



# FSC

Fondo per lo Sviluppo  
e la Coesione

## PROGRAMMAZIONE FSC 2014 - 2020

### Patto per lo Sviluppo della Regione Campania

PROGETTO FINANZIATO CON LA DELIBERAZIONE CIPE N. 26 / 2016  
C.U.P. E91B15000520009

## CONSORZIO DI BONIFICA "VELIA"

Località Piano della Rocca, 84060 - PRIGNANO CILENTO (SA)

Tel. 0974/837206 - Fax. 0974/837154 - Pec: consorziovelia@pec.it - www.consorziovelia.com

## INTERVENTO DI VIABILITA' ZONA DIGA ALENTO COMPLETAMENTO STRADA - 3° LOTTO

TRATTO DI PROGETTO	<input type="checkbox"/> Nodo di Cicerale
	<input type="checkbox"/> Dal 5° innesto per Cicerale all'innesto per Monteforte Cilento
	<input checked="" type="checkbox"/> Dall'innesto per Monteforte Cilento a Stio

FATTIB. TECN. - ECONOM.  PROGETTO DEFINITIVO  PROGETTO ESECUTIVO

Elaborato	G.06b	Scala	-	Data	Ottobre 2018	Revisione	<input checked="" type="checkbox"/> 1 <input type="checkbox"/> 2 <input type="checkbox"/> 3 <input type="checkbox"/> 4 <input type="checkbox"/> 5 <input type="checkbox"/> 6
-----------	-------	-------	---	------	--------------	-----------	--

Oggetto:

### Relazione strutturale e fascicolo di calcolo Dimensionamento e verifica statica - Tubazioni -

TIPOLOGIA ELABORATO	<input checked="" type="checkbox"/> Descrittivo	<input type="checkbox"/> Grafico	<input checked="" type="checkbox"/> Calcolo
<input type="checkbox"/> Economico	<input type="checkbox"/> Sicurezza	<input type="checkbox"/> Contrattuale	<input type="checkbox"/> Altro

#### PROGETTISTA

Velia Ingegneria e Servizi Srl

Loc. Piano Della Rocca 84060 PRIGNANO CILENTO (SA)  
Tel. 0974/837206 fax 0974/837154 - Pec: veliaingegneria@pec.it

**Ing. Gaetano Suppa**

Iscritto all'Albo degli Ingegneri di Salerno n. 1854 dal 12.09.1983

#### GEOLOGO

**Dott. Geol. Francesco Peduto**

Iscritto all'Albo dei Geologi Regione Campania n. 2683 dal 06.05.1988

#### R.U.P.

**Ing. Marcello Nicodemo**

Iscritto all'Albo degli Ingegneri di Salerno n. 1931 dal 16.04.1984

Riferimento archivio digitale: N.023b.10.2018/Ve.Ing

# VERIFICA STATICA E DEFORMAZIONE DELLA CONDOTTA

## 1.0 Premessa

Lo scopo delle verifiche riportate nella presente relazione è di accertare che le tubazioni in progetto siano in grado di resistere, con un adeguato margine di sicurezza, ai carichi agenti su di esse, rispettando le condizioni necessarie per il normale esercizio ed assicurandone la conservazione e la funzionalità nel tempo. La verifica statica di una tubazione interrata consiste, quindi, nel controllare che i carichi agenti sulla struttura provochino tensioni e deformazioni ammissibili, cioè compatibili con la geometria e il materiale della tubazione e con le esigenze di progetto e di funzionalità. Il criterio di verifica da adottare dipende dal comportamento della tubazione nei confronti della deformabilità, cioè dalla "elasticità in sito". Il comportamento statico di una tubazione interrata dipende dalla resistenza del materiale costituente la condotta, da quella del materiale che la circonda e da come quest' ultimo è sistemato, cioè dalla metodologia di posa e dalla tipologia dell'appoggio che concorrono a contrastare l'ovalizzazione del tubo.

In particolare le verifiche, di seguito riportate, riguardano le tubazioni da realizzarsi negli interventi 01 ed 13 relative al progetto "*Intervento di viabilità zona diga Alento. Completamento strada -3° lotto*".

## 2.0 Normativa di riferimento

La progettazione, la costruzione e il collaudo della tubazioni sono regolati in Italia dalla "Normativa tecnica sulle tubazioni", contenuta nel Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 12.12.1985, pubblicata sul n.61 della GU del 14.3.1986. Tale normativa definisce con il termine tubazione il complesso di tubi, dei giunti dei pezzi speciali che costituiscono le opere di adduzione e/o di distribuzione di acqua di uso potabile, agricolo, industriale e per usi multipli, ovvero le opere di fognatura per la raccolta e l'allontanamento delle acque reflue e di quelle meteoriche. La normativa in esame è unificata, nel senso che stabilisce i criteri di progettazione, realizzazione e collaudo delle tubazioni, come sopra definite, indipendentemente dal materiale delle stesse. Le Norme del DM LL.PP. del 12.12.1985, prevedono che il progetto debba comprendere l'esame dei diversi possibili schemi idraulici di funzionamento delle opere, sia durante l'esercizio che in fase di collaudo, in base a cui va effettuato il dimensionamento idraulico e statico delle tubazioni. Il problema del dimensionamento statico delle condotte interrate è estremamente complesso, dipendendo le azioni agenti sui tubi e le sollecitazioni da esse indotte da una serie di elementi che è molto difficile conoscere e da altri di non semplice schematizzazione, per cui la risoluzione del problema è affetta da notevoli margini di incertezza, malgrado le numerose ricerche teoriche e sperimentali eseguite.

## 3.0 Le azioni sulle tubazioni interrato

### 3.1 AZIONE VERTICALE DOVUTA DAL TERRENO DI RINTERRO

Per poter determinare lo stato tensionale nella tubazione è necessario determinare l'entità delle azioni esterne. L'azione dovuta al terreno di ricoprimento è diversa a seconda delle condizioni di posa della tubazione e a seconda che questa sia flessibile o possa essere considerata indeformabile. Per quanto riguarda le condizioni di posa la NORMA UNI 7517, distingue 4 condizioni di posa, schematicamente rappresentate nella Fig. 1, e prende inoltre in esame i casi di tubazioni poste nello stesso scavo, alla stessa quota o a quote diverse.

Le quattro condizioni di posa sono le seguenti:

- posa in trincea stretta;
- posa in trincea larga;
- posa in trincea larga con rinterro indefinito;
- posa in trincea stretta con rinterro indefinito.

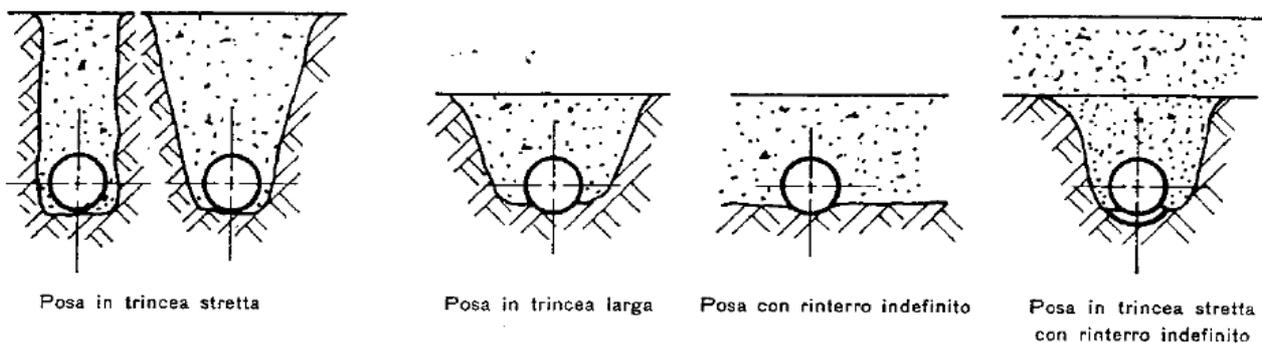


Figura 1 – Condizioni di posa dei tubi previste dalla NORMA UNI 7517

#### 3.1.1 Posa in trincea stretta

La condizione di posa in trincea stretta si ha quando è verificata una delle due seguenti relazioni:

$$H \leq 1,5B \quad \text{per} \quad B \leq 2D \quad (2)$$

$$H \leq 3,5B \quad \text{per} \quad 2D \in B \in 3D \quad (3)$$

dove  $D$  è il diametro esterno della tubazione,  $B$  la larghezza della trincea di scavo in corrispondenza della generatrice superiore del tubo e  $H$  l'altezza del ricoprimento sopra tale generatrice. La larghezza raccomandata da normativa per la trincea a livello della generatrice inferiore del tubo è all'incirca  $D + 0,5$  m, essendo  $D$  il diametro esterno del tubo, in m.

Nel caso di posa in trincea stretta occorre distinguere i tubi deformabili da quelli rigidi; i primi si deformano più del terreno circostante e ciò si verifica quando è soddisfatta la seguente relazione:

$$n = \frac{E_s}{E_t} \left(\frac{R}{s}\right)^3 \geq 1 \quad (4)$$

essendo  $E_s$  e  $E_t$  i moduli di elasticità rispettivamente del terreno di posa e del tubo,  $s$  lo spessore e  $R$  il raggio mediano del tubo ( $R = R_i + s/2$ ). Se invece il coefficiente  $n$  definito dalla (4) risulta minore di 1, il tubo è da considerare indeformabile.

Per tubi deformabili posati in trincea stretta, il terreno di ricoprimento esercita, per unità di lunghezza del tubo, un'azione verticale  $P_v$  che, secondo Marston, è data dalla relazione (5):

$$P'_1 = c_t \gamma_t D B \quad (5)$$

nella quale  $D$  e  $B$  hanno il significato visto in precedenza,  $\gamma_t$  è il peso specifico del terreno di rinterro e  $c_t$  un coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea stretta; tale coefficiente si ricava dai diagrammi riportati in Fig. 2. Le curve che danno i valori di  $c_t$  sono tracciate per diversi valori dell'angolo di attrito interno del terreno; quindi si deve scegliere la curva appropriata in base al tipo di terreno.

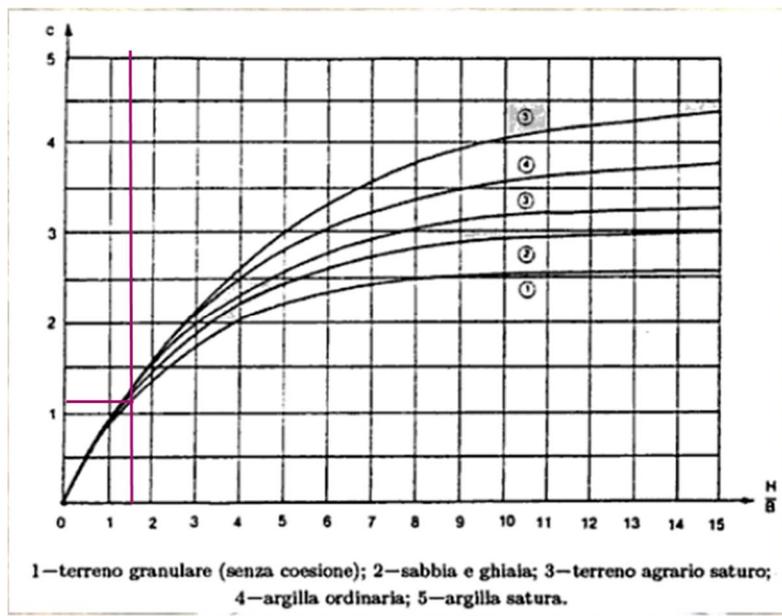


Figura 2 - Coefficiente di Marston in funzione di H/B

Per tubi rigidi ( $n < 1$ ) in trincea stretta, l'azione  $P_v$  del terreno di ricoprimento, sempre per unità di lunghezza di tubazione, è invece data dalla:

$$P'_1 = c_t \gamma t B^2 \quad (6)$$

Il valore del coefficiente  $c_t$ , nel caso di tubazione rigida, si può ricondurre a quello ricavato per le tubazioni deformabili; in conclusione è possibile utilizzare gli stessi tipi di grafici (Fig. 2).

### 3.1.2 Posa in trincea larga e posa con rinterro indefinito

Nel caso di trincea larga e per posa con rinterro indefinito il carico dovuto al rinterro è calcolabile tramite la formula:

$$P'_1 = c_e \gamma t D^2 \quad (7)$$

Si ricorda che un tubo è posato in trincea larga quando non sono rispettate le relazioni tra  $B$ ,  $D$ ,  $H$  indicate nelle (2) e (3), vedi Fig. 3 riportata di seguito.

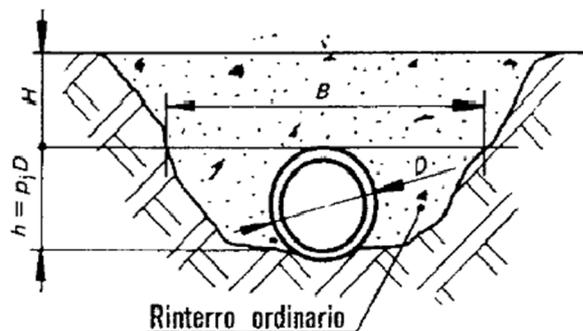


Figura 3 - Posa in trincea larga

Si dice, invece, che un tubo è posato con rinterro indefinito quando lo scavo è poco profondo, in terreno naturale, e quando è ricoperto quasi interamente da terreno di riporto di tipo naturale, solitamente lo stesso terreno di scavo (vedi Fig. 4).

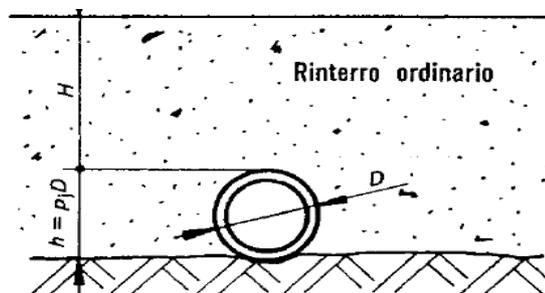


Figura 4 - Posa con rinterro indefinito

Il grafico da cui ricavare il coefficiente  $c_e$  per i sopracitati tipi di posa è il seguente, (Fig. 5):

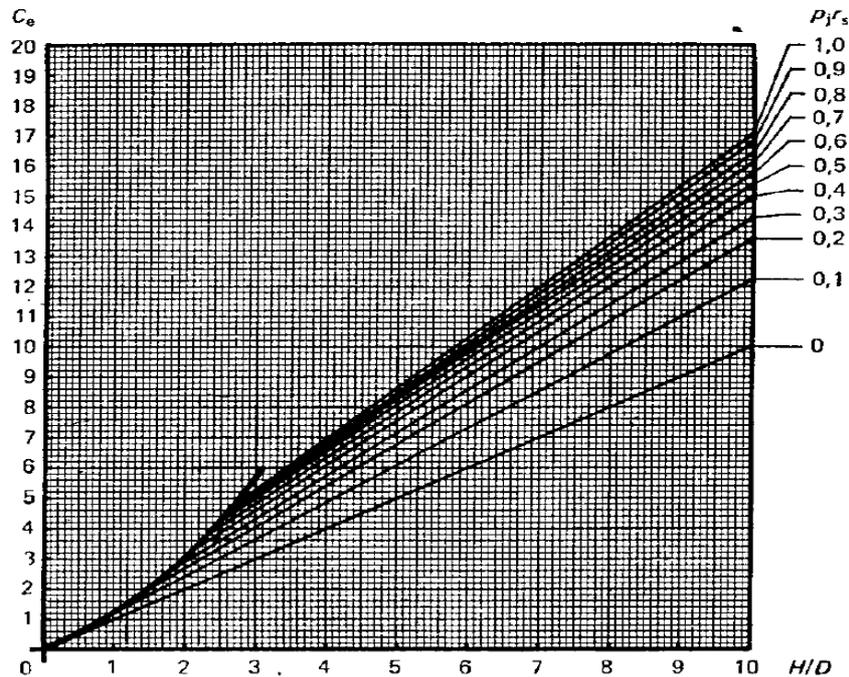


Figura 5 – Valori del coefficiente  $c_e$  per posa in trincea larga e per posa con rinterro indefinito

Si ricorda che le curve della Fig. 5, che danno il valore di  $c_e$ , sono tracciate: per un angolo di attrito interno del terreno pari a  $31^\circ$ , cioè per un terreno sabbioso non stabilizzato. I valori di  $c_e$  sono perciò più bassi nel caso di un angolo di attrito interno minore di  $31^\circ$ .

Tuttavia i valori del coefficiente  $c_e$  ricavabili dal grafico possono ritenersi accettabili, cioè affetti da un errore ridotto, anche nel caso di terreni con angolo di attrito interno diverso da quello sopraindicato.

Per il valore del prodotto  $p_j \cdot r_s$ . Il valore  $p_j$  è il rapporto di proiezione, ricavabile come  $h/D$  (vedi figura 4), che dipende dall'angolo di appoggio della tubazione; il coefficiente  $r_s$  rappresenta il tasso di assestamento, che risulta essere un fattore empirico che rispecchia i differenti assestamenti della tubazione e del terreno che avvolge quest'ultima. Il coefficiente  $r_s$  assume valore pari a 1 per qualsiasi terreno nella posa in trincea larga, mentre nel caso di rinterro indefinito varia al variare del tipo di terreno di posa:

- $r_s = 1$  per roccia o terreno stabilizzato;
- $r_s = 0,8 \div 0,5$  per terreni ordinari;
- $r_s = 0,5 \div 0$  per terreni friabili.

### 3.1.3 Posa in trincea stretta e posa con rinterro indefinito

Una condotta si dice posata in trincea stretta con rinterro indefinito quando è posata in uno scavo stretto interrato fino al livello del terreno naturale, mentre lo stesso è ricoperto con terreno di tipo ordinario fino ad una determinata altezza (vedi Fig. 6).

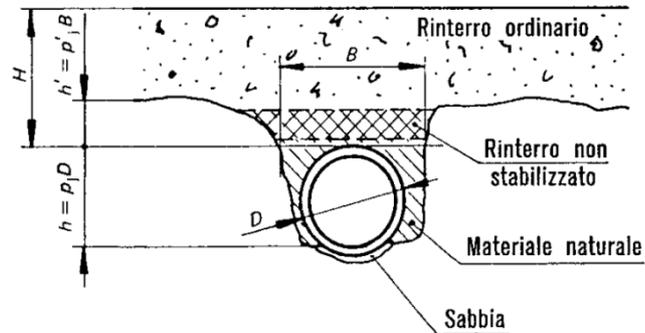


Figura 6 - Posa in trincea stretta con rinterro indefinito

In queste condizioni di posa l'espressione per il calcolo dell'azione verticale è uguale a:

$$P'_1 = C_n \gamma_t B^2 \quad (8)$$

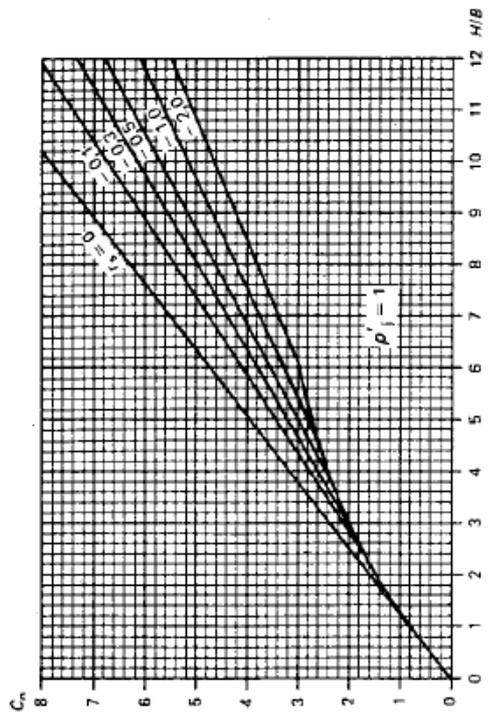
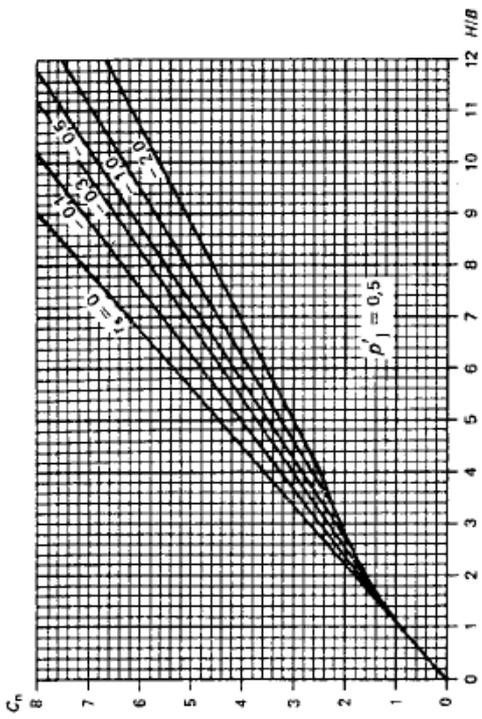
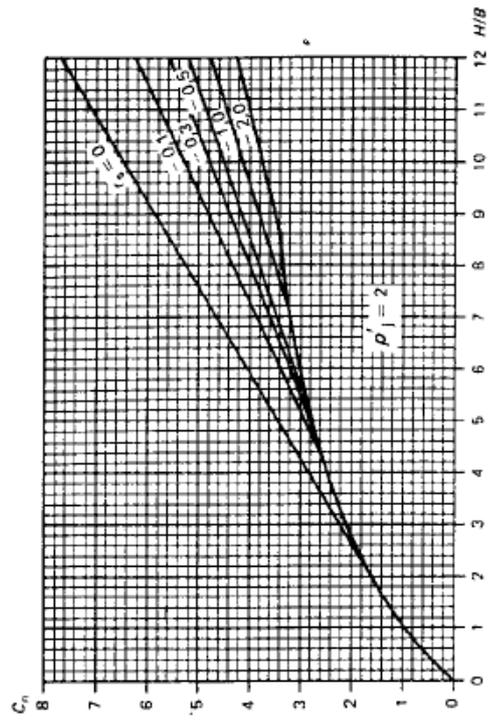
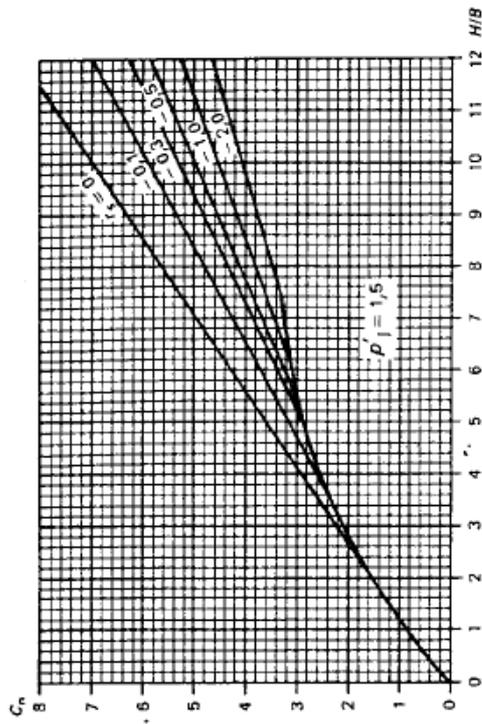


Figura 7 – Posa in trincea stretta con rinterro indefinito (coefficiente  $C_n$ )

### 3.2 AZIONE VERTICALE DOVUTA DAL TRAFFICO VEICOLARE

Nel caso di un carico concentrato  $P$  le azioni si distribuiranno, a una profondità  $z$ , secondo una superficie circolare che è la base del cono avente il vertice nel punto di applicazione di  $P$  e semiapertura  $\alpha$  che dipende dalle caratteristiche del terreno in cui è posata la tubazione. Il valore del semiangolo  $\alpha$  può essere assunto compreso tra  $45^\circ \div 40^\circ$ . La distribuzione di pressione, agente alla quota della generatrice superiore del tubo, andrà ad interessare la tubazione solo per la parte che grava sulla superficie rettangolare di larghezza  $D$ , che si ottiene proiettando il tubo sul piano orizzontale contenente la suddetta sua generatrice superiore (Fig. 8).

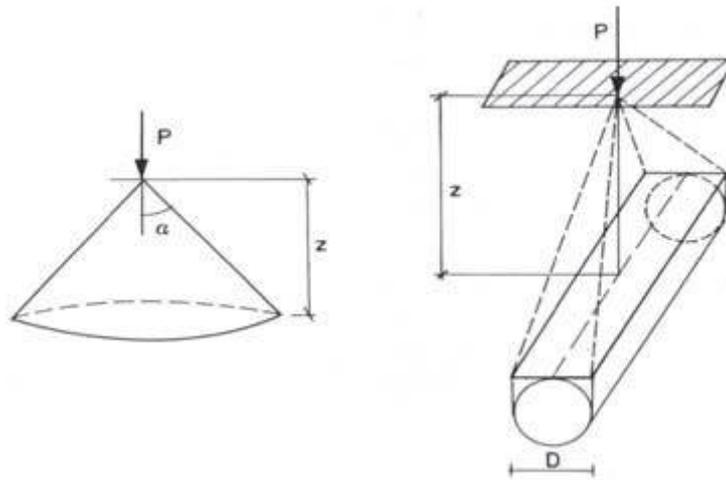


Figura 8 - Distribuzione delle pressioni lungo la verticale dovute a un carico concentrato e superficie di tubazione interessata dalle stessa

I sovraccarichi verticali mobili e statici agenti sulla generatrice superiore di un tubo interrato possono essere calcolati tramite la seguente relazione:

$$P'_2 = mC_d P \varphi / l \quad (9)$$

dove:

- $P'_2$  rappresenta il carico verticale agente sulla generatrice superiore del tubo, in N/m o kgf/m, dovuto ai sovraccarichi mobili o concentrati a seconda che sia presente o meno il fattore dinamico  $\varphi$ ;
- $m$  è un fattore empirico che tiene conto delle altre ruote del convoglio; per una profondità compresa tra 0,6 e 3,0 m è dato dalle seguenti relazioni (dove  $D$  è il diametro esterno del tubo espresso in m):  
 per un convoglio a 2 assi:  $m = 1,33 + 0,31D$   
 per un convoglio a 3 assi:  $m = 1,51 + 0,42D$
- $c_d$  è il coefficiente di sovraccarico mobile ricavabile dal grafico in Fig. 9;

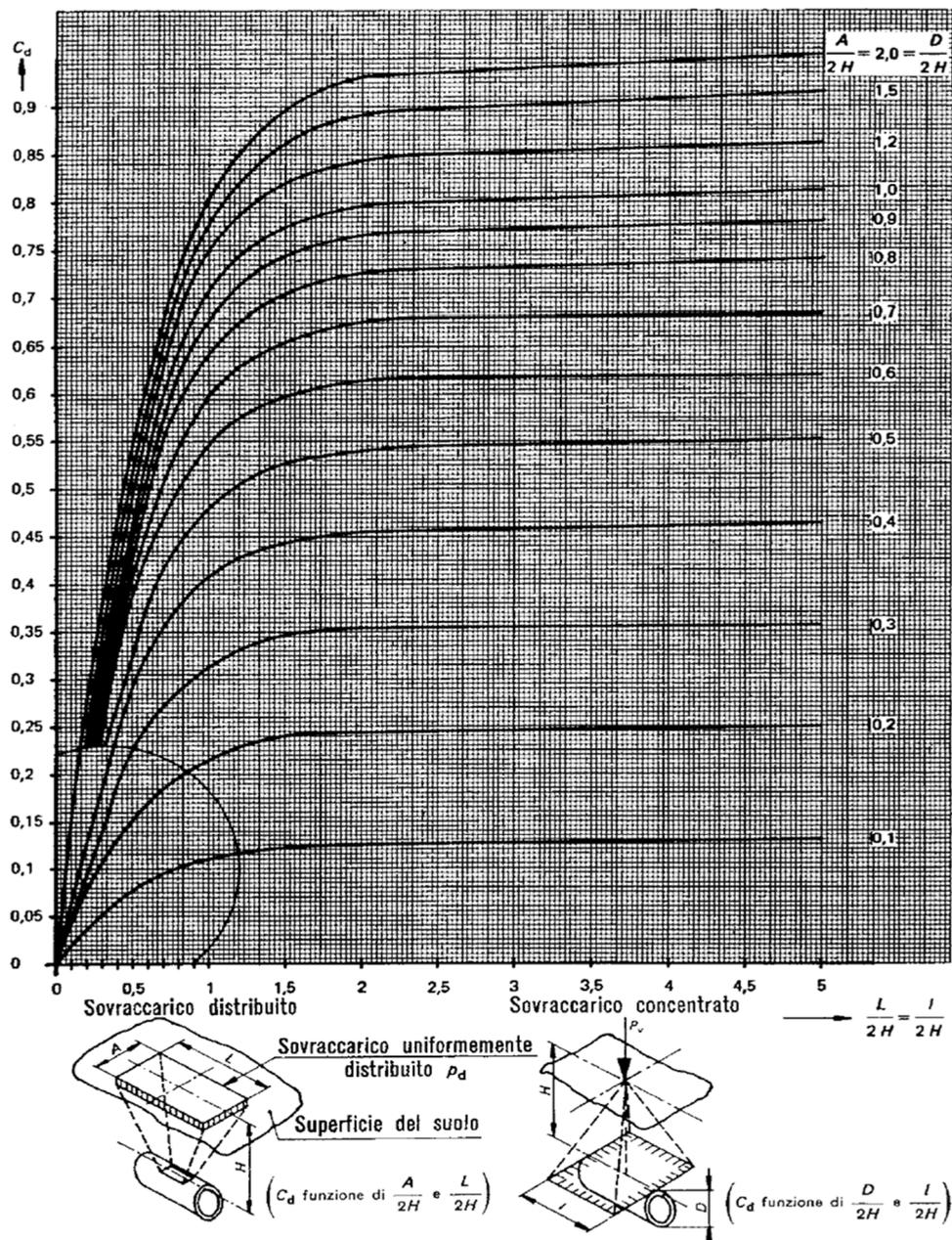


Figura 9 - Coefficiente di sovraccarico mobile  $c_d$

- $P$  è il sovraccarico massimo della ruota, fissa o mobile, in N o kgf, del convoglio in questione; tale valore è desumibile dalle normative apposite ("Nuovo codice della strada", decreto legisl. 30 aprile 1992 n. 285 e successive modificazioni Art. 62. Massa limite);
- $l$  è la lunghezza del tubo, in m, interessata dall'applicazione del sovraccarico concentrato, ricavabile tramite l'intersezione tra la condotta e il cono di distribuzione della forza concentrata;
- $\varphi$  è il fattore dinamico che tiene conto del movimento della forza concentrata. Questo coefficiente è calcolabile tramite le seguenti relazioni (dove  $H$  è l'altezza del rinterro sopra la generatrice superiore del tubo, in m):

$$\text{per strade e autostrade: } \varphi = 1 + 0,3/H$$

Nel caso in cui il sovraccarico fosse statico, ad esempio mezzo in sosta, il fattore dinamico  $\varphi$  risulta essere uguale a 1.

### 3.3 AZIONE VERTICALE DOVUTA DAL PESO PROPRIO DELLA CONDOTTA E DEL FLUIDO

Il peso per unità di lunghezza del fluido contenuto nella tubazione  $P_3'$  è dato da:

$$P_3' = \gamma_{acqua} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

Con  $\gamma_{acqua} = 1000 \text{ Kg/m}^3$

Il peso per unità di lunghezza della tubazione  $P_4'$  è dato da:

$$P_4' = \gamma_{tubo} \cdot \pi \cdot D \cdot s$$

Con  $\gamma_{tubo} = 7850 \text{ Kg/m}^3$

### 4.0 CALCOLO TENSIONI NORMALI NEL TERRENO – VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Si fa riferimento alla teoria di De Saedeleer, che considera le deformazioni dell'acciaio nel campo elastico e ammette che le reazioni laterali del terreno siano proporzionali alle deformazioni elastiche del tubo per effetto dei carichi applicati. Suddetta teoria suppone che si abbiano pressioni uniformi verticali  $P_v$  e  $P_v'$  rispettivamente sugli archi superiore ed inferiore di apertura  $90^\circ$  e pressioni uniformi orizzontali  $P_0$  sugli archi laterali di apertura  $90^\circ$ . Si riporta, nella successiva figura, lo schema di calcolo.

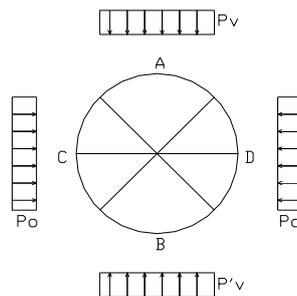


Figura 10 – Schematizzazione Teoria di De Saedeleer

Le pressioni uniformi verticali sono:

$$P_v = \frac{\sqrt{2}}{D} \cdot P_1' + P_2'$$

$$P_v' = \frac{\sqrt{2}}{D} \cdot (P_1' + P_3' + P_4') + P_2'$$

Il calcolo del valore delle pressioni orizzontali uniformi  $P_o$  richiede la valutazione delle deformazioni elastiche della tubazione per effetto dei carichi verticali applicati, lungo la direzione del diametro orizzontale, che valgono:

$$F_1 = 0,146 P_v \frac{R^4}{E I}$$

$$F_2 = 0,166 \gamma_{acqua} \frac{R^5}{E I}$$

$$F_3 = 0,166 \gamma_{tubo} \frac{s_0 R^4}{E I}$$

In cui:

$F_1$  = deformazione, per effetto del terreno di ricoprimento e dei carichi accidentali (cm)

$F_2$  = deformazione per effetto del peso dell'acqua contenuta nel tubo (cm)

$F_3$  = deformazione per effetto del peso proprio del tubo (cm)

$R$  = raggio medio della tubazione =  $\frac{D-s}{2}$  (cm)

$E$  = modulo di elasticità del materiale (kg/cm<sup>2</sup>)

$I$  = momento d'inerzia della parete della tubazione per unità di lunghezza

La pressione laterale  $P_o$  può essere quindi valutata come:

$$P_o = \frac{k' \phi a}{2 a + k'/2}$$

In cui:

$k'$  = coefficiente di rigidità del terreno: 3.2 (kg/cm<sup>3</sup>)

$\phi = F_1 + F_2 + F_3$  = deformazione totale dovuta ai carichi verticali applicati (cm)

$a = \frac{0,93 P_v}{\phi}$  = coefficiente di rigidità della tubazione (kg/cm<sup>2</sup>)

Valutata la reazione laterale del terreno, si può determinare la deformazione  $F$  da essa indotta sulla tubazione:

$$F = 0,157 P_o \frac{R^4}{E I} \text{ (cm)}$$

L'effettiva deformazione percentuale media  $W$  della tubazione:

$$W = \frac{\phi - F}{D} 100 \text{ (%)}$$

Tale deformazione va confrontata con il massimo valore ammissibile assunto (2-3 % D).

## 5.0 CALCOLO SOLLECITAZIONI INTERNE

Noti i valori della sollecitazione esterna  $P_v$ ,  $P'_v$  e  $P_o$ , è possibile calcolare la sollecitazione interna massima nella parete metallica, con la formula:

$$M_{max} = \sigma_{adm} W'$$

$M$  = massimo momento flettente ovalizzante indotto sulla tubazione per ogni condizione di vincolo radiale della condotta

$W'$  = modulo di resistenza della sezione, per unità di lunghezza

Per il calcolo dei momenti si fa riferimento a diverse condizioni di carico.



Figura 11 – Schematizzazione statica tubazione

Momenti indotti dal peso proprio del tubo

$$M_A = +0,420 g R^2$$

$$M_{CD} = -0,485 g R^2$$

$$M_B = +0,640 g R^2$$

Con  $g = \gamma_{tubo} s$  (kg/cm<sup>2</sup>)

Momenti indotti dal peso e dall'acqua

$$M_A = 0,210 \gamma_{acqua} R^3$$

$$M_{CD} = -0,242 \gamma_{acqua} R^3$$

$$M_B = 0,320 \gamma_{acqua} R^3$$

Momenti indotti dal peso del terreno di ricoprimento

$$M_A = + 0,236 \frac{\sqrt{2}}{D} P'_1 R^2$$

$$M_{CD} = - 0,218 \frac{\sqrt{2}}{D} P'_1 R^2$$

$$M_B = 0,238 \frac{\sqrt{2}}{D} P'_1 R^2$$

Momenti indotti dal carico accidentale (traffico veicolare)

$$M_A = 0,236 \frac{\sqrt{2}}{D} P'_2 R^2$$

$$M_{CD} = - 0,218 \frac{\sqrt{2}}{D} P'_2 R^2$$

$$M_B = 0,238 \frac{\sqrt{2}}{D} P'_2 R^2$$

## 6.0 VERIFICHE TENSIONALI

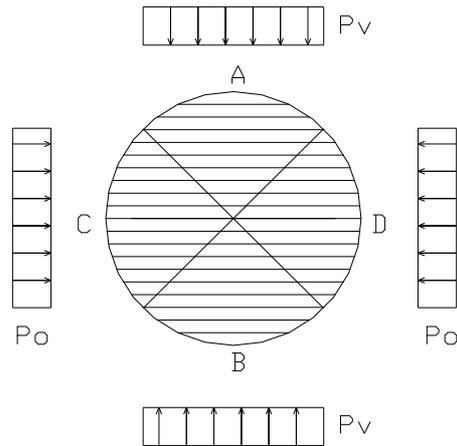
La verifica è stata effettuata considerando contemporanee le massime sollecitazioni dovute dai carichi sopra citati:

$$\sigma_{max} < \sigma_{adm}$$

Dove:

$$\sigma_{adm} = 2350/1.50 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

*Verifica tubo interrato e pieno d'acqua sottoposto a carico accidentale*



**Figura 12 - Schematizzazione statica tubazione per verifica tensionale**

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W'}$$

In questo caso:

$M_{max}$  = è la somma tra il massimo momento del peso della tubazione, il massimo momento del tubo pieno d'acqua e il massimo momento del tubo vuoto ed interrato.

## 7.0 TABULATI DI CALCOLO

Nelle tabelle successive si farà riferimento alle tubazioni presenti negli Interventi 01 e 13. In particolare per suddetti interventi si è deciso di utilizzare tubi armco costituiti elementi strutturali in lamiera ondulata di acciaio passo onda 150 tipo "Imeva". Inoltre i calcoli fanno riferimento ai tratti di condotta situati al di sotto della sede stradale in quanto rappresentativi della condizione più gravosa in termini di carichi agenti.

### **CARATTERISTICHE DELLA CONDOTTA E DEL TERRENO DI POSA**

<b>INTERVENTO 01</b>	
$D$ ( diametro condotta ) = 2500	mm
$s$ (spessore della condotta ) = 3.5	mm
$E_t$ ( modulo elastico condotta ) = $2.10E+11$	N/m <sup>2</sup>
$\nu_s$ (coeff. di Poisson del terreno) = 0,3	-
$B$ (larghezza della trincea a livello della generatrice superiore del tubo) = 6,00	m
$H$ (altezza del rinterro al di sopra della generatrice superiore del tubo) = 4,50*	m
$\gamma_t$ (peso specifico terreno) = 1800	kg/m <sup>3</sup>
$\rho$ (angolo di attrito interno del terreno) = 20	gradi
$p_s$ (sovraccarico massimo della ruota, in tonnellate, del convoglio) = 10000	Kg
$\gamma_w$ (peso specifico dell'acqua) = 9806	N/m <sup>3</sup>
$P_p$ (peso proprio della condotta) = 7850	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_E$ (limite elastico del materiale costituente la tubazione) = 3550	kg/cm <sup>2</sup>

<b>INTERVENTO 13</b>	
$D$ ( diametro condotta ) = 1500	mm
$s$ (spessore della condotta ) = 3.5	mm
$E_t$ ( modulo elastico condotta ) = $2.10E+11$	N/m <sup>2</sup>
$\nu_s$ (coeff. di Poisson del terreno) = 0,3	-
$B$ (larghezza della trincea a livello della generatrice superiore del tubo) = 4,00	m
$H$ (altezza del rinterro al di sopra della generatrice superiore del tubo) = 3,50*	m
$\gamma_t$ (peso specifico terreno) = 1800	kg/m <sup>3</sup>
$\rho$ (angolo di attrito interno del terreno) = 20	gradi
$p_s$ (sovraccarico massimo della ruota, in tonnellate, del convoglio) = 10000	Kg
$\gamma_w$ (peso specifico dell'acqua) = 9806	N/m <sup>3</sup>
$P_p$ (peso proprio della condotta) = 7850	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_E$ (limite elastico del materiale costituente la tubazione) = 3550	kg/cm <sup>2</sup>

\*L'altezza del rinterro (H) è stata calcolata come valor medio di H all'imbocco e allo sbocco in modo tale da far riferimento al rinterro in prossimità della sede stradale.

## VERIFICA FLESSIBILITA' DELLA CONDOTTA

Si riporta in Tab.1 i valori medi del modulo di Young del terreno considerati ai fini delle verifiche di flessibilità

TIPO DI MATERIALE CHE AVVOLGE LA TUBAZIONE	Valore di $E'$ in funzione del grado di compattazione del materiale che avvolge la tubazione [N/cm <sup>2</sup> ]			
	Scaricato alla rinfusa	Costipamento leggero < 85% PROCTOR < 40% DENSITA' REL.	Costipamento moderato 85-95% PROCTOR 40-70% DENSITA' REL.	Costipamento elevato > 95% PROCTOR > 70% DENSITA' REL.
<b>a</b> - terreni a grana fine, con meno del 25% di particelle di grana grossolana; plasticità da media a nulla.	34	140	280	690
<b>b</b> - terreni 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.	69,0	280	690	1380
<b>c</b> - terreni a grana grossolana con pochi fini o nessuno (<12% di fini).	140	690	1380	2070
<b>d</b> - roccia frantumata.	690	-	2070	-
<p>Appartengono al gruppo <b>a</b> i seguenti terreni: argille inorganiche con plasticità da bassa a media - limo organico - sabbia molto fine</p> <p>Appartengono al gruppo <b>b</b> i seguenti terreni: quelli del gruppo <b>a</b>, ma con più del 25% di particelle di grana grossolana - miscele di ghiaia, sabbia e limo (o argilla) mal graduate - sabbie con limo.</p> <p>Appartengono al gruppo <b>c</b> i seguenti terreni: misure di ghiaia e sabbia con pochi fini o nessuno - sabbie ghiaiose con pochi fini o nessuno.</p>				

**Tabella 1: Valori medi del modulo elastico  $E'$  del suolo in funzione del tipo di suolo e del grado di costipamento del rinterro**

TRATTO	De (mm)	R (mm)	$E_s$ (Tab.1) (kg/mm <sup>2</sup> )	Sprogetto (mm)	$E_t$ (kg/mm <sup>2</sup> )	N
Int.01	2503	1249.75	1.3	3.5	21000	>1
Int.13	1503	749.75	1.3	3.5	21000	>1

Le tubazioni in oggetto sono di tipo flessibili.

### VERIFICA DEL TIPO DI POSA DELLA CONDOTTA

La condotta risulta essere posata in una trincea larga perché non sono rispettate le seguenti condizioni:

1° condizione →	$B \leq 2D$	per	$H \geq 1,5B$
	<b>NON VERIFICATA</b>		<b>NON VERIFICATA</b>

2° condizione →	$2D < B < 3D$	per	$H \geq 3,5B$
	<b>NON VERIFICATA</b>		<b>NON VERIFICATA</b>

### CALCOLO AZIONI SULLA CONDOTTA

Carico terreno di ricoprimento

TRATTO	Di (mm)	De (mm)	B <sub>INFERIORE</sub> (mm)	B <sub>SUPERIORE</sub> m	H (m)	H/D	ce	P' <sub>1</sub> (kg/m)
Int.01	2500	2503,5	3003	6.34	4.5	1.800	2.9	32625.00
Int.13	1500	1503,5	2002	4.00	3.5	2.333	3.4	13770.00

Carico mobile in superficie

TRATTO	Di (mm)	H (m)	l (m)	D/2H	l/2H	Cd	m	φ	P (kg)	P' <sub>2</sub> (kg/m)
				-	-	-	-	-		
Int.01	2500.00	4.50	6.36	0.28	0.71	0.29	2.33	1.67	10000.00	1765.80
Int.13	1500.00	3.50	4.95	0.21	0.71	0.25	2.00	1.86	10000.00	1871.31

Peso del fluido

TRATTO	Di (mm)	P' <sub>3</sub> (kg/m)
Int.01	2500	3926.99
Int.13	1500	1413.72

Peso della tubazione

TRATTO	Di (mm)	Sprogetto (mm)	P' <sub>4</sub> (kg/m)
Int.01	2500	3.5	215.79
Int.13	1500	3.5	129.47

### VERIFICA DI DEFORMABILITA'

TRATTO	D <sub>e</sub>	R	Sprogetto	P <sub>v</sub>	E	I	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>	φ	α	P <sub>o</sub>	F	W
	(mm)	(cm)	(mm)	(kg/m <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>4</sup> )	cm	cm	cm	cm	(kg/cm <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )	(cm)	%
Int.01	2503,5	125	3.50	20199.17	2.10E+06	1.30	26.35	1.85	0.04	28.25	0.07	1.80	25.30	1.18
Int.13	1503,5	75	3.50	14065.72	2.10E+06	1.30	2.38	0.14	0.01	2.53	0.52	0.99	1.80	0.49

Posto come valore limite di deformabilità ( 2-3 %) D si può ritenere che la suddetta verifica è di gran lunga soddisfatta.

### VERIFICA TENSIONALE

Ai fini della verifica tensionale sono state calcolare dapprima le sollecitazioni agenti e successivamente sono state combinate quelle massime al fine di ricavare la condizione più sfavorevole. In particolare è stata determinata la sollecitazione flettente dovuta dalla singola azione agente lungo la condotta e poi, selezionati i valori massimi per ciascun condizione di carico, è stata individuata la massima sollecitazione flettente risultante.

TRATTO	Peso Del Tubo			Terreno Di Ricoprimento			Peso Dell' Acqua			Carico Accidentale		
	M <sub>A</sub> (kg m)	M <sub>CD</sub> (kg m)	M <sub>B</sub> (kg m)	M <sub>A</sub> (kg m)	M <sub>CD</sub> (kg m)	M <sub>B</sub> (kg m)	M <sub>A</sub> (kg m)	M <sub>CD</sub> (kg m)	M <sub>B</sub> (kg m)	M <sub>A</sub> (kg m)	M <sub>CD</sub> (kg m)	M <sub>B</sub> (kg m)
Int.01	18.03	-20.82	27.48	6795.95	-50.22	6853.54	410.16	-472.66	625.00	367.83	-339.77	370.94
Int.13	6.49	-7.50	9.89	1618.27	-19.93	1631.98	88.59	-102.09	135.00	233.66	-215.84	235.64

TRATTO	M <sub>MAX</sub> (kg m)	σ <sub>max</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>adm</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
Int.01	7876.96	1060.36	1566.67
Int.13	2012.52	270.92	1566.67

Come si evince dai tabulati, sopra riportanti, si può ritenere che la verifica è soddisfatta.