

**CONSORZIO GENERALE DI BONIFICA  
DEL BACINO INFERIORE DEL VOLTURNO**

VIA ROMA, 80 - CASERTA

**“Compensorio irriguo in sx Regi Lagni ~Lavori di costruzione della rete di adduzione primaria, secondaria e terziaria per il completamento dell’impianto irriguo in sinistra Regi Lagni”**

**PROGETTO ESECUTIVO  
I Lotto 2° Stralcio ~ Sub Compensorio Alto  
II Lotto ~ Sub Compensorio Medio**

<b>ALLEGATO E</b>	Relazione calcoli statici delle tubazioni
-----------------------	---

<b>IL PROGETTISTA:</b> Dott.Ing. Massimiliano Capezzuto	<b>IL R.U.P.:</b> Dott.Ing. Camillo Mastracchio
<b>IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:</b> Geom. Giuseppe Conte Geom. Francesco Piccirillo P.I. Antonio D’Aiello	

Rev.	Data		Cod.
0	Novembre 2014	Emissione	P.E. 05-2014

## CALCOLI STATICI DELLE CONDOTTE

### INDICE

<i>1.</i> Introduzione	2
<i>2.</i> Aspetti generali	6
<i>3.</i> Calcolo delle sollecitazioni dovute al terreno di rinterro	8
<i>4.</i> Calcolo delle sollecitazioni dovute ai sovraccarichi verticali mobili	11
<i>5.</i> Calcolo delle sollecitazioni dovute al peso proprio della tubazione e dell'acqua in essa contenuta	12
<i>6.</i> Calcolo delle ulteriori azioni agenti	13
<i>7.</i> Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale	15
<i>8.</i> Verifica dell'instabilità all'equilibrio elastico (Buckling)	16
<i>9.</i> Verifica tensioni massime	18

### APPENDICE 1 – RISULTATI DEI CALCOLI

### APPENDICE 2 – CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA DI INTERESSE.

## 1. INTRODUZIONE

1.1 - La presente Relazione ha per oggetto le verifiche statiche delle condotte in **ACCIAIO L235/L355** (UNI EN10224 del 2006, con carico limite di snervamento  $f_y$  pari a 235/355 MPa), in **PRFV PN10  $R_t=5.000$  N/m<sup>2</sup>** ed in **PVC-U PFA 10**, con le seguenti caratteristiche dimensionali:

### ACCIAIO L235/L355:

- DN 400 - Spessore 5,0 mm (DE 406,4 mm ~ DI 396,4 mm) ~ L235;
- DN 500 - Spessore 5,6 mm (DE 508,0 mm ~ DI 496,8 mm) ~ L235;
- DN 600 - Spessore 6,3 mm (DE 610,0 mm ~ DI 597,4 mm) ~ L235;
- DN 800 - Spessore 8,0 mm (DE 813,0 mm ~ DI 797,0 mm) ~ L235;
- DN 1400<sup>(\*)</sup> - Spessore 20,0 mm (DE 1422,0 mm ~ DI 1382,0 mm) ~ L355.

*<sup>(\*)</sup> Tubo guaina (controtubo) attraversamento ferroviario*

### PRFV PN10 $SN=5.000$ N/m<sup>2</sup>:

- DN 500 - Spessore 9,5 mm (DE 519,0 mm ~ DI 500,0 mm);
- DN 600 - Spessore 11,0 mm (DE 622,0 mm ~ DI 600,0 mm);
- DN 800 - Spessore 13,0 mm (DE 826,0 mm ~ DI 800,0 mm);
- DN 900 - Spessore 15,0 mm (DE 930,0 mm ~ DI 900,0 mm).

### PVC-U PFA10<sup>(\*\*)</sup>:

- DN 450 - Spessore 17,2 mm (DE 450,0 mm ~ DI 415,6 mm);
- DN 400 - Spessore 15,3 mm (DE 400,0 mm ~ DI 369,4 mm);
- DN 355 - Spessore 13,6 mm (DE 355,0 mm ~ DI 327,8 mm);
- DN 315 - Spessore 12,1 mm (DE 315,0 mm ~ DI 290,8 mm).

*<sup>(\*\*) Si è omessa la verifica delle tubazioni con diametro  $DN < 315$  mm (condotte terziarie)</sup>*

Le tubazioni in Acciaio e PVC-U sono riferite al Compensorio irriguo denominato “Sub A”; le tubazioni in PRFV e PVC-U sono riferite al Compensorio irriguo denominato “Sub M”.

Le verifiche sono state svolte nel rispetto delle seguenti normative vigenti:

- D.M.LL.PP. 12/12/85 – “Norme tecniche per le tubazioni”;

- **UNI EN 10224/2006** – “*Tubi e raccordi di acciaio non legato per il convogliamento di acqua e di altri liquidi acquosi*”.
- **UNI EN 1452-2** ~ “*Sistemi di tubazioni di materia plastica per adduzione - Policloruro di vinile non plastificato*”;
- **D.M. 14/01/2008**: “*Norme tecniche per le costruzioni*”;
- **UNI 9032/08**: “*Tubazioni di resine termoindurenti rinforzate con fibre di vetro (PRFV) con o senza cariche – Linee guida per la definizione dei requisiti per l'impiego*”;
- **EN 1796/08**: “*Sistemi di tubazioni di materia plastica per la distribuzione dell'acqua con o senza pressione – Materie plastiche termoindurenti rinforzate con fibre di vetro (PRFV) a base di resina poliestere insatura (UP)*”.
- **ASTM D 2996 - ASTM D 2310 - ASTM D 3517 - ASTM D 2996 - ASTM D 3754 - ASTM D 4161 - ASTM D 2996 - AWWA C 950**
- **D.M. 4/04/2014**: “*Norme tecniche per gli attraversamenti ed i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto*”.

Le tubazioni in PVC-U presentano una riduzione nel tempo (e con l'aumentare della temperatura) della resistenza meccanica. Il PVC-U, inoltre, non presenta un comportamento elastico; le tubazioni, se sottoposte a pressioni e ad un carico costante (come nel caso di condotte interrato), subiscono deformazioni crescenti nel tempo a causa della progressiva riduzione del modulo di elasticità normale  $E$  (scorrimento plastico o fluage).

Il valore della tensione massima da utilizzarsi nei calcoli (al quale applicare poi opportuni coefficienti di sicurezza) viene, infatti, ricavato estrapolando curve di regressione in scala bi-logaritmica che mettono in relazione gli sforzi tangenziali ed il tempo minimo per cui si ha la rottura del materiale. Tale valore di tensione, indicato con la sigla **MRS**, corrisponde alla tensione di rottura valutata alla temperatura di 20 °C e con riferimento ad una vita utile di 50 anni. Come definito nel Disciplinare delle Tubazioni in PVC di progetto, il valore di MRS è pari a **25 MPa** . Pertanto, è stata considerata una tensione di progetto pari a **25,0 MPa = 250 kg/cm<sup>2</sup>**.

Per le verifiche statiche delle **condotte in ACCIAIO L235 ed L355** è stato utilizzato un carico limite di snervamento  $f_y$  rispettivamente pari a **235 MPa (2.350 kg/cm<sup>2</sup>)** e **355 MPa (3.550 kg/cm<sup>2</sup>)**.

Per le condotte in P.R.F.V., il valore della tensione massima di progetto è stato assunto pari a:  $\sigma_{amm}$  [kg/cm<sup>2</sup>] = Modulo circ. flessione/3. Il Modulo circonferenziale a flessione è definito

nella specifica tabella riepilogativa delle caratteristiche delle tubazioni, riportata nel Disciplinare tecnico delle tubazioni di progetto.

Per lo svolgimento delle elaborazioni di calcolo, inoltre, si è fatto riferimento ai dati ed agli elementi tecnici riportati negli Elaborati del progetto: Relazione idraulica e calcoli idraulici (carichi piezometrici di esercizio), Disciplinari delle tubazioni (caratteristiche tecniche), Profili longitudinale delle condotte (massime altezze di ricoprimento).

Per la valutazione degli effetti sismici sulle tubazioni si è fatto riferimento ai dati ed agli elementi tecnici riportati nelle N.T.C. 2008, come illustrato in Appendice 1 alla presente Relazione.

Per quanto attiene alle caratteristiche geologiche e geotecniche dell'area di interesse, ed in particolare alle peculiarità del terreno di posa delle tubazioni di progetto, si è fatto riferimento alle Relazioni Geologica e Geotecnica del progetto, dalle quali sono stati desunti i seguenti parametri di calcolo:

- **Peso dell'unità di volume:**  $\gamma = 1,8 \text{ g/cm}^3$ ;
- **Angolo di attrito:**  $\phi = 25^\circ$ ;
- **Modulo di elasticità:**  $E = 35 \text{ kg/cm}^2$ .

**1.2** - I valori massimi dell'altezza di ricoprimento (H) al di sopra della generatrice superiore delle tubazioni, e la larghezza della trincea di posa delle stesse (B), sono stati desunti dai profili di progetto. I suddetti valori sono stati, pertanto, assunti pari a:

<b>Tubazione</b>	<b>H<sub>max</sub> (m)</b>	<b>B (m)</b>
DN 1400	5,50	1,40
DN 900	1,70	1,70
DN 800	1,60	1,60
DN 600	1,50	1,50
DN 500	1,50	1,40
DN 450	1,50	1,30
DN 400	1,50	1,20
DN 355	1,50	1,10
DN 315	1,50	1,00

Con riferimento a quanto riportato nel paragrafo 2.1.4 (Verifiche di sicurezza) del ***D.M.LL.PP. del 12/12/1985 - Norme tecniche per le tubazioni***: “nel progetto devono essere definite, lungo le tubazioni e per le varie tratte di esse, le pressioni di esercizio PE come massimi valori delle pressioni *p* che possono verificarsi in asse delle tubazioni per il più gravoso funzionamento idraulico del sistema, comprese le eventuali sovrappressioni “ $\Delta p$ ” determinate

da prevedibili condizioni di esercizio, anche se conseguenti a fenomeni transitori”, il valore della pressione di esercizio risulterà pari a:

$$PE = p + \Delta p$$

Con riferimento ai risultati dei calcoli idraulici, la pressione di esercizio di verifica è stata posta cautelativamente, per tutte le tubazioni oggetto di verifica, pari al **carico piezometrico massimo** di calcolo, incrementato di una **sovrapressione di colpo d’ariete** (cfr. **Tabella III DM 12/12/85**). La pressione di collaudo è stata posta pari a 1,5 la pressione di esercizio e la depressione pari a 1,0 bar. I valori dei carichi piezometrici massimi di esercizio (PE) e delle sovrapressioni ( $\Delta P$ ) assunti sono i seguenti:

<i>Sistema irriguo Sub Compensorio Alto</i>	<i>Sistema irriguo Sub Compensorio Medio</i>
PE = 55 m - $\Delta P$ = 30 m	PE = 60 m - $\Delta P$ = 30 m

Si sono omesse le verifiche per i carichi idraulici minori, essendo le tubazioni verificate già per le pressioni maggiori.

## 2. ASPETTI GENERALI

**2.1** – La verifica statica di una tubazione interrata è finalizzata ad accertare che le tensioni siano adeguatamente minori dei valori di rottura e che le deformazioni conseguenti alle sollecitazioni esercitate dal rinterro e dagli altri carichi agenti siano tali da non comprometterne la funzionalità.

Il comportamento statico e dinamico di una condotta interrata è stato esaminato considerando il sistema “tubo-terreno”; in particolare, l’interazione della condotta con il sottosuolo dipende dalla sua rigidità, la quale induce reazioni differenti da parte del terreno.

La rigidità esprime l’attitudine di una struttura a non deformarsi quando sia sollecitata. Essa dipende dal modulo di rigidezza, che è grandezza funzione del modulo elastico “E” del materiale e delle dimensioni della condotta che definiscono i momenti d’inerzia I e J, lo spessore “s” e i diametri esterno “D” e interno “D - 2s”. La rigidezza “EI”, riferita a una lunghezza unitaria, con  $I = s^3/12$ , è relativa allo spessore e non pone in conto il diametro. Nel caso in esame è stata utilizzata considerando lo stato della condotta sollecitata nel suo piano: anello elastico e sottile, con trattazione monodimensionale (distribuzione lineare delle tensioni nello spessore). In tale contesto, lo stato di sollecitazione dei tubi interrati si riconduce a quello degli anelli sottili caricati nel piano verticale: cioè con un piccolo valore del rapporto tra spessore e diametro della fibra media. La struttura ad anello opera in regime di presso ~ flessione e taglio ed è sollecitata dai carichi esterni (peso proprio, rinterro e carichi accidentali), dal carico idraulico e dalle reazioni del terreno che la struttura mobilita.

In funzione del rapporto interattivo dell’anello ~ tubo con il terreno, i tubi possono essere schematicamente classificati in tre categorie: tubi rigidi, tubi flessibili e tubi semirigidi.

**Tubi rigidi** – A questa categoria appartengono i tubi in conglomerato cementizio, in fibrocemento, gres ed acciaio. Il criterio di verifica è generalmente quello che fa capo al massimo carico di rottura.

Poiché i tubi rigidi favoriscono la concentrazione dei carichi sulle generatrici superiore e inferiore, la resistenza del sistema tubo rigido ~ terreno dipende in maniera notevole dall’apertura dell’angolo del letto d’appoggio.

**Tubi flessibili** – I tubi flessibili possono subire deformazioni significative prima di giungere alla rottura; tale comportamento concorre alla stabilità per le reazioni laterali sul tubo (spinta passiva) provocate dall’azione del materiale del rinfiacco.

La stabilità del sistema tubo flessibile ~ terreni dipende dal modulo del terreno schematizzato come suolo elastico, il cui valore dipende essenzialmente dalla qualità del rinterro e dal suo grado di compattazione.

**Tubi semi – rigidi** – I tubi semi - rigidi si ovalizzano a sufficienza perché il carico verticale del terreno possa mobilitare la reazione laterale dovuta al rinterro. La resistenza ai carichi verticali è quindi ripartita tra la resistenza propria del tubo e quella sviluppata dal rinfiango, con una suddivisione dei contributi che dipende dal rapporto delle rigidezze tra tubo e terreno.

La distinzione tra condotte rigide e condotte flessibili si basa sulla determinazione del coefficiente di elasticità “n”:

$$n = \frac{E_{\text{terreno}}}{E_{\text{tubazione}}} \left( \frac{r}{s} \right)^3$$

in cui:

- $E_{\text{terreno}}$  è il modulo elastico del terreno;
- $E_{\text{tubazione}}$  è il modulo elastico del materiale costituente la tubazione;
- $r$  è il raggio medio della tubazione;
- $s$  è lo spessore della tubazione.

Si ha:  $n \geq 1$ : Condotta “flessibile”;  $n < 1$ : “Condotta “rigida”.

Nei calcoli di seguito riportati, come detto, si è assunto un valore del modulo di elasticità del terreno pari a 35 kg/cm<sup>2</sup>.

**Le caratteristiche della condotta**, per le quali si è proceduto al calcolo del coefficiente di elasticità “n”, **sono riportate nella Tabella 1 dell’Appendice “Risultati di calcolo”.**

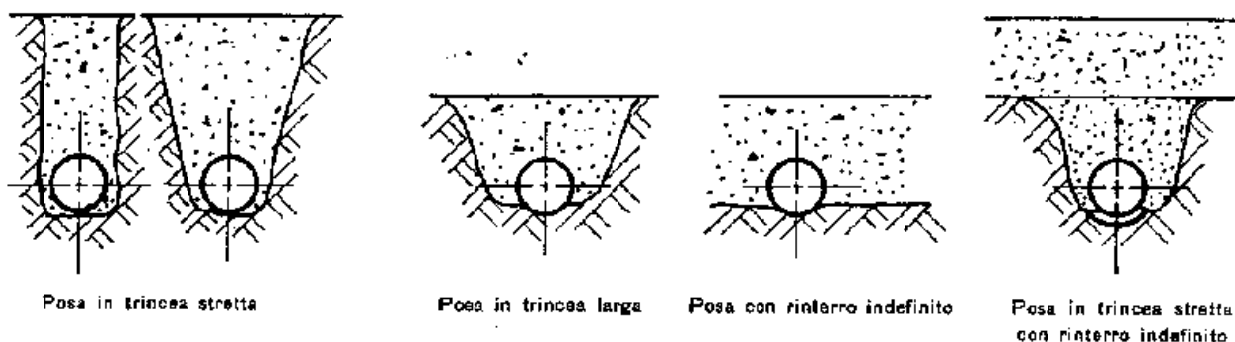
Dalla tabella sopra citata si evince che le tubazione in esame risultano caratterizzate da comportamento rigido.

**2.2** – Per la verifica statica delle tubazioni innanzi indicate si è proceduto a determinare i carichi che gravano su di esse. Una tubazione interrata risulta sottoposta a carichi verticali costituiti dal peso del terreno di ricoprimento e da eventuali sovraccarichi accidentali. Tali carichi tendono ad ovalizzare la tubazione. Analogo effetto di ovalizzazione è prodotto dal peso dell’acqua contenuta nel tubo. Per effetto dell’ovalizzazione il tubo esercita sul terreno una spinta; la reazione del terreno contrasta l’ovalizzazione della tubazione, contribuendo a migliorarne la stabilità. Questo effetto stabilizzante viene normalmente quantificato in un coefficiente di posa che dipende dal modo in cui la tubazione è posta nel terreno e dal tipo di rinfiango.



### 3. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI DOVUTE AL TERRENO DI RINTERRO

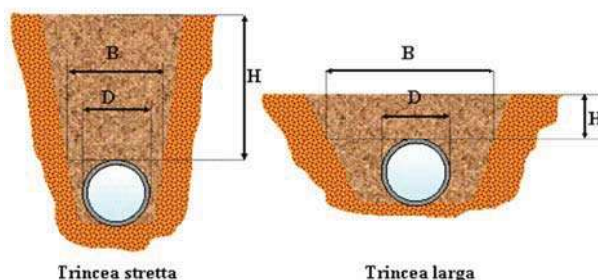
L'azione dovuta al terreno di ricoprimento varia in funzione sia delle condizioni di posa della tubazione sia che essa possa essere considerata flessibile o indeformabile. Le disposizioni per il calcolo del carico dovuto al rinterro fornite dalla norma UNI 7517/76 possono considerarsi equivalenti a quelle ottenute dalla teoria di "Spangler (1948)". Secondo tale teoria, il carico può essere calcolato in maniera differente a seconda che la posa sia in trincea stretta o in trincea larga. La Norma UNI 7517/76 distingue 4 condizioni di posa:



- 1) posa in trincea stretta;
- 2) posa in trincea larga;
- 3) posa con rinterro indefinito;
- 4) posa in trincea stretta con rinterro indefinito.

Una condotta si considera posata in trincea stretta quando risulta soddisfatta una delle seguenti relazioni:

1.  $B \leq 2D$ , con  $H \geq 1.5B$ ;
2.  $2D < B < 3D$ , con  $H \geq 3.5B$ .



in cui:

- $H$  rappresenta l'altezza del riempimento, valutata a partire dalla generatrice superiore del tubo;
- $B$  rappresenta la larghezza della trincea in corrispondenza della generatrice superiore della tubazione;

- $D$  rappresenta il diametro esterno del tubo.

In tutti gli altri casi, la trincea può essere classificata come “larga”.

Per le condotte in esame, come detto, si sono assunti i seguenti valori delle altezze di ricoprimento e larghezze delle trincee di posa:

Tubazione	$H_{\max}$ (m)	B (m)
DN 1400	5,50	1,40
DN 900	1,70	1,70
DN 800	1,60	1,60
DN 600	1,50	1,50
DN 500	1,50	1,40
DN 450	1,50	1,30
DN 400	1,50	1,20
DN 355	1,50	1,10
DN 315	1,50	1,00

In tali condizioni, tutte le tubazioni sopra indicate risultano posate in “trincea larga”.

Per le tubazioni rigide il valore del carico dovuto al rinterro, nelle condizioni di posa in trincea larga, è dato dalla formula:

$$Q_{rr} = C_e g_t D^2 \text{ [kN/m]}, \text{ in cui:}$$

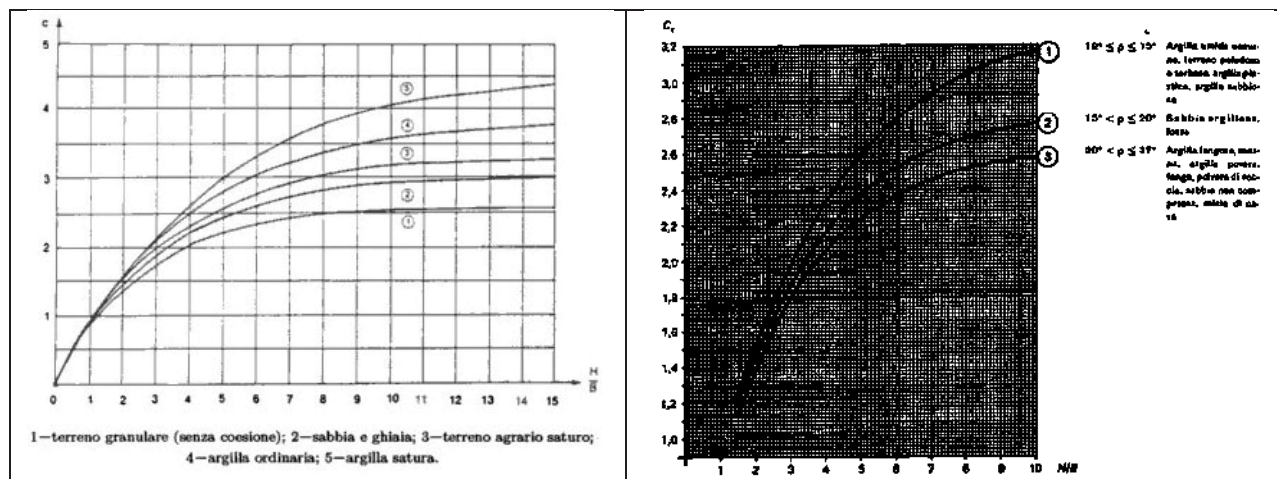
- $Q_{rr}$  è il carico verticale sul tubo dovuto al rinterro;
- $g_t$  è il peso specifico del rinterro;
- $D$  è il diametro esterno del tubo;
- $C_e$  è il coefficiente di carico statico del terreno nella posa in trincea larga. Tale coefficiente è funzione del rapporto  $H/D$ , delle caratteristiche del terreno e delle modalità di posa, e cautelativamente può essere calcolato tramite le seguenti espressioni:

- $C_e = 0.1 + 0.85(H/D) + 0.33(H/D)^2$ , per  $H/D \leq 2.66$ ;
- $C_e = 0.1 + 1.68(H/D)$ , per  $H/D > 2.66$ .

Per quanto concerne le tubazioni flessibili, a parità di condizioni di posa in opera e di rinterro, il carico agente sulla tubazione risulta minore di quello agente su una tubazione rigida e più uniformemente distribuito sull'intera circonferenza del tubo, e ciò per effetto della deformazione laterale della tubazione e della reazione che ne consegue. Per la posa in trincea larga la norma UNI 7517 valuta il carico dovuto al rinterro ancora con l'espressione:  $Q_{rr} = C_e g_t D^2$ , in cui, però, risulta di  $C_e = H/D$ .

Per i tubi deformabili posati in trincea stretta, il terreno di ricoprimento esercita, per unità di lunghezza del tubo, un'azione verticale che, secondo "Marston", è data dalla:

$$Q_r = c \gamma_t D B$$



Nei calcoli si è assunto terreno tipo 3 (terreno agrario saturo).

Per i 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 seguente relazione:

$$Q_r = c \gamma_t B^2$$

La NORMA UNI 7517/76 fornisce il valore del coefficiente "c" in funzione del rapporto  $H/B$  e dell'angolo di attrito interno del terreno di posa. I suddetti valori di "c" risultano molto prossimi a quelli che si ottengono dai grafici della figura precedente, che possono perciò essere utilizzati sia per i tubi deformabili che per quelli rigidi.

*I risultati dei calcoli sono stati riepilogati nelle Tabelle dell'Appendice 1 "Risultati di calcolo".*

#### 4. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI DOVUTE AI SOVRACCARICHI VERTICALI MOBILI

Il carico in corrispondenza della generatrice superiore del tubo, dovuto al transito di un mezzo circolante ad un'altezza H al di sopra della suddetta generatrice, è stato valutato mediante le formule di "Westergaard (1938)", mediante la quale il valore dell'incremento di tensione verticale al di sotto dello spigolo di una fondazione rettangolare è dato dalla seguente espressione:

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \cot^{-1} \sqrt{\frac{1}{2m^2} + \frac{1}{2n^2} + \frac{1}{4m^2 n^2}},$$

nella quale  $m = B/z$  e  $n = L/z$ , con B ed L dimensioni in pianta della fondazione. Il carico si diffonde nel terreno e sollecita la condotta interrata con un carico specifico, a parità di altre condizioni, tanto minore quanto maggiore è la profondità di posa della condotta.

##### Definizione dei carichi concentrati secondo il tipo di convoglio

I convogli tipo (ai sensi della norma DIN 1072) sono rappresentati da due tipi d'autocarro: pesante HT e leggero LT. La seguente tabella illustra le caratteristiche dei veicoli regolamentari.

I valori di  $\sigma_z$  devono essere moltiplicati, nel caso di carico

Classe HT	Carico per ruota P (kN)	Classe LT	Carico per ruota (kN)	
			Anteriore P <sub>a</sub>	Posteriore P <sub>p</sub>
60	100	12	20	40
45	75	6	10	20
38	62,5	3	5	10
30	50			
26	65			

dinamico, per un coefficiente  $\varphi$  che ha le seguenti determinazioni:

$\varphi = 1$	carico statico (mezzo in sosta);
$\varphi = 1 + 0,3/H;$	per strade e autostrade;

Il carico  $Q_{acc}$  che sollecita una condotta del diametro D (esterno) alla profondità H è valutato con la seguente relazione:  $Q_{acc} = \sigma_z D \varphi$ . Nel caso in esame il carico mobile considerato è costituito da un mezzo di classe LT3 con un carico per ruota  $P = 10$  kN (1 ton) agente su un'area di carico di lati 30 x 30 cm. Per la verifica del controtubo in acciaio DN 1400 - L355, previsto ubicato al di sotto del rilevato ferroviario, si è fatto riferimento al paragrafo 4.4.2 del D.M. 4.4.2014, in cui il carico mobile, per ferrovie a doppio binario, è pari a  $[15.000/(3,08+0,8 H)] = 2.016$  daN/m<sup>2</sup>, dove H (=5,45 m) è la distanza minima tra il piano di posa del ballast e la generatrice superiore del tubo di protezione (controtubo). Nella verifica, la sollecitazione massima non deve essere superiore alla metà del carico di snervamento minimo del materiale.

*I risultati delle elaborazioni sono indicati nelle Tabelle dell'Appendice 1 "Risultati di calcolo".*

## 5. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI DOVUTE AL PESO PROPRIO DELLA TUBAZIONE E DELL'ACQUA IN ESSA CONTENUTA

Il calcolo del peso proprio della tubazione “ $G_c$ ”, noti il diametro interno “ $D_i$ ” ed esterno “ $D_e$ ” della stessa, nonché il peso specifico dell’ACCIAIO ( $\gamma_s = 78.500 \text{ N/m}^3$ ), del PRFV ( $\gamma_s = 18.500 \text{ N/m}^3$ ) e del PVC-U ( $\gamma_s = 14.100 \text{ N/m}^3$ ), con cui sono previste realizzate le tubazioni in esame, è ottenuto attraverso la relazione:

$$G_c = \gamma_s \pi \frac{D_e^2 - D_i^2}{4} \quad [N/m]$$

Il peso dell’acqua “ $G_a$ ” che occupa l’intera sezione della condotta è pari a:

$$G_a = \gamma_w \pi \frac{D_i^2}{4} \quad [N/m]$$

*I valori di  $G_c$  e  $G_a$  sono riportati nelle Tabelle dell’Appendice 1 “Risultati di calcolo”.*

## 6. CALCOLO DELLE ULTERIORI AZIONI AGENTI

Tra le azioni agenti sono state, altresì, considerate la “*pressione idraulica interna*” e la “*spinta laterale del terreno*”.

Relativamente alla pressione idraulica interna, sono state prese in esame tre diverse condizioni:

- pressione di normale esercizio “ $p_E$ ”;
- pressione in fase di collaudo “ $p_P$ ”;
- possibile caso di depressione, “ $p$ ”.

La pressione di esercizio è stata valutata con riferimento ai valori della pressione massima (in metri di colonna d’acqua) desunti dai calcoli idraulici. Alla suddetta altezza è stata aggiunta una sovrappressione da colpo d’ariete  $\Delta p$ .

La pressione di collaudo è stata posta pari a 1,5 volte la pressione di esercizio. I valori dei carichi piezometrici massimi di esercizio (PE) e delle sovrappressioni ( $\Delta P$ ) assunti sono i seguenti:

<i>Sistema irriguo Sub Compensorio Alto</i>	<i>Sistema irriguo Sub Compensorio Medio</i>
PE = 55 m - $\Delta P$ = 30 m	PE = 60 m - $\Delta P$ = 30 m

I valori di  $p_E$ ,  $p_P$  e  $p$ , desunti dal progetto in funzione dei carichi piezometrici agenti sulle condotte, sono i seguenti:

<i>Sistema irriguo Sub Compensorio Alto</i>				
$p_E$	$\Delta P$	$p_E + \Delta P$	$p_P$	$p$
[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]
550.000	300.000	850.000	1.275.000	~100.000

<i>Sistema irriguo Sub Compensorio Medio</i>				
$p_E$	$\Delta P$	$p_E + \Delta P$	$p_P$	$p$
[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]
600.000	300.000	900.000	1.350.000	~100.000

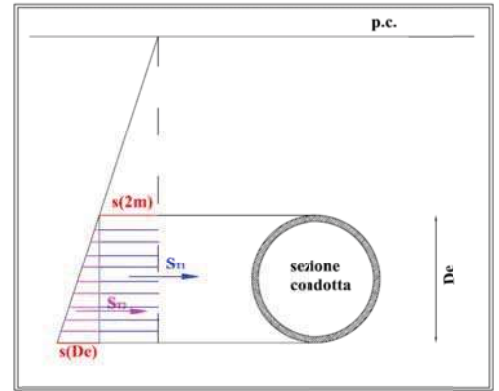
Per quanto concerne l’azione laterale del terreno sulla condotta, la spinta “ $s_r$ ” distribuita sulla condotta aumenta con legge lineare dall’alto verso il basso secondo la seguente relazione:  $s_r = K_a g_t Z$ ,

in cui:

- $K_a$  è il coefficiente di spinta attiva, dato dal rapporto tra la tensione orizzontale e verticale del materiale di riempimento, e pari a  $tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$ ;
- $\phi$  è l'angolo di attrito di progetto;
- $\phi'_d = arctg\left(\frac{tg(\phi'_k)}{1.25}\right)$ : nel caso in esame, dalla relazione sopra indicata si è ricavato  $\phi'_d = 25^\circ \rightarrow K_a = 0,41$ ;
- $\gamma_t$  è il peso specifico del rinterro, pari a  $18.000 \text{ N/mc}$ ;
- $z$  è la profondità.

La spinta risultante sulla condotta è composta da due aliquote: “ $S_{T1}$ ” e “ $S_{T2}$ ”, come rappresentato in figura. La risultante della distribuzione rettangolare “ $S_{T1}$ ”, applicata ad un'altezza dal fondo scavo pari a  $D_e/2$ , è data dal prodotto del valore della spinta distribuita, calcolata ad una profondità pari alla distanza tra il piano campagna e la generatrice superiore della condotta, e il diametro esterno della stessa. Il valore della spinta  $S_{T1}$  è dato dalla relazione:

$$S_{T1} = K_a \gamma_t z D.$$



La risultante della distribuzione triangolare “ $S_{T2}$ ”, applicata ad un'altezza dal fondo scavo pari a  $D_e/3$ , è data dal semiprodotto tra il valore della spinta distribuita, calcolata ad una profondità pari al diametro  $D$ , ed il diametro esterno della condotta:

$$S_{T2} = K_a \gamma_t D^2 / 2.$$

In presenza di acqua si considera, nella valutazione di “ $S_{T1}$ ” ed “ $S_{T2}$ ”, anche la spinta triangolare aggiuntiva dovuta alla stessa; nelle formule sopra riportate si inserisce, al posto di  $\gamma_t$ ,  $\gamma' = (\gamma_t - \gamma_w)$ , avendo indicato con  $\gamma_w$  il peso specifico dell'acqua.

***I valori delle risultanti delle spinte ( $H_o$  e  $H_t$ ) sono indicati nelle Tabelle dell'Appendice 1 “Risultati di calcolo”.***

## 7. CALCOLO E VERIFICA DELL'INFLESSIONE DIAMETRALE

Il primo controllo effettuato mira a verificare che l'inflessione percentuale delle tubazioni interrate ( $Dy/D$ ) non superi il valore cui corrisponde la deformazione o sollecitazione ammissibile stabilita dal fabbricante ovvero che l'inflessione non infici la funzionalità dell'opera. A rigore, tale verifica deve essere effettuata per la tubazioni flessibili ma si è preferito effettuarla anche per la tubazione in esame.

L'inflessione massima, con il 95% di probabilità, è fornita dalla seguente espressione:

$$\Delta y = \frac{(D_e Q_{ewt} + P_v) K_x r^3}{E_t I + 0.006 K_a E_s r^3} + \Delta a, \quad \text{in cui:}$$

- $Dy$  è l'inflessione verticale del tubo [cm];
- $D_e$  è il fattore di ritardo per l'inflessione, che tiene conto che il terreno continua a costiparsi nel tempo [-]. Per il caso in esame si è assunto  $D_e=1,5$  (corrispondente a *rinterro poco profondo con grado di costipamento da moderato a elevato*);
- $Q_r$  è il carico verticale del suolo sul tubo per unità di lunghezza [kg/cm];
- $P_v$  è il carico mobile sul tubo per unità di lunghezza [kg/cm];
- $K_x$  è il coefficiente d'inflessione, che dipende dalla capacità di sostegno fornita dal suolo all'arco inferiore d'appoggio del tubo [-]. Per il caso in esame si è assunto  $K_x=0.083$  (corrispondente a *fondo sagomato con materiale di riempimento moderatamente costipato*);
- $r$  è il raggio medio del tubo [cm];
- $E_t I$  è il fattore di rigidezza trasversale della tubazione pari, a  $2100000 s^3 / 12$  [kgcm] (ACCIAIO),  $225000 s^3 / 12$  [kgcm] (PRFV) e  $30000 s^3 / 12$  [kgcm] (PVC-U);
- $E_s$  è il modulo elastico del terreno pari a 35 kg/cmq;
- $K_a$ ,  $\Delta a$  sono parametri che consentono di passare dall'inflessione media (50% di probabilità) all'inflessione massima caratteristica. Nel caso in esame si è assunto  $\Delta a=0$  e  $K_a=0.75$  (valori relativi ad un'altezza di rinterro  $\leq 4.9$  m).

**Per le tubazioni in ACCIAIO, l'inflessione non deve essere superiore all'8%.**

**Per le tubazioni in PRFV e PVC-U, l'inflessione non deve essere superiore al 5%.**

Nel caso in esame l'inflessione diametrale a lungo termine è risultata inferiore rispetto al limite tollerato, come indicato nelle *Tabelle dell'Appendice 1 "Risultati di calcolo"*.



## 8. VERIFICA DELL'INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO ELASTICO

In una tubazione interrata, la pressione che determina instabilità elastica (“pressione di buckling”) dipende dall’indice di rigidezza della tubazione e dal modulo elastico del suolo che la circonda, in quanto il sistema terreno-condotta si comporta come un’unica entità.

La Norma ANSI-AWWA C950/88 fornisce la seguente espressione per la stima della pressione ammissibile di buckling “ $q_a$ ”:

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

in cui:

- $FS$  è il fattore di progettazione, pari a 2,0;
- $R_w$  è il fattore di spinta idrostatica della falda eventualmente presente:  $R_w = 1 - 0,33 (H_w/H)$  con  $0 \leq H_w \leq H$  (dove  $H$  è l’altezza di rinterro e  $H_w$  è l’altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione);
- $B'$  è il coefficiente empirico di supporto elastico, fornito dalla relazione:

$$B' = \frac{I}{I + 4e^{-0.213H}}.$$

L’espressione precedente mostra chiaramente come la pressione ammissibile di buckling sia condizionata in egual misura dall’indice di rigidezza della tubazione e dal modulo elastico del materiale di sottofondo e rinfiando della tubazione. La verifica all’instabilità elastica si esegue confrontando la pressione ammissibile di buckling “ $q_a$ ” con la risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati. La norma ANSI-AWWA considera due casi:

- ~ depressione interna a causa di transitori (1);
- ~ sovraccarichi mobili (2).

In presenza di depressione interna dovrà risultare:

$$\gamma_w \times H_w + R_w \frac{Q_{ewf}}{D} + \Delta P \leq q_a$$

In presenza di sovraccarichi mobili dovrà risultare:

$$\gamma_w \times H_w + R_w \frac{Q_{ewf}}{D} + \frac{P_v}{D} \leq q_a$$

dove

- $\gamma_w$  è il peso specifico dell’acqua;
- $H_w$  è l’altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione;
- $\Delta P$  è la depressione interna.

In presenza di sovraccarichi mobili e in assenza di falda idrica, assumendo un valore di  $R_w$  pari ad 1, deve risultare:

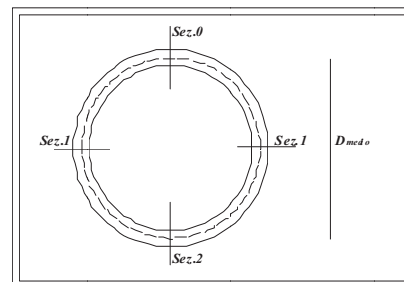
$$R_w \frac{Q_{cwt}}{D} + \frac{P_v}{D} \leq q_a$$

Si sottolinea che non è stata considerata l'azione contemporanea della depressione e dei carichi mobili, in quanto la depressione interna non è una condizione di regime ma è causata da transitori idraulici, ed in tal caso la normativa indica di considerare i soli carichi mobili.

I valori limite e quelli di calcolo per la tubazione in esame sono riportati nelle ***Tabelle dell'Appendice 1 "Risultati di calcolo"***.

## 9. VERIFICA TENSIONI MASSIME

Per la verifica che le tensioni nelle sezioni maggiormente sollecitate della tubazione siano minori delle tensioni massime di rottura si è proceduto in primo luogo al calcolo delle caratteristiche della sollecitazione. In particolare, le sezioni più sollecitate delle condotte per le quali si procede al calcolo del momento flettente (**M**) e dello sforzo normale (**N**) sono le tre indicate in figura. Il calcolo delle caratteristiche delle sollecitazione è stato condotto in base alle formulazioni riportate nella Tabella che segue e



ponendo l'angolo di appoggio della condotte pari a 120°.

Calcolati i valori del momento flettente e dello sforzo normale si è proceduto al calcolo della tensione attraverso la relazione di "Navier":

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y,$$

CARICHI	SFORZO NORMALE N			MOMENTO FLETTENTE M		
	0	1	2	0	1	2
Peso proprio $G_c$ $2\alpha = 180^\circ$	-0,027 $G_c$	+0,250 $G_c$	+0,027 $G_c$	+0,028 $G_c d$	-0,031 $G_c d$	+0,035 $G_c d$
$120^\circ$	-0,040 $G_c$	+0,250 $G_c$	+0,040 $G_c$	+0,030 $G_c d$	-0,035 $G_c d$	+0,042 $G_c d$
$90^\circ$	-0,053 $G_c$	+0,250 $G_c$	+0,053 $G_c$	+0,033 $G_c d$	-0,039 $G_c d$	+0,051 $G_c d$
Peso dell'acqua $G_a$ $2\alpha = 180^\circ$	-0,186 $G_a$	-0,068 $G_a$	-0,451 $G_a$	+0,028 $G_a d$	-0,031 $G_a d$	+0,035 $G_a d$
$120^\circ$	-0,199 $G_a$	-0,068 $G_a$	-0,438 $G_a$	+0,030 $G_a d$	-0,035 $G_a d$	+0,042 $G_a d$
$90^\circ$	-0,212 $G_a$	-0,068 $G_a$	-0,424 $G_a$	+0,033 $G_a d$	-0,039 $G_a d$	+0,051 $G_a d$
Carico verticale uniforme $Q$ $2\alpha = 180^\circ$	0	+0,500 $Q$	0	+0,063 $Q d$	-0,063 $Q d$	+0,063 $Q d$
$120^\circ$	-0,013 $Q$	+0,500 $Q$	+0,013 $Q$	+0,066 $Q d$	-0,066 $Q d$	+0,069 $Q d$
$90^\circ$	-0,027 $Q$	+0,500 $Q$	+0,027 $Q$	+0,069 $Q d$	-0,070 $Q d$	+0,078 $Q d$
Solita uniforme $H_a$	+0,500 $H_a$	0	+0,500 $H_a$	-0,063 $H_a d$	-0,063 $H_a d$	-0,063 $H_a d$
Solita triangolare $H_i$	+0,313 $H_i$	0	+0,687 $H_i$	-0,052 $H_i d$	-0,063 $H_i d$	-0,073 $H_i d$
Pressione interna uniforme $p = \gamma_h v$	-0,500 $p d$	-0,500 $p d$	-0,500 $p d$	0	0	0

dove  $y$  è il semispessore della condotta.

Nelle Tabelle in Appendice 1 "Risultati di calcolo" sono riportati i risultati ottenuti per le tre condizioni di carico di seguito indicate:

**1° condizione di carico:** azioni di carattere normale: peso proprio della tubazione, peso dell'acqua, carichi statici (terreno) e dinamici (mezzo mobile in superficie), pressione idraulica di esercizio.

**2° condizione di carico:** azioni di carattere eccezionale: peso proprio della tubazione, peso dell'acqua, carichi statici (terreno), carichi dinamici (mezzo mobile in superficie, ridotti per un coefficiente di combinazione pari a 0,60), pressione idraulica di collaudo.

**3° condizione di carico:** la terza condizione di carico prevede di considerare le azioni della 1° condizione, ma con carichi dinamici ridotti per un coefficiente di combinazione pari a 0,30, e portando in conto le azioni sismiche.

## APPENDICE 1 – RISULTATI DEI CALCOLI

# VERIFICHE STATICHE DELLA CONDOTTA IN ACCIAIO L235 - DN 400 - Sp. 5,0 mm

## CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE

Diametro nominale	DN	400,00	[mm]
Diametro esterno	De	406,40	[mm]
Diametro interno	Di	396,40	[mm]
Raggio medio	R	200,70	[mm]
Spessore di calcolo	s	5,00	[mm]
Tensione di snervamento (rottura)	f <sub>y</sub>	2350,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Young	E	2100000	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Poisson	m	0,3	-
Peso specifico tubazione	γ <sub>tub</sub>	7850	[kg/m <sup>3</sup> ]
Momento d'inerzia parziale	I	0,010	[cm <sup>4</sup> ]
Coeff. di elasticità condotta/terreno	η	1,078	Tubo Deformabile

## CARICHI IDRAULICI IN CONDOTTA

Carico piezometrico sulla condotta	Y <sub>piezom.</sub>	55	[m]
Sovrappressione da colpo d'ariete	ΔP	30	[m]
Pressione di normale esercizio	PE+ΔP	8,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione in fase di collaudo	p <sub>p</sub>	13,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Depressione	p	-1,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## ALTRE SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA CONDOTTA

Carico accidentale	Q <sub>acc</sub>	654,9	[kg/m]
Rinterro	Q <sub>R</sub>	10972,8	[kg/m]
Peso proprio della condotta	G <sub>c</sub>	494,7	[kg/m]
Peso dell'acqua nella condotta	G <sub>A</sub>	1233,5	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (uniforme)	H <sub>0</sub>	4447,8	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (triangolare)	H <sub>t</sub>	602,5	[kg/m]
Pressione interna uniforme	P	8,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Carico totale verticale (rinterro+azioni accidentali)	Q	11627,7	[kg/m]

## COEFFICIENTI DI SICUREZZA (VERIFICHE)

VERIFICHE STATICHE (con effetto sisma)	FS	1,86
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (pressione atmosferica + eventuale falda)	FS	33,81
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (con depressione in condotta)	FS	7,67
VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE	FS	4,10

1 bar = 1,02 kg/cm <sup>2</sup>	Δy/D = 8% max ammissibile	ACCIAIO
1 bar = 0,1 Mpa	Δy/D = 5% max ammissibile	PRFV-PVC

## CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE DI POSA

Tipo terreno (1-5)		3	[Marston]
Ricoprimento	H	1,50	[m]
Larghezza trincea	B	1,20	[m]
Tipologia di trincea	Trincea Larga		

## CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI POSA

Angolo di attrito	φ	25	[°]
Peso unita' volume terreno	γ <sub>ter</sub>	1800	[kg/m <sup>3</sup> ]
Modulo di elasticità del terreno	E <sub>terreno</sub>	35	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## CARATTERISTICHE DEL FLUIDO IN CONDOTTA

Peso specifico	γ <sub>w</sub>	1000	[kg/m <sup>3</sup> ]
Variazioni termiche	dt	10	[°C]

## VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE

Inflessione diametrale massima	Δy	0,50	[cm]
Inflessione diametrale percentuale massima	Δy/D	1,22	[%]

## VERIFICA INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO ELASTICO (BUCKLING)

Pressione ammissibile di buckling	q <sub>a</sub>	9,92	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con pressione atmosferica + eventuale falda)	q	0,29	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con depressione)	q	1,29	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## VERIFICA STATICHE

Tensione indotta per effetto di un sisma		σ	711,3	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 1	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	789,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	780,3	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	788,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 2	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	943,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	935,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	943,4	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 3	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	1265,1	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	1258,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	1264,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]

# VERIFICHE STATICHE DELLA CONDOTTA IN ACCIAIO L235 - DN 500 - Sp. 5,6 mm

## CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE

Diametro nominale	DN	500,00	[mm]
Diametro esterno	De	508,00	[mm]
Diametro interno	Di	496,80	[mm]
Raggio medio	R	251,20	[mm]
Spessore di calcolo	s	5,60	[mm]
Tensione di snervamento (rottura)	f <sub>y</sub>	2350,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Young	E	2100000	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Poisson	m	0,3	-
Peso specifico tubazione	γ <sub>tub</sub>	7850	[kg/m <sup>3</sup> ]
Momento d'inerzia parziale	I	0,015	[cm <sup>4</sup> ]
Coeff. di elasticità condotta/terreno	η	1,504	Tubo Deformabile

## CARICHI IDRAULICI IN CONDOTTA

Carico piezometrico sulla condotta	Y <sub>piezom.</sub>	55	[m]
Sovrappressione da colpo d'ariete	ΔP	30	[m]
Pressione di normale esercizio	PE+ΔP	8,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione in fase di collaudo	p <sub>p</sub>	13,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Depressione	p	-1,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## ALTRE SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA CONDOTTA

Carico accidentale	Q <sub>acc</sub>	818,6	[kg/m]
Rinterro	Q <sub>R</sub>	13716,0	[kg/m]
Peso proprio della condotta	G <sub>c</sub>	693,5	[kg/m]
Peso dell'acqua nella condotta	G <sub>A</sub>	1937,5	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (uniforme)	H <sub>0</sub>	5559,7	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (triangolare)	H <sub>t</sub>	941,4	[kg/m]
Pressione interna uniforme	P	8,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Carico totale verticale (rinterro+azioni accidentali)	Q	14534,6	[kg/m]

## COEFFICIENTI DI SICUREZZA (VERIFICHE)

VERIFICHE STATICHE (con effetto sisma)	FS	1,69
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (pressione atmosferica + eventuale falda)	FS	28,63
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (con depressione in condotta)	FS	6,48
VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE	FS	3,00

1 bar = 1,02 kg/cm <sup>2</sup>	Δy/D = 8% max ammissibile	ACCIAIO
1 bar = 0,1 Mpa	Δy/D = 5% max ammissibile	PRFV-PVC

## CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE DI POSA

Tipo terreno (1-5)		3	[Marston]
Ricoprimento	H	1,50	[m]
Larghezza trincea	B	1,40	[m]
Tipologia di trincea	Trincea Larga		

## CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI POSA

Angolo di attrito	φ	25	[°]
Peso unita' volume terreno	γ <sub>ter</sub>	1800	[kg/m <sup>3</sup> ]
Modulo di elasticità del terreno	E <sub>terreno</sub>	35	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## CARATTERISTICHE DEL FLUIDO IN CONDOTTA

Peso specifico	γ <sub>w</sub>	1000	[kg/m <sup>3</sup> ]
Variazioni termiche	dt	10	[°C]

## VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE

Inflessione diametrale massima	Δy	0,85	[cm]
Inflessione diametrale percentuale massima	Δy/D	1,67	[%]

## VERIFICA INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO ELASTICO (BUCKLING)

Pressione ammissibile di buckling	q <sub>a</sub>	8,38	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con pressione atmosferica + eventuale falda)	q	0,29	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con depressione)	q	1,29	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## VERIFICA STATICHE

Tensione indotta per effetto di un sisma		σ	711,3	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 1	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	943,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	933,1	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	942,6	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 2	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	1114,5	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	1104,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	1113,5	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 3	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	1393,4	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	1384,5	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	1392,4	[kg/cm <sup>2</sup> ]

# VERIFICHE STATICHE DELLA CONDOTTA IN ACCIAIO L235 - DN 600 - Sp. 6,3 mm

## CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE

Diametro nominale	DN	600,00	[mm]
Diametro esterno	De	610,00	[mm]
Diametro interno	Di	597,40	[mm]
Raggio medio	R	301,85	[mm]
Spessore di calcolo	s	6,30	[mm]
Tensione di snervamento (rottura)	f <sub>y</sub>	2350,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Young	E	2100000	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Poisson	m	0,3	-
Peso specifico tubazione	γ <sub>tub</sub>	7850	[kg/m <sup>3</sup> ]
Momento d'inerzia parziale	I	0,021	[cm <sup>4</sup> ]
Coeff. di elasticità condotta/terreno	η	1,833	Tubo Deformabile

## CARICHI IDRAULICI IN CONDOTTA

Carico piezometrico sulla condotta	Y <sub>piezom.</sub>	55	[m]
Sovrappressione da colpo d'ariete	ΔP	30	[m]
Pressione di normale esercizio	PE+ΔP	8,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione in fase di collaudo	p <sub>p</sub>	13,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Depressione	p	-1,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## ALTRE SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA CONDOTTA

Carico accidentale	Q <sub>acc</sub>	982,9	[kg/m]
Rinterro	Q <sub>R</sub>	16470,0	[kg/m]
Peso proprio della condotta	G <sub>c</sub>	937,5	[kg/m]
Peso dell'acqua nella condotta	G <sub>A</sub>	2801,6	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (uniforme)	H <sub>0</sub>	6676,0	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (triangolare)	H <sub>t</sub>	1357,5	[kg/m]
Pressione interna uniforme	P	8,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Carico totale verticale (rinterro+azioni accidentali)	Q	17452,9	[kg/m]

## COEFFICIENTI DI SICUREZZA (VERIFICHE)

VERIFICHE STATICHE (con effetto sisma)	FS	1,58
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (pressione atmosferica + eventuale falda)	FS	25,95
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (con depressione in condotta)	FS	5,87
VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE	FS	2,50

1 bar = 1,02 kg/cm <sup>2</sup>	Δy/D = 8% max ammissibile	ACCIAIO
1 bar = 0,1 Mpa	Δy/D = 5% max ammissibile	PRFV-PVC

## CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE DI POSA

Tipo terreno (1-5)		3	[Marston]
Ricoprimento	H	1,50	[m]
Larghezza trincea	B	1,50	[m]
Tipologia di trincea	Trincea Larga		

## CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI POSA

Angolo di attrito	φ	25	[°]
Peso unita' volume terreno	γ <sub>ter</sub>	1800	[kg/m <sup>3</sup> ]
Modulo di elasticità del terreno	E <sub>terreno</sub>	35	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## CARATTERISTICHE DEL FLUIDO IN CONDOTTA

Peso specifico	γ <sub>w</sub>	1000	[kg/m <sup>3</sup> ]
Variazioni termiche	dt	10	[°C]

## VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE

Inflessione diametrale massima	Δy	1,22	[cm]
Inflessione diametrale percentuale massima	Δy/D	2,00	[%]

## VERIFICA INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO ELASTICO (BUCKLING)

Pressione ammissibile di buckling	q <sub>a</sub>	7,58	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con pressione atmosferica + eventuale falda)	q	0,29	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con depressione)	q	1,29	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## VERIFICA STATICHE

Tensione indotta per effetto di un sisma		σ	711,3	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 1	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	1052,9	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	1040,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	1051,1	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 2	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	1233,9	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	1222,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	1232,1	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 3	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	1485,8	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	1475,4	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	1484,1	[kg/cm <sup>2</sup> ]

# VERIFICHE STATICHE DELLA CONDOTTA IN ACCIAIO L235 - DN 800 - Sp. 8,0 mm

## CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE

Diametro nominale	DN	800,00	[mm]
Diametro esterno	De	813,00	[mm]
Diametro interno	Di	797,00	[mm]
Raggio medio	R	402,50	[mm]
Spessore di calcolo	s	8,00	[mm]
Tensione di snervamento (rottura)	f <sub>y</sub>	2350,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Young	E	2100000	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Poisson	m	0,3	-
Peso specifico tubazione	γ <sub>tub</sub>	7850	[kg/m <sup>3</sup> ]
Momento d'inerzia parziale	I	0,043	[cm <sup>4</sup> ]
Coeff. di elasticità condotta/terreno	η	2,123	Tubo Deformabile

## CARICHI IDRAULICI IN CONDOTTA

Carico piezometrico sulla condotta	Y <sub>piezom.</sub>	55	[m]
Sovrappressione da colpo d'ariete	ΔP	30	[m]
Pressione di normale esercizio	PE+ΔP	8,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione in fase di collaudo	p <sub>p</sub>	13,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Depressione	p	-1,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## ALTRE SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA CONDOTTA

Carico accidentale	Q <sub>acc</sub>	1142,0	[kg/m]
Rinterro	Q <sub>R</sub>	23414,4	[kg/m]
Peso proprio della condotta	G <sub>c</sub>	1587,4	[kg/m]
Peso dell'acqua nella condotta	G <sub>A</sub>	4986,4	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (uniforme)	H <sub>0</sub>	9490,9	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (triangolare)	H <sub>t</sub>	2411,3	[kg/m]
Pressione interna uniforme	P	8,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Carico totale verticale (rinterro+azioni accidentali)	Q	24556,4	[kg/m]

## COEFFICIENTI DI SICUREZZA (VERIFICHE)

VERIFICHE STATICHE (con effetto sisma)	FS	1,46
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (pressione atmosferica + eventuale falda)	FS	22,85
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (con depressione in condotta)	FS	5,38
VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE	FS	2,07

1 bar = 1,02 kg/cm <sup>2</sup>	Δy/D = 8% max ammissibile	ACCIAIO
1 bar = 0,1 Mpa	Δy/D = 5% max ammissibile	PRFV-PVC

## CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE DI POSA

Tipo terreno (1-5)		3	[Marston]
Ricoprimento	H	1,60	[m]
Larghezza trincea	B	1,60	[m]
Tipologia di trincea	Trincea Larga		

## CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI POSA

Angolo di attrito	φ	25	[°]
Peso unita' volume terreno	γ <sub>ter</sub>	1800	[kg/m <sup>3</sup> ]
Modulo di elasticità del terreno	E <sub>terreno</sub>	35	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## CARATTERISTICHE DEL FLUIDO IN CONDOTTA

Peso specifico	γ <sub>w</sub>	1000	[kg/m <sup>3</sup> ]
Variazioni termiche	dt	10	[°C]

## VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE

Inflessione diametrale massima	Δy	1,97	[cm]
Inflessione diametrale percentuale massima	Δy/D	2,42	[%]

## VERIFICA INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO ELASTICO (BUCKLING)

Pressione ammissibile di buckling	q <sub>a</sub>	7,04	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con pressione atmosferica + eventuale falda)	q	0,31	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con depressione)	q	1,31	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## VERIFICA STATICHE

Tensione indotta per effetto di un sisma		σ	711,3	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 1	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	1182,6	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	1167,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	1179,5	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 2	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	1374,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	1360,1	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	1371,6	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 3	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	1606,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	1593,6	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	1603,9	[kg/cm <sup>2</sup> ]



VERIFICHE STATICHE DELLA CONDOTTA IN ACCIAIO L355 - DN 1400 - Sp. 20,0 mm (Controtubo)

CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE			
Diametro nominale	DN	1400,00	[mm]
Diametro esterno	De	1422,00	[mm]
Diametro interno	Di	1382,00	[mm]
Raggio medio	R	701,00	[mm]
Spessore di calcolo	s	20,00	[mm]
Tensione di snervamento (rottura)	f <sub>y</sub>	1775,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Young	E	2100000	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Poisson	m	0,3	-
Peso specifico tubazione	γ <sub>tub</sub>	7850	[kg/m <sup>3</sup> ]
Momento d'inerzia parziale	I	0,667	[cm <sup>4</sup> ]
Coeff. di elasticità condotta/terreno	η	0,718	Tubo Rigido

CARICHI IDRAULICI IN CONDOTTA			
Carico piezometrico sulla condotta	Y <sub>piezom.</sub>	55	[m]
Sovrappressione da colpo d'ariete	ΔP	30	[m]
Pressione di normale esercizio	PE+ΔP	8,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione in fase di collaudo	p <sub>p</sub>	13,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Depressione	p	-1,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]

ALTRE SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA CONDOTTA			
Carico accidentale	Q <sub>acc</sub>	3106,5	[kg/m]
Rinterro	Q <sub>R</sub>	78694,6	[kg/m]
Peso proprio della condotta	G <sub>c</sub>	6911,6	[kg/m]
Peso dell'acqua nella condotta	G <sub>A</sub>	14992,9	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (uniforme)	H <sub>0</sub>	56544,7	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (triangolare)	H <sub>t</sub>	7376,8	[kg/m]
Pressione interna uniforme	P	8,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Carico totale verticale (rinterro+azioni accidentali)	Q	81801,0	[kg/m]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA (VERIFICHE)		
VERIFICHE STATICHE (con effetto sisma)	FS	1,53
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (pressione atmosferica + eventuale falda)	FS	20,59
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (con depressione in condotta)	FS	7,66
VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE	FS	2,99

1 bar = 1,02 kg/cm <sup>2</sup>	Δy/D = 8% max ammissibile	ACCIAIO
1 bar = 0,1 Mpa	Δy/D = 5% max ammissibile	PRFV-PVC

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE DI POSA			
Tipo terreno (1-5)		3	[Marston]
Ricoprimento	H	5,45	[m]
Larghezza trincea	B	1,40	[m]
Tipologia di trincea	Trincea Stretta		

CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI POSA			
Angolo di attrito	φ	25	[°]
Peso unita' volume terreno	γ <sub>ter</sub>	1800	[kg/m <sup>3</sup> ]
Modulo di elasticità del terreno	E <sub>terreno</sub>	35	[kg/cm <sup>2</sup> ]

CARATTERISTICHE DEL FLUIDO IN CONDOTTA			
Peso specifico	γ <sub>w</sub>	1000	[kg/m <sup>3</sup> ]
Variazioni termiche	dt	10	[°C]

VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE			
Inflessione diametrale massima	Δy	2,38	[cm]
Inflessione diametrale percentuale massima	Δy/D	1,67	[%]

VERIFICA INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO ELASTICO (BUCKLING)			
Pressione ammissibile di buckling	q <sub>a</sub>	12,19	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con pressione atmosferica + eventuale falda)	q	0,59	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con depressione)	q	1,59	[kg/cm <sup>2</sup> ]

VERIFICA STATICHE				
Tensione indotta per effetto di un sisma		σ	711,3	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 1	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	667,1	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	656,8	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	667,1	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 2	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	799,6	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	789,6	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	799,6	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 3	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	1158,9	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	1150,8	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	1158,9	[kg/cm <sup>2</sup> ]

# VERIFICHE STATICHE DELLA CONDOTTA IN PRFV DN 500 - Sp. 9,5 mm - SN 5.000 N/m<sup>2</sup>

## CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE

Diametro nominale	DN	500,00	[mm]
Diametro esterno	De	519,00	[mm]
Diametro interno	Di	500,00	[mm]
Raggio medio	R	254,75	[mm]
Spessore di calcolo	s	9,50	[mm]
Tensione di snervamento (rottura)	f <sub>y</sub>	633,3	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Young	E	250000	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Poisson	m	0,5	-
Peso specifico tubazione	γ <sub>tub</sub>	1800	[kg/m <sup>3</sup> ]
Momento d'inerzia parziale	I	0,071	[cm <sup>4</sup> ]
Coeff. di elasticità condotta/terreno	η	2,700	Tubo Deformabile

## CARICHI IDRAULICI IN CONDOTTA

Carico piezometrico sulla condotta	Y <sub>piezom.</sub>	60	[m]
Sovrappressione da colpo d'ariete	ΔP	30	[m]
Pressione di normale esercizio	PE+ΔP	9,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione in fase di collaudo	p <sub>p</sub>	13,8	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Depressione	p	-1,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## ALTRE SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA CONDOTTA

Carico accidentale	Q <sub>acc</sub>	836,3	[kg/m]
Rinterro	Q <sub>R</sub>	14013,0	[kg/m]
Peso proprio della condotta	G <sub>c</sub>	273,6	[kg/m]
Peso dell'acqua nella condotta	G <sub>A</sub>	1962,5	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (uniforme)	H <sub>0</sub>	5680,1	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (triangolare)	H <sub>t</sub>	982,7	[kg/m]
Pressione interna uniforme	P	9,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Carico totale verticale (rinterro+azioni accidentali)	Q	14849,3	[kg/m]

## COEFFICIENTI DI SICUREZZA (VERIFICHE)

VERIFICHE STATICHE (con effetto sisma)	FS	1,15
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (pressione atmosferica + eventuale falda)	FS	21,30
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (con depressione in condotta)	FS	4,88
VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE	FS	1,77

1 bar = 1,02 kg/cm <sup>2</sup>	Δy/D = 8% max ammissibile	ACCIAIO
1 bar = 0,1 Mpa	Δy/D = 5% max ammissibile	PRFV-PVC

## CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE DI POSA

Tipo terreno (1-5)		3	[Marston]
Ricoprimento	H	1,50	[m]
Larghezza trincea	B	1,40	[m]
Tipologia di trincea	Trincea Larga		

## CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI POSA

Angolo di attrito	φ	25	[°]
Peso unita' volume terreno	γ <sub>ter</sub>	1800	[kg/m <sup>3</sup> ]
Modulo di elasticità del terreno	E <sub>terreno</sub>	35	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## CARATTERISTICHE DEL FLUIDO IN CONDOTTA

Peso specifico	γ <sub>w</sub>	1000	[kg/m <sup>3</sup> ]
Variazioni termiche	dt	10	[°C]

## VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE

Inflessione diametrale massima	Δy	1,47	[cm]
Inflessione diametrale percentuale massima	Δy/D	2,82	[%]

## VERIFICA INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO ELASTICO (BUCKLING)

Pressione ammissibile di buckling	q <sub>a</sub>	6,33	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con pressione atmosferica + eventuale falda)	q	0,30	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con depressione)	q	1,30	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## VERIFICA STATICHE

Tensione indotta per effetto di un sisma		σ	84,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 1	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	438,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	431,8	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	436,4	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 2	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	551,5	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	545,5	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	550,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 3	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	468,3	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	462,6	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	466,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]

# VERIFICHE STATICHE DELLA CONDOTTA IN PRFV DN 600 - Sp. 11 mm - SN 5.000 N/m<sup>2</sup>

## CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE

Diametro nominale	DN	600,00	[mm]
Diametro esterno	De	622,00	[mm]
Diametro interno	Di	600,00	[mm]
Raggio medio	R	305,50	[mm]
Spessore di calcolo	s	11,00	[mm]
Tensione di snervamento (rottura)	f <sub>y</sub>	666,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Young	E	250000	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Poisson	m	0,5	-
Peso specifico tubazione	γ <sub>tub</sub>	1800	[kg/m <sup>3</sup> ]
Momento d'inerzia parziale	I	0,111	[cm <sup>4</sup> ]
Coeff. di elasticità condotta/terreno	η	2,999	Tubo Deformabile

## CARICHI IDRAULICI IN CONDOTTA

Carico piezometrico sulla condotta	Y <sub>piezom.</sub>	60	[m]
Sovrappressione da colpo d'ariete	ΔP	30	[m]
Pressione di normale esercizio	PE+ΔP	9,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione in fase di collaudo	p <sub>p</sub>	13,8	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Depressione	p	-1,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## ALTRE SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA CONDOTTA

Carico accidentale	Q <sub>acc</sub>	1002,3	[kg/m]
Rinterro	Q <sub>R</sub>	16794,0	[kg/m]
Peso proprio della condotta	G <sub>c</sub>	379,9	[kg/m]
Peso dell'acqua nella condotta	G <sub>A</sub>	2826,0	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (uniforme)	H <sub>0</sub>	6807,3	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (triangolare)	H <sub>t</sub>	1411,4	[kg/m]
Pressione interna uniforme	P	9,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Carico totale verticale (rinterro+azioni accidentali)	Q	17796,3	[kg/m]

## COEFFICIENTI DI SICUREZZA (VERIFICHE)

VERIFICHE STATICHE (con effetto sisma)	FS	1,15
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (pressione atmosferica + eventuale falda)	FS	20,21
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (con depressione in condotta)	FS	4,62
VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE	FS	1,62

1 bar = 1,02 kg/cm <sup>2</sup>	Δy/D = 8% max ammissibile	ACCIAIO
1 bar = 0,1 Mpa	Δy/D = 5% max ammissibile	PRFV-PVC

## CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE DI POSA

Tipo terreno (1-5)		3	[Marston]
Ricoprimento	H	1,50	[m]
Larghezza trincea	B	1,50	[m]
Tipologia di trincea	Trincea Larga		

## CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI POSA

Angolo di attrito	φ	25	[°]
Peso unita' volume terreno	γ <sub>ter</sub>	1800	[kg/m <sup>3</sup> ]
Modulo di elasticità del terreno	E <sub>terreno</sub>	35	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## CARATTERISTICHE DEL FLUIDO IN CONDOTTA

Peso specifico	γ <sub>w</sub>	1000	[kg/m <sup>3</sup> ]
Variazioni termiche	dt	10	[°C]

## VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE

Inflessione diametrale massima	Δy	1,92	[cm]
Inflessione diametrale percentuale massima	Δy/D	3,09	[%]

## VERIFICA INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO ELASTICO (BUCKLING)

Pressione ammissibile di buckling	q <sub>a</sub>	6,00	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con pressione atmosferica + eventuale falda)	q	0,30	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con depressione)	q	1,30	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## VERIFICA STATICHE

Tensione indotta per effetto di un sisma		σ	84,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 1	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	461,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	454,9	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	459,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 2	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	579,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	572,4	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	577,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 3	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	490,4	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	484,1	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	488,4	[kg/cm <sup>2</sup> ]

# VERIFICHE STATICHE DELLA CONDOTTA IN PRFV DN 800 - Sp. 13 mm - SN 5.000 N/m<sup>2</sup>

## CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE

Diametro nominale	DN	800,00	[mm]
Diametro esterno	De	826,00	[mm]
Diametro interno	Di	800,00	[mm]
Raggio medio	R	406,50	[mm]
Spessore di calcolo	s	13,00	[mm]
Tensione di snervamento (rottura)	f <sub>y</sub>	764,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Young	E	250000	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Poisson	m	0,5	-
Peso specifico tubazione	γ <sub>tub</sub>	1800	[kg/m <sup>3</sup> ]
Momento d'inerzia parziale	I	0,183	[cm <sup>4</sup> ]
Coeff. di elasticità condotta/terreno	η	4,280	Tubo Deformabile

## CARICHI IDRAULICI IN CONDOTTA

Carico piezometrico sulla condotta	Y <sub>piezom.</sub>	60	[m]
Sovrappressione da colpo d'ariete	ΔP	30	[m]
Pressione di normale esercizio	PE+ΔP	9,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione in fase di collaudo	p <sub>p</sub>	13,8	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Depressione	p	-1,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## ALTRE SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA CONDOTTA

Carico accidentale	Q <sub>acc</sub>	1160,3	[kg/m]
Rinterro	Q <sub>R</sub>	23788,8	[kg/m]
Peso proprio della condotta	G <sub>C</sub>	597,4	[kg/m]
Peso dell'acqua nella condotta	G <sub>A</sub>	5024,0	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (uniforme)	H <sub>0</sub>	9642,6	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (triangolare)	H <sub>t</sub>	2489,0	[kg/m]
Pressione interna uniforme	P	9,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Carico totale verticale (rinterro+azioni accidentali)	Q	24949,1	[kg/m]

## COEFFICIENTI DI SICUREZZA (VERIFICHE)

VERIFICHE STATICHE (con effetto sisma)	FS	1,10
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (pressione atmosferica + eventuale falda)	FS	16,04
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (con depressione in condotta)	FS	3,81
VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE	FS	1,13

1 bar = 1,02 kg/cm <sup>2</sup>	Δy/D = 8% max ammissibile	ACCIAIO
1 bar = 0,1 Mpa	Δy/D = 5% max ammissibile	PRFV-PVC

## CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE DI POSA

Tipo terreno (1-5)		3	[Marston]
Ricoprimento	H	1,60	[m]
Larghezza trincea	B	1,60	[m]
Tipologia di trincea	Trincea Larga		

## CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI POSA

Angolo di attrito	φ	25	[°]
Peso unita' volume terreno	γ <sub>ter</sub>	1800	[kg/m <sup>3</sup> ]
Modulo di elasticità del terreno	E <sub>terreno</sub>	35	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## CARATTERISTICHE DEL FLUIDO IN CONDOTTA

Peso specifico	γ <sub>w</sub>	1000	[kg/m <sup>3</sup> ]
Variazioni termiche	dt	10	[°C]

## VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE

Inflessione diametrale massima	Δy	3,65	[cm]
Inflessione diametrale percentuale massima	Δy/D	4,41	[%]

## VERIFICA INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO ELASTICO (BUCKLING)

Pressione ammissibile di buckling	q <sub>a</sub>	5,00	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con pressione atmosferica + eventuale falda)	q	0,31	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con depressione)	q	1,31	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## VERIFICA STATICHE

Tensione indotta per effetto di un sisma		σ	84,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 1	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	564,3	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	555,3	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	560,8	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 2	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	696,5	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	687,8	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	693,1	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 3	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	590,1	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	581,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	586,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]

# VERIFICHE STATICHE DELLA CONDOTTA IN PRFV DN 900 - Sp. 15 mm - SN 5.000 N/m<sup>2</sup>

## CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE

Diametro nominale	DN	900,00	[mm]
Diametro esterno	De	930,00	[mm]
Diametro interno	Di	900,00	[mm]
Raggio medio	R	457,50	[mm]
Spessore di calcolo	s	15,00	[mm]
Tensione di snervamento (rottura)	f <sub>y</sub>	806	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Young	E	250000	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Poisson	m	0,5	-
Peso specifico tubazione	γ <sub>tub</sub>	1800	[kg/m <sup>3</sup> ]
Momento d'inerzia parziale	I	0,281	[cm <sup>4</sup> ]
Coeff. di elasticità condotta/terreno	η	3,972	Tubo Deformabile

## CARICHI IDRAULICI IN CONDOTTA

Carico piezometrico sulla condotta	Y <sub>piezom.</sub>	60	[m]
Sovrappressione da colpo d'ariete	ΔP	30	[m]
Pressione di normale esercizio	PE+ΔP	9,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione in fase di collaudo	p <sub>p</sub>	13,8	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Depressione	p	-1,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## ALTRE SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA CONDOTTA

Carico accidentale	Q <sub>acc</sub>	1148,6	[kg/m]
Rinterro	Q <sub>R</sub>	28458,0	[kg/m]
Peso proprio della condotta	G <sub>c</sub>	775,7	[kg/m]
Peso dell'acqua nella condotta	G <sub>A</sub>	6358,5	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (uniforme)	H <sub>0</sub>	11535,3	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (triangolare)	H <sub>t</sub>	3155,2	[kg/m]
Pressione interna uniforme	P	9,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Carico totale verticale (rinterro+azioni accidentali)	Q	29606,6	[kg/m]

## COEFFICIENTI DI SICUREZZA (VERIFICHE)

VERIFICHE STATICHE (con effetto sisma)	FS	1,17
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (pressione atmosferica + eventuale falda)	FS	15,80
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (con depressione in condotta)	FS	3,91
VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE	FS	1,14

1 bar = 1,02 kg/cm <sup>2</sup>	Δy/D = 8% max ammissibile	ACCIAIO
1 bar = 0,1 Mpa	Δy/D = 5% max ammissibile	PRFV-PVC

## CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE DI POSA

Tipo terreno (1-5)		3	[Marston]
Ricoprimento	H	1,70	[m]
Larghezza trincea	B	1,70	[m]
Tipologia di trincea	Trincea Larga		

## CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI POSA

Angolo di attrito	φ	25	[°]
Peso unita' volume terreno	γ <sub>ter</sub>	1800	[kg/m <sup>3</sup> ]
Modulo di elasticità del terreno	E <sub>terreno</sub>	35	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## CARATTERISTICHE DEL FLUIDO IN CONDOTTA

Peso specifico	γ <sub>w</sub>	1000	[kg/m <sup>3</sup> ]
Variazioni termiche	dt	10	[°C]

## VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE

Inflessione diametrale massima	Δy	4,08	[cm]
Inflessione diametrale percentuale massima	Δy/D	4,39	[%]

## VERIFICA INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO ELASTICO (BUCKLING)

Pressione ammissibile di buckling	q <sub>a</sub>	5,20	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con pressione atmosferica + eventuale falda)	q	0,33	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con depressione)	q	1,33	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## VERIFICA STATICHE

Tensione indotta per effetto di un sisma		σ	84,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 1	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	557,3	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	548,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	553,6	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 2	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	687,5	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	678,4	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	683,8	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 3	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	586,6	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	577,8	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	582,9	[kg/cm <sup>2</sup> ]

# VERIFICHE STATICHE DELLA CONDOTTA IN PVC-U DN 315 - Sp. 12,1 mm - PFA 10

## CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE

Diametro nominale	DN	315,00	[mm]
Diametro esterno	De	315,00	[mm]
Diametro interno	Di	290,80	[mm]
Raggio medio	R	151,45	[mm]
Spessore di calcolo	s	12,10	[mm]
Tensione di snervamento (rottura)	f <sub>y</sub>	250,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Young	E	30000	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Poisson	m	0,3	-
Peso specifico tubazione	γ <sub>tub</sub>	1410	[kg/m <sup>3</sup> ]
Momento d'inerzia parziale	I	0,148	[cm <sup>4</sup> ]
Coeff. di elasticità condotta/terreno	η	2,288	Tubo Deformabile

## CARICHI IDRAULICI IN CONDOTTA

Carico piezometrico sulla condotta	Y <sub>piezom.</sub>	60	[m]
Sovrappressione da colpo d'ariete	ΔP	30	[m]
Pressione di normale esercizio	PE+ΔP	9,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione in fase di collaudo	p <sub>p</sub>	13,8	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Depressione	p	-1,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## ALTRE SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA CONDOTTA

Carico accidentale	Q <sub>acc</sub>	507,6	[kg/m]
Rinterro	Q <sub>R</sub>	8505,0	[kg/m]
Peso proprio della condotta	G <sub>c</sub>	162,3	[kg/m]
Peso dell'acqua nella condotta	G <sub>A</sub>	663,8	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (uniforme)	H <sub>0</sub>	3447,4	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (triangolare)	H <sub>t</sub>	362,0	[kg/m]
Pressione interna uniforme	P	9,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Carico totale verticale (rinterro+azioni accidentali)	Q	9012,6	[kg/m]

## COEFFICIENTI DI SICUREZZA (VERIFICHE)

VERIFICHE STATICHE (con effetto sisma)	FS	1,19
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (pressione atmosferica + eventuale falda)	FS	22,91
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (con depressione in condotta)	FS	5,42
VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE	FS	2,05

1 bar = 1,02 kg/cm <sup>2</sup>	Δy/D = 8% max ammissibile	ACCIAIO
1 bar = 0,1 Mpa	Δy/D = 5% max ammissibile	PRFV-PVC

## CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE DI POSA

Tipo terreno (1-5)		3	[Marston]
Ricoprimento	H	1,50	[m]
Larghezza trincea	B	1,00	[m]
Tipologia di trincea	Trincea Larga		

## CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI POSA

Angolo di attrito	φ	25	[°]
Peso unita' volume terreno	γ <sub>ter</sub>	1800	[kg/m <sup>3</sup> ]
Modulo di elasticità del terreno	E <sub>terreno</sub>	35	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## CARATTERISTICHE DEL FLUIDO IN CONDOTTA

Peso specifico	γ <sub>w</sub>	1000	[kg/m <sup>3</sup> ]
Variazioni termiche	dt	10	[°C]

## VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE

Inflessione diametrale massima	Δy	0,77	[cm]
Inflessione diametrale percentuale massima	Δy/D	2,44	[%]

## VERIFICA INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO ELASTICO (BUCKLING)

Pressione ammissibile di buckling	q <sub>a</sub>	7,10	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con pressione atmosferica + eventuale falda)	q	0,31	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con depressione)	q	1,31	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## VERIFICA STATICHE

Tensione indotta per effetto di un sisma		σ	10,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 1	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	155,3	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	152,8	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	155,1	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 2	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	210,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	207,6	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	209,8	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 3	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	156,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	154,4	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	156,5	[kg/cm <sup>2</sup> ]

# VERIFICHE STATICHE DELLA CONDOTTA IN PVC-U DN 355 - Sp. 13,6 mm - PFA 10

## CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE

Diametro nominale	DN	355,00	[mm]
Diametro esterno	De	355,00	[mm]
Diametro interno	Di	327,80	[mm]
Raggio medio	R	170,70	[mm]
Spessore di calcolo	s	13,60	[mm]
Tensione di snervamento (rottura)	f <sub>y</sub>	250,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Young	E	30000	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Poisson	m	0,3	-
Peso specifico tubazione	γ <sub>tub</sub>	1410	[kg/m <sup>3</sup> ]
Momento d'inerzia parziale	I	0,210	[cm <sup>4</sup> ]
Coeff. di elasticità condotta/terreno	η	2,307	Tubo Deformabile

## CARICHI IDRAULICI IN CONDOTTA

Carico piezometrico sulla condotta	Y <sub>piezom.</sub>	60	[m]
Sovrappressione da colpo d'ariete	ΔP	30	[m]
Pressione di normale esercizio	PE+ΔP	9,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione in fase di collaudo	p <sub>p</sub>	13,8	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Depressione	p	-1,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## ALTRE SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA CONDOTTA

Carico accidentale	Q <sub>acc</sub>	572,0	[kg/m]
Rinterro	Q <sub>R</sub>	9585,0	[kg/m]
Peso proprio della condotta	G <sub>c</sub>	205,6	[kg/m]
Peso dell'acqua nella condotta	G <sub>A</sub>	843,5	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (uniforme)	H <sub>0</sub>	3885,2	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (triangolare)	H <sub>t</sub>	459,8	[kg/m]
Pressione interna uniforme	P	9,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Carico totale verticale (rinterro+azioni accidentali)	Q	10157,0	[kg/m]

## COEFFICIENTI DI SICUREZZA (VERIFICHE)

VERIFICHE STATICHE (con effetto sisma)	FS	1,19
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (pressione atmosferica + eventuale falda)	FS	22,82
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (con depressione in condotta)	FS	5,40
VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE	FS	2,03

1 bar = 1,02 kg/cm <sup>2</sup>	Δy/D = 8% max ammissibile	ACCIAIO
1 bar = 0,1 Mpa	Δy/D = 5% max ammissibile	PRFV-PVC

## CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE DI POSA

Tipo terreno (1-5)		3	[Marston]
Ricoprimento	H	1,50	[m]
Larghezza trincea	B	1,10	[m]
Tipologia di trincea	Trincea Larga		

## CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI POSA

Angolo di attrito	φ	25	[°]
Peso unita' volume terreno	γ <sub>ter</sub>	1800	[kg/m <sup>3</sup> ]
Modulo di elasticità del terreno	E <sub>terreno</sub>	35	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## CARATTERISTICHE DEL FLUIDO IN CONDOTTA

Peso specifico	γ <sub>w</sub>	1000	[kg/m <sup>3</sup> ]
Variazioni termiche	dt	10	[°C]

## VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE

Inflessione diametrale massima	Δy	0,87	[cm]
Inflessione diametrale percentuale massima	Δy/D	2,46	[%]

## VERIFICA INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO ELASTICO (BUCKLING)

Pressione ammissibile di buckling	q <sub>a</sub>	7,07	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con pressione atmosferica + eventuale falda)	q	0,31	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con depressione)	q	1,31	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## VERIFICA STATICHE

Tensione indotta per effetto di un sisma		σ	10,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 1	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	155,9	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	153,4	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	155,7	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 2	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	210,8	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	208,4	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	210,6	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 3	Sezione 0	σ <sub>max</sub>	157,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	σ <sub>max</sub>	154,9	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	σ <sub>max</sub>	157,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]

**VERIFICHE STATICHE DELLA CONDOTTA IN PVC-U DN 400 - Sp. 15,3 mm - PFA 10**

**CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE**

Diametro nominale	<b>DN</b>	400,00	[mm]
Diametro esterno	<b>De</b>	400,00	[mm]
Diametro interno	<b>Di</b>	369,40	[mm]
Raggio medio	<b>R</b>	192,35	[mm]
Spessore di calcolo	<b>s</b>	15,30	[mm]
Tensione di snervamento (rottura)	<b>f<sub>y</sub></b>	250,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Young	<b>E</b>	30000	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Poisson	<b>m</b>	0,3	-
Peso specifico tubazione	<b>γ<sub>tub</sub></b>	1410	[kg/m <sup>3</sup> ]
Momento d'inerzia parziale	<b>I</b>	0,298	[cm <sup>4</sup> ]
Coeff. di elasticità condotta/terreno	<b>η</b>	2,318	Tubo Deformabile

**CARICHI IDRAULICI IN CONDOTTA**

Carico piezometrico sulla condotta	<b>Y<sub>piezom.</sub></b>	60	[m]
Sovrappressione da colpo d'ariete	<b>ΔP</b>	30	[m]
Pressione di normale esercizio	<b>PE+ΔP</b>	9,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione in fase di collaudo	<b>p<sub>p</sub></b>	13,8	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Depressione	<b>p</b>	-1,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]

**ALTRE SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA CONDOTTA**

Carico accidentale	<b>Q<sub>acc</sub></b>	644,5	[kg/m]
Rinterro	<b>Q<sub>R</sub></b>	10800,0	[kg/m]
Peso proprio della condotta	<b>G<sub>c</sub></b>	260,6	[kg/m]
Peso dell'acqua nella condotta	<b>G<sub>A</sub></b>	1071,2	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (uniforme)	<b>H<sub>0</sub></b>	4377,7	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (triangolare)	<b>H<sub>t</sub></b>	583,7	[kg/m]
Pressione interna uniforme	<b>P</b>	9,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Carico totale verticale (rinterro+azioni accidentali)	<b>Q</b>	11444,5	[kg/m]

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA (VERIFICHE)**

<b>VERIFICHE STATICHE (con effetto sisma)</b>	<b>FS</b>	<b>1,18</b>
<b>VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO</b> (pressione atmosferica + eventuale falda)	<b>FS</b>	<b>22,76</b>
<b>VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO</b> (con depressione in condotta)	<b>FS</b>	<b>5,38</b>
<b>VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE</b>	<b>FS</b>	<b>2,03</b>

1 bar = 1,02 kg/cm <sup>2</sup>	Δy/D = 8% max ammissibile	ACCIAIO
1 bar = 0,1 Mpa	Δy/D = 5% max ammissibile	PRFV-PVC

**CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE DI POSA**

Tipo terreno (1-5)		3	[Marston]
Ricoprimento	<b>H</b>	1,50	[m]
Larghezza trincea	<b>B</b>	1,20	[m]
Tipologia di trincea	Trincea Larga		

**CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI POSA**

Angolo di attrito	<b>φ</b>	25	[°]
Peso unita' volume terreno	<b>γ<sub>ter</sub></b>	1800	[kg/m <sup>3</sup> ]
Modulo di elasticità del terreno	<b>E<sub>terreno</sub></b>	35	[kg/cm <sup>2</sup> ]

**CARATTERISTICHE DEL FLUIDO IN CONDOTTA**

Peso specifico	<b>γ<sub>w</sub></b>	1000	[kg/m <sup>3</sup> ]
Variazioni termiche	<b>dt</b>	10	[°C]

**VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE**

Inflessione diametrale massima	<b>Δy</b>	0,99	[cm]
Inflessione diametrale percentuale massima	<b>Δy/D</b>	2,47	[%]

**VERIFICA INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO ELASTICO (BUCKLING)**

Pressione ammissibile di buckling	<b>q<sub>a</sub></b>	7,05	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con pressione atmosferica + eventuale falda)	<b>q</b>	0,31	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con depressione)	<b>q</b>	1,31	[kg/cm <sup>2</sup> ]

**VERIFICA STATICHE**

Tensione indotta per effetto di un sisma		<b>σ</b>	10,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>CONDIZIONE DI CARICO 1</b>	Sezione 0	<b>σ<sub>max</sub></b>	156,3	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	<b>σ<sub>max</sub></b>	153,8	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	<b>σ<sub>max</sub></b>	156,1	[kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>CONDIZIONE DI CARICO 2</b>	Sezione 0	<b>σ<sub>max</sub></b>	211,3	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	<b>σ<sub>max</sub></b>	208,8	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	<b>σ<sub>max</sub></b>	211,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>CONDIZIONE DI CARICO 3</b>	Sezione 0	<b>σ<sub>max</sub></b>	157,6	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	<b>σ<sub>max</sub></b>	155,3	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	<b>σ<sub>max</sub></b>	157,4	[kg/cm <sup>2</sup> ]



# VERIFICHE STATICHE DELLA CONDOTTA IN PVC-U DN 450 - Sp. 17,2 mm - PFA 10

## CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE

Diametro nominale	DN	450,00	[mm]
Diametro esterno	De	450,00	[mm]
Diametro interno	Di	415,60	[mm]
Raggio medio	R	216,40	[mm]
Spessore di calcolo	s	17,20	[mm]
Tensione di snervamento (rottura)	$f_y$	250,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Young	E	30000	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Poisson	$\mu$	0,3	-
Peso specifico tubazione	$\gamma_{tub}$	1410	[kg/m <sup>3</sup> ]
Momento d'inerzia parziale	I	0,424	[cm <sup>4</sup> ]
Coeff. di elasticità condotta/terreno	$\eta$	2,323	Tubo Deformabile

## CARICHI IDRAULICI IN CONDOTTA

Carico piezometrico sulla condotta	$Y_{piezom.}$	60	[m]
Sovrappressione da colpo d'ariete	$\Delta P$	30	[m]
Pressione di normale esercizio	$PE + \Delta P$	9,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione in fase di collaudo	$p_p$	13,8	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Depressione	$p$	-1,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## ALTRE SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA CONDOTTA

Carico accidentale	$Q_{acc}$	725,1	[kg/m]
Rinterro	$Q_R$	12150,0	[kg/m]
Peso proprio della condotta	$G_c$	329,6	[kg/m]
Peso dell'acqua nella condotta	$G_A$	1355,9	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (uniforme)	$H_0$	4924,9	[kg/m]
Spinta orizzontale del terreno (triangolare)	$H_t$	738,7	[kg/m]
Pressione interna uniforme	$P$	9,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Carico totale verticale (rinterro+azioni accidentali)	$Q$	12875,1	[kg/m]

## COEFFICIENTI DI SICUREZZA (VERIFICHE)

VERIFICHE STATICHE (con effetto sisma)	FS	1,18
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (pressione atmosferica + eventuale falda)	FS	22,74
VERIFICA DI INSTABILITA' EQ. ELASTICO (con depressione in condotta)	FS	5,38
VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE	FS	2,02

1 bar = 1,02 kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta y/D =$ 8% max ammissibile	ACCIAIO
1 bar = 0,1 Mpa	$\Delta y/D =$ 5% max ammissibile	PRFV-PVC

## CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE DI POSA

Tipo terreno (1-5)		3	[Marston]
Ricoprimento	H	1,50	[m]
Larghezza trincea	B	1,30	[m]
Tipologia di trincea	Trincea Larga		

## CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI POSA

Angolo di attrito	$\phi$	25	[°]
Peso unita' volume terreno	$\gamma_{ter}$	1800	[kg/m <sup>3</sup> ]
Modulo di elasticità del terreno	$E_{terreno}$	35	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## CARATTERISTICHE DEL FLUIDO IN CONDOTTA

Peso specifico	$\gamma_w$	1000	[kg/m <sup>3</sup> ]
Variazioni termiche	$dt$	10	[°C]

## VERIFICA INFLESSIONE DIAMETRALE

Inflessione diametrale massima	$\Delta y$	1,11	[cm]
Inflessione diametrale percentuale massima	$\Delta y/D$	2,47	[%]

## VERIFICA INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO ELASTICO (BUCKLING)

Pressione ammissibile di buckling	$q_a$	7,04	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con pressione atmosferica + eventuale falda)	$q$	0,31	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Pressione di calcolo (con depressione)	$q$	1,31	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## VERIFICA STATICHE

Tensione indotta per effetto di un sisma		$\sigma$	10,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 1	Sezione 0	$\sigma_{max}$	156,6	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	$\sigma_{max}$	154,0	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	$\sigma_{max}$	156,3	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 2	Sezione 0	$\sigma_{max}$	211,6	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	$\sigma_{max}$	209,1	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	$\sigma_{max}$	211,3	[kg/cm <sup>2</sup> ]
CONDIZIONE DI CARICO 3	Sezione 0	$\sigma_{max}$	157,9	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 1	$\sigma_{max}$	155,5	[kg/cm <sup>2</sup> ]
	Sezione 2	$\sigma_{max}$	157,6	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## **APPENDICE 2 – CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA DI INTERESSE**

## APPENDICE 2 ~ CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA DI INTERESSE

### 1. MOTO SISMICO NEGLI STRATI SUPERFICIALI DEL SUOLO

La valutazione delle azioni indotte da un sisma su una condotta è estremamente complessa, trattandosi di una struttura ad elevato sviluppo lineare, caratterizzata da un'estesa area d'influenza. Alle difficoltà connesse alla schematizzazione di un sistema complesso si aggiunge la necessità di portare in conto l'azione del terreno circostante, dalla quale non è possibile prescindere ai fini di un'attendibile valutazione della risposta dinamica delle tubazioni. Dal punto di vista strutturale, in generale, la risposta dinamica di una condotta dipende:

- dalla tipologia, dalle caratteristiche geometriche e dalle modalità di posa in opera della condotta medesima;
- dalle caratteristiche geotecniche e dalla profondità degli strati superficiali del terreno di posa;
- dall'intensità del terremoto.

Nel seguito si farà riferimento al classico schema semplificato del moto sismico (Como & Lanni, 1979; Mele, 1980): moto ondoso in un mezzo elastico indefinito, omogeneo ed isotropo, caratterizzato da onde longitudinali (P) irrotazionali di dilatazione, che inducono nel suolo movimenti nella medesima direzione di propagazione, comportando così sforzi di compressione o trazione nel terreno, e da onde trasversali (S) rotazionali di distorsione, con direzione di propagazione ortogonale al moto delle particelle solide, che inducono sforzi di taglio nel suolo. Con riferimento (Figura 1A) ad uno strato omogeneo di terreni sciolti di spessore  $H$  e densità  $\rho$ , poggiante su un banco rigido orizzontale, parametri fondamentali dell'interazione tra terreno e condotta durante un sisma sono:

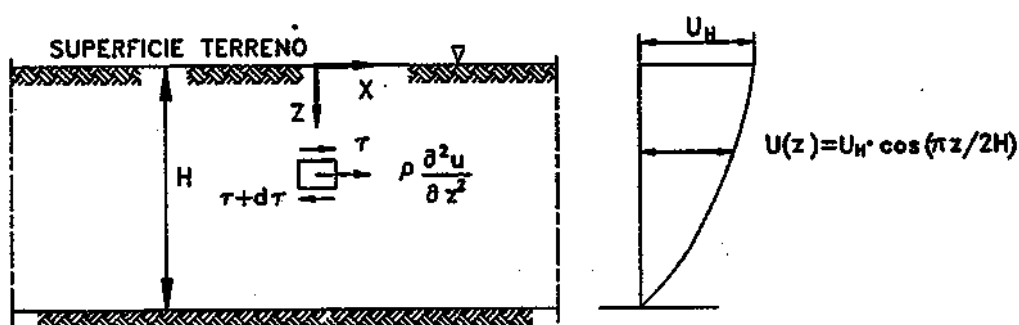


Figura 1a - Moto sismico nello strato superficiale del suolo

- a) il periodo fondamentale di oscillazione  $T_g$  della stratificazione considerata, che corrisponde a quello delle oscillazioni orizzontali prodotte dalle sole onde di taglio (S) (Como & Lanni, 1979). Le onde sismiche, infatti, nell'impegnare stratificazioni di diverse caratteristiche, subiscono riflessioni e rifrazioni: penetrando dal basso entro un nuovo strato, se la velocità di propagazione

in esso è minore che nel precedente, l'onda rifratta cambia direzione, formando con la verticale un angolo minore. Poiché la velocità delle onde va decrescendo verso la superficie (gli strati superiori, infatti, presentano in genere rigidità minore), dopo l'attraversamento di alcuni strati la direzione delle onde, sia di dilatazione che di taglio, risulta praticamente verticale (Mele, 1980). Il periodo  $T_g$  è desumibile dalla relazione:

$$T_g = 4 H / V_s \quad (1)$$

essendo  $V_s = \sqrt{G/\rho}$  la velocità di propagazione delle onde trasversali e  $G$  il modulo di elasticità a taglio del terreno;

- b) l'ampiezza dello spostamento  $U(z)$  dei punti del terreno in direzione orizzontale (parallela o trasversale all'asse della condotta) nel modo fondamentale d'oscillazione (figura 1):

$$U(z) = \frac{T_g^2}{4\pi^2} S_a \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) = U_H \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \quad (2)$$

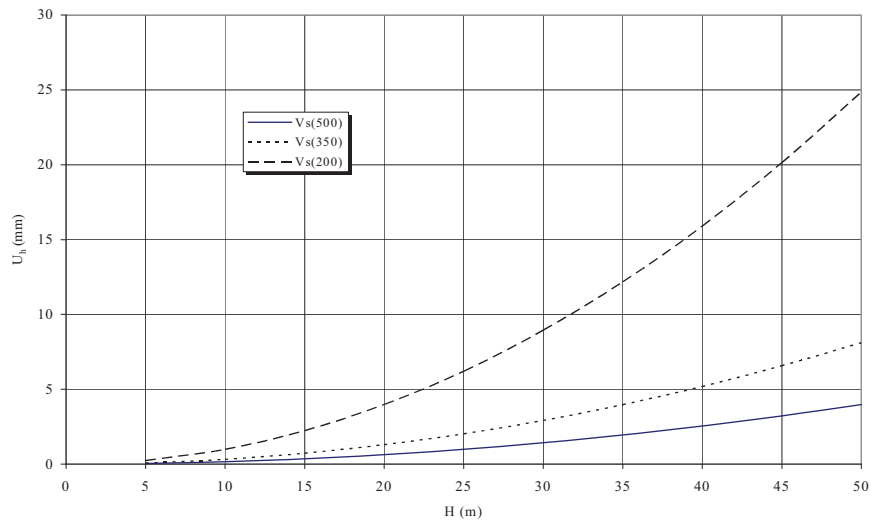
in cui  $S_a$  è l'accelerazione del suolo e  $z$  la distanza tra la superficie del terreno e un generico punto all'interno dell'ammasso (corrispondente, quindi, alla profondità di posa della tubazione).

Dalla (2) si evince che l'ampiezza dello spostamento si riduce con la profondità  $z$ , attingendo il valore massimo  $U_H$  in superficie. Essa, invece, s'incrementa al crescere del valore dell'accelerazione sismica e del periodo fondamentale del suolo: quindi, a parità di  $H$ ,  $U(z)$  è maggiore per terreni di modesta consistenza, caratterizzati cioè da ridotti valori di  $G$  e, quindi, di  $V_s$ .

## 2. INTERAZIONE TERRENO - CONDOTTA

L'interazione terreno-condotta è, come già osservato, un fenomeno di notevole complessità, in quanto dipende in maniera significativa dalle caratteristiche del terreno (potenza dello strato, densità, modulo di elasticità a taglio), dalle caratteristiche della tubazione (modulo elastico, diametro, spessore, profondità di posa), dall'accelerazione del suolo. Il fenomeno può essere schematizzato in modo estremamente semplificato mediante un *modello rigido*, ammettendo cioè che la condotta si adatti al movimento del terreno al passaggio dell'onda sismica, ipotizzando di conseguenza una deformazione della tubazione uguale a quella del suolo e trascurando, quindi, in pratica le caratteristiche della stessa nella modellazione del fenomeno. Il suddetto modello, introdotto da Newmark (1967), e riproposto nella bozza di normativa europea (ENV 1998), consente un'immediata valutazione del valore massimo sia della deformazione longitudinale  $\epsilon_{\max}$  che della curvatura  $\chi_{\max}$  della condotta.

Al solo scopo di fornire un orientamento sui possibili valori delle deformazioni del suolo, in Figura 2A è stato riportato l'andamento di  $U_H$  (valore massimo della deformazione in corrispondenza del piano di campagna), per  $S_a=0.10 g$ , al variare di  $H$ , per assegnati valori di  $V_s$  (200, 350 e 500 m/s).



**Figura 2a ~ Spostamenti del terreno in funzione di H e  $V_s$  (per  $S_a = 0.10 g$ )**

Con riferimento alla trattazione di Newmark si ottiene:

$$\varepsilon_{\max} = \frac{T_g \cdot S_a}{4 \cdot \pi \cdot V_s} \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \quad (3)$$

$$\chi_{\max} = \frac{S_a}{2V_s^2} \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \quad (4)$$

Il valore del parametro “ $S_a$ ” viene determinato in conformità con le indicazioni riportate nelle **Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C.) - Agg.G.U. n.29 del 4 febbraio 2008** e rappresenta l’accelerazione massima attesa in sito.

Il valore dell’accelerazione massima può essere determinato dalla relazione:

$$a_{\max} = S_a = a_g \cdot S_s \cdot S_T$$

dove:

$a_g$  = accelerazione su suolo rigido;

$S_s$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica (categoria di sottosuolo di riferimento);

$S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica.

Nel caso in esame si considera, cautelativamente, che il sottosuolo sia di tipo “C”, ovvero con velocità delle onde “S”, nei primi 30 m, comprese tra 180 – 360 m/s; nei calcoli si è assunto  $V_s = 300$  m/s.

Il coefficiente di amplificazione topografica è stato assunto pari a 1,0 (pendenza  $> 15^\circ$ ).

Il coefficiente  $S_s$  è ricavabile noti i Valori di  $F_0$  (amplificazione in sito),  $a_g$ , e la categoria di terreno:

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Per il territorio di interesse delle opere di progetto [assimilato al comune di Giugliano in Campania (NA)], i valori dei parametri sopra descritti assumono, considerando una Vita nominale dell'opera pari a 50 anni ed una Classe d' Uso II –  $C_u = 1,0$ , i valori riportati nella tabella che segue:

STATO LIMITE	Tr [anni]	$a_g$ [g]	Fo [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.043	2.368	0.285
SLD	50	0.057	2.343	0.315
SLV	475	0.153	2.395	0.350
SLC	975	0.195	2.459	0.352

Per la condizioni SLC (Stato Limite di Collasso) il valore di  $a_g$  è pari a  $0,195 \cdot g$ ,  $S_s = 1,67$  e pertanto:

$$a_{\max} = S_a = a_g \cdot S_s \cdot S_T \cong 3,2 \text{ m/s}^2$$

Applicando la relazione (3) e trascurando, a vantaggio di sicurezza, la riduzione dello spostamento del suolo con la profondità di posa  $z$  (peraltro poco significativo), si ottengono i seguenti valori della tensione sismica  $\sigma_s$ .

Materiale tubazione	H (m)	T <sub>g</sub> (s)	$\varepsilon_{\max}$	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )
PRFV	30 <sup>(*)</sup>	0.400	$3,40 \cdot 10^{-4}$	84,7
ACCIAIO	30	0.400	$3,40 \cdot 10^{-4}$	711,3
PVC-U	30	0.400	$3,40 \cdot 10^{-4}$	10,2

(\*) Per altezze dello strato deformabile di terreno  $H > 30\text{m}$  si assume comunque  $H$  pari a 30m.