_o R$	-0.707	-0.315	[kN/m]
$N_{CD} = 0$	0		
$N_A = -0,707 p_o R$	-0.707	-0.315	[kN/m]

2.14 Sollecitazioni risultanti a condotta vuota

Calcolo delle Sollecitazioni Risultanti						
<i>Condotta vuota DN 140 PEAD</i>						
	M_B [kNm/m]	M_{CD} [kNm/m]	M_A [kNm/m]	N_B [kN/m]	N_{CD} [kN/m]	N_A [kN/m]
Peso proprio	0.000	-0.0001	0.0001	-0.0020	-0.0092	0.0020
Carico Terr.	0.1479	-0.1355	0.1479	0.0000	-11.3859	0.0000
Spinta Lat.	-0.0037	0.0041	-0.0037	-0.3150	0.0000	-0.3150
Sollecitazioni Risultanti	MB [Nm/m]	MCD [Nm/m]	MA [Nm/m]	NB [N/m]	NCD [N/m]	NA [N/m]
	144.34	-131.53	144.29	-316.99	-11395.10	-313.05

2.15 Sollecitazioni risultanti a condotta piena ma non in pressione

Calcolo delle Sollecitazioni Risultanti						
<i>Condotta piena non in pressione DN140 PEAD</i>						
	M_B [kNm/m]	M_{CD} [kNm/m]	M_A [kNm/m]	N_B [kN/m]	N_{CD} [kN/m]	N_A [kN/m]
Peso proprio	0.000	-0.0001	0.0001	-0.0020	-0.0092	0.0020
Peso Tub. Piena	0.000	0.000	0.000	-0.002	-0.012	0.002
Carico Terr.	0.1479	-0.1355	0.1479	0.0000	-11.3859	0.0000
Spinta Lat.	-0.0037	0.0041	-0.0037	-0.3150	0.0000	-0.3150
Sollecitazioni Risultanti	MB [Nm/m]	MCD [Nm/m]	MA [Nm/m]	NB [N/m]	NCD [N/m]	NA [N/m]
	144.53	-131.67	144.42	-319.47	-11406.80	-310.57

2.16 Verifiche statiche

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

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

Dove W è il modulo di resistenza della sezione, A l'area e C il valore minimo del coefficiente di sicurezza

Le verifiche sono state eseguite nelle seguenti condizioni:

- Tubazione vuota
- Tubazione piena non in pressione
- Tubazione in pressione
-

Tubazione Vuota	
C	2
W [m ³]	0.00
A [m ²]	0.09
σ_y [N/mm ²]	22
M _B [Nm]	144.34
N _B [N]	-316.99
σ_{max} [N/m ²]	-114643.4824
σ_{max} [N/mm ²]	-0.1146
<i>VERIFICATO</i>	

Tubazione Piena non in pressione	
C	1.5
W [m ³]	0.00
A [m ²]	0.09
σ_y [N/mm ²]	22
M _B [Nm]	144.53
N _B [N]	-319.47
σ_{max} [N/m ²]	-32930.5256
σ_{max} [N/mm ²]	-0.0329
<i>VERIFICATO</i>	

Per il caso di tubazione in pressione

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

dove α è in 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.

Tubazione Piena in pressione			
C	2	pe [Mpa]	0.8
W [m3]	0.00	pe [N/m2]	800000
A [m2]	0.09	R [m]	0.055
sy [N/mm2]	22	E [N/m2]	0.0009
a	1.12297E-10	I [m3]	5.53584E-06
MB [Nm]	144.53	spe [MPa]	7.180
NB [N]	-319.47		
smax [N/m2]	7176873.25		
smax [N/mm2]	7.1769		
VERIFICATO			

2.17 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 ÷ 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 è il carico verticale distribuito sul tubo (per unità di lunghezza);
- $I = \frac{S^3}{12}$ cm⁴/cm è il momento d'inerzia della parete del tubo (per unità di lunghezza);
- E in kg/cm² è il modulo di elasticità longitudinale del materiale della condotta;
- E' è il modulo di reazione del terreno.
- La deformazione è pari a:

$$\Delta x_{\text{DN140, PEAD}} = \mathbf{0,012 \text{ cm}}$$

$$\frac{\Delta x}{2R} = \mathbf{8\%}$$

inferiore 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.

2.18 Conclusioni

In conclusione è possibile affermare che la sezione verificata presenta uno stato tensionale e deformativo che non manifesta problematiche. Prendendo in considerazione la tensione massima ottenuta nelle condizioni di tubazione piena in pressione e le deformazioni calcolata si ha:

σ_v [N/mm ²]	22
σ_{max} [N/mm ²]	7.20
$\sigma_{\text{max}}/\sigma_v$ [%]	33.22

In termini deformativi:

Δx [cm]	0.012
$\Delta x/2R$ [%]	8