



## CONSORZIO DI BONIFICA DELL'ORISTANESE

Via Cagliari n. 170 - Oristano

# "CONVERSIONE DELLA RETE DI DISTRIBUZIONE A CANALETTA DEL DISTRETTO A GRAVITA' DI PESARIA IN RETE TUBATA"

OPERE INFRASTRUTTURALI A VALERE SU FONDO SVILUPPO E COESIONE  
2021-2027



C.A.T. P0520

C.U.P.: G17H2000304002

C.I.G.: .....

## PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

Progettista  
Ing. Bravin Giorgio

Collaboratori  
Geom. Cicu Lorenzo  
Geol. Sanna Stefano

Responsabile Unico del Progetto  
Dott. Agr. Serafino Angelo Meloni

Il Consorzio di Bonifica dell'Oristanese  
Il Presidente  
Dott. Carlo Corrias

Titolo

Allegato

RELAZIONE DI CALCOLO STATICA TUBAZIONI

1.4

| Rev. | Data    | Nome file | Redattore           | Verificatore |
|------|---------|-----------|---------------------|--------------|
|      | 04/2024 |           | Ing. Bravin Giorgio |              |
|      |         |           |                     |              |
|      |         |           |                     |              |
|      |         |           |                     |              |



# **CONSORZIO DI BONIFICA DELL'ORISTANESE**

DPGRS N° 239 del 04.12.96

via Cagliari, 170 – 09170 ORISTANO



Opere infrastrutturali a valere su Fondo Sviluppo e Coesione 2021-2027

## ***CONVERSIONE DELLA RETE DI DISTRIBUZIONE A CANALETTA DEL DISTRETTO A GRAVITÀ DI PESARIA IN RETE TUBATA – I LOTTO***

C.A.T. P0520

### **PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA**

Decreto legislativo 31 marzo 2023, n. 36 - All.to I.7 art. 6

### **RELAZIONE DI CALCOLO STATICO DELLE TUBAZIONI**

## CALCOLO STATICO DELLE TUBAZIONI

La presente relazione di calcolo statico delle condotte è riferita alla rete interessata dal progetto di Fattibilità Tecnico Economica del I Lotto dei lavori di “CONVERSIONE DELLA RETE DI DISTRIBUZIONE A CANALETTA DEL DISTRETTO A GRAVITÀ DI PESARIA IN RETE TUBATA “ che prevede la realizzazione delle opere necessarie per la sostituzione di parte delle canalette esistenti e loro sostituzione con una rete tubata.

Il Consorzio per meglio interpretare la morfologia su cui si svilupperà la nuova rete ha provveduto ad effettuare un rilievo piano altimetrico delle opere esistenti. L'impianto di progetto prevede un servizio irriguo a mezzo di tubazioni interrate in pressione ed opere principali, inquadrabili nel sistema di distribuzione settoriale e aziendale, suddivisibili in condotte principali e distribuzione.

### Condotte principali

Dal nodo H-G della condotta si dipartono due condotte DN 1'200 il ramo est che si estende per 3'507 m dal quale si diramano lungo il percorso le condotte distributrici, mentre il ramo ovest si estende per 3'457 m sempre verso sud seguendo in parallelo il tratto arginato del fiume Tirso.

Lungo i vari tratti di avvicinamento si dipartono condotte che svolgono la funzione di distributrici dalle quali è prevista l'installazione di punti di presa diretti. Nel complessivo si prevede di estendere la rete di direttici per 8'151 metri per poter raggiungere tutti gli scompartimenti presenti.

### Condotta secondaria per distribuzione

Le condotte di distribuzione verranno realizzate da tubazioni DN 1'000 e DN 300 con un sviluppo complessivo rispettivamente di 9030 m e 2035 m.

Le condotte di distribuzione mirano a servire puntualmente tutti gli scompartimenti esistenti sopperendo anche a quelli che attualmente non sono raggiunti dalle canalette e vengono irrigati per trasferimento di volume da uno scompartimento a adiacente.

Nella figura seguente è riportato (in rosso) il tracciato delle condotte previste nel I Lotto funzionale.



## Cenni Legislativi

La verifica statica delle tubazioni è prescritta da diverse norme:

- Decreto ministeriale del 23 febbraio 1971 "Norme tecniche per gli attraversamenti e per i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie e altre linee di trasporto". (G.U. n.132 del 26/05/1971 – S.O.);
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" (G.U. 21/03/1974, n.76);
- Delibera interministeriale 4 febbraio 1977 "Criteri, metodologie e norme tecniche generali di cui all'art. 2, lettere b), d), ed e) della legge 10 maggio 1976, n.319, recante norme per la tutela delle acque dall'inquinamento" (G.U. 21/02/1977, n.48 – Supplemento);
- Decreto ministeriale 12 dicembre 1985 "Norme tecniche relative alle tubazioni" (G.U. 14/03/1986, n.61).

In particolare l'Allegato 4 "Norme tecniche generali per la regolamentazione della installazione e dell'esercizio degli impianti di fognatura e depurazione" della Delibera Interministeriale 4 febbraio 1977 recita: "le canalizzazioni devono essere sempre staticamente verificate ai carichi esterni permanenti ed accidentali tenendo conto anche della profondità di posa e delle principali caratteristiche geotecniche dei terreni di posa e di ricoprimento".

Il decreto ministeriale 12 dicembre 1985 prescrive inoltre che il progetto dimostri "L'affidabilità dell'opera progettata, che riguarda il grado di sicurezza statica, di resistenza alla corrosione, ..." e che siano "definite lungo le tubazioni e per le varie tratte di esse, le pressioni di esercizio  $p_E$ ... ed, in ogni caso per i tubi di grande diametro, devono essere determinate le pressioni complementari nonché le tensioni correlative alle effettive condizioni d'impiego delle tubazioni, come alla natura e all'altezza dei rinterri di copertura, ai sovraccarichi esterni (statici e dinamici)".

## Cenni bibliografici

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 anello opera in regime di pressoflessione e taglio: sollecitata da carichi esterni (peso proprio, rinterro e carichi accidentali), del carico idraulico e delle reazioni del terreno che la struttura mobilita. Esso si trova nelle migliori condizioni di stabilità quanto più la struttura ad anello sia premuta dalle reazioni che i suoi spostamenti sotto carico provocano: approssimando, cioè, lo stato ideale di compressione pura che si desta nell'anello sottile premuto dall'esterno da un carico radiale uniforme.

Il rapporto tra la condotta, ridotta strutturalmente ad anello, e il terreno è, ovviamente, diverso dallo stato ideale appena descritto. Esso dipende in modo essenziale dal rapporto tra la rigidità  $EI$  dell'anello e il modulo (di rigidità) del terreno, pensato, per esempio, alla maniera lineare di Winkler (1867). E con vari comportamenti, com'è evidente: a partire da un anello molto rigido per giungere ad un anello elastico.

Ma in ogni caso, mobilitando la reazione del terreno in varia misura: limitata alla parte inferiore (in assenza di selle di appoggio) nel caso di tubazioni rigide; aggiungendo una reazione vincolare nel secondo. In questa prospettiva di comportamento i tubi possono essere schematicamente classificati in tre categorie in funzione del rapporto interattivo dell'anello-tubo col terreno: tubi rigidi; tubi flessibili; tubi semi-rigidi.

### Tubi flessibili

Appartengono a questa categoria i tubi di materiale plastico (PE, PEAD, PRFV) e d'acciaio.

I tubi flessibili possono subire deformazioni significative prima di giungere alla rottura: comportamento che concorre, ovviamente ben prima della rottura, alla stabilità per le reazioni laterali sul tubo (spinta passiva) provocate dall'azione del materiale del rinfianco.

Il criterio di dimensionamento considera la massima ovalizzazione ammissibile: E' però anche necessaria la verifica all'instabilità (dell'equilibrio elastico).

La stabilità del sistema, tubo flessibile-terreno dipende dalla capacità del rinterro di dar luogo a una reazione passiva di appoggio: cioè del modulo del terreno schematizzato come suolo elastico, il cui valore dipende essenzialmente dalla qualità del rinterro e dalla sua compattazione, cioè dai magisteri impiegati per la sua posa.

### Tipi di trincea

La verifica statica di una tubazione per fognatura si svolge a partire dalla determinazione dei carichi permanenti e accidentali che gravano su di essa.

Nella determinazione del carico permanente che sollecita una condotta interrata un ruolo importante è riservato all'azione del rinterro. Lo studio di questa azione è stato oggetto di numerose ricerche qui si citeranno i risultati ottenuti da A. Marston e M.G. Sprangler.

L'analisi dello stato del terreno, rimosso e riportato, nel rapporto con le possibili forme della trincea e con i cedimenti legati al terreno stesso e a quelli della condotta può subire come corpo rigido o elasticamente deformabile, porta a diverse possibili configurazioni di carico.

Una prima distinzione riguarda il rapporto della condotta con il terreno ed il piano di posa: se posata sul fondo di una trincea scavata e successivamente riempita; oppure se posata sul terreno naturale e successivamente ricoperta con un rilevato; avendo cura, ovviamente, in entrambi i casi di creare un letto di posa con adatto materiale. L'interesse per quest'ultimo caso nasce dall'osservazione che le condotte posate in trincea la cui larghezza sia un multiplo significativo del diametro – due o tre volte – si comportano come quelle posate sul terreno e successivamente ricoperte.

Una finale e notevole osservazione è la seguente: la maggiore sollecitazione alla condotta dovuta al peso della terra che la sovrasta si ha al principio della sua esistenza come struttura. In prospettiva invece, il suo rapporto con il terreno tende a quello di una condotta inserita in un campo indefinito, anche partendo da una trincea stretta. I modi possibili di posa di una condotta sono rappresentati in figura 1, con riferimento alle prescrizioni della Norma UNI 7517, che tratta dei tubi di fibro-cemento.

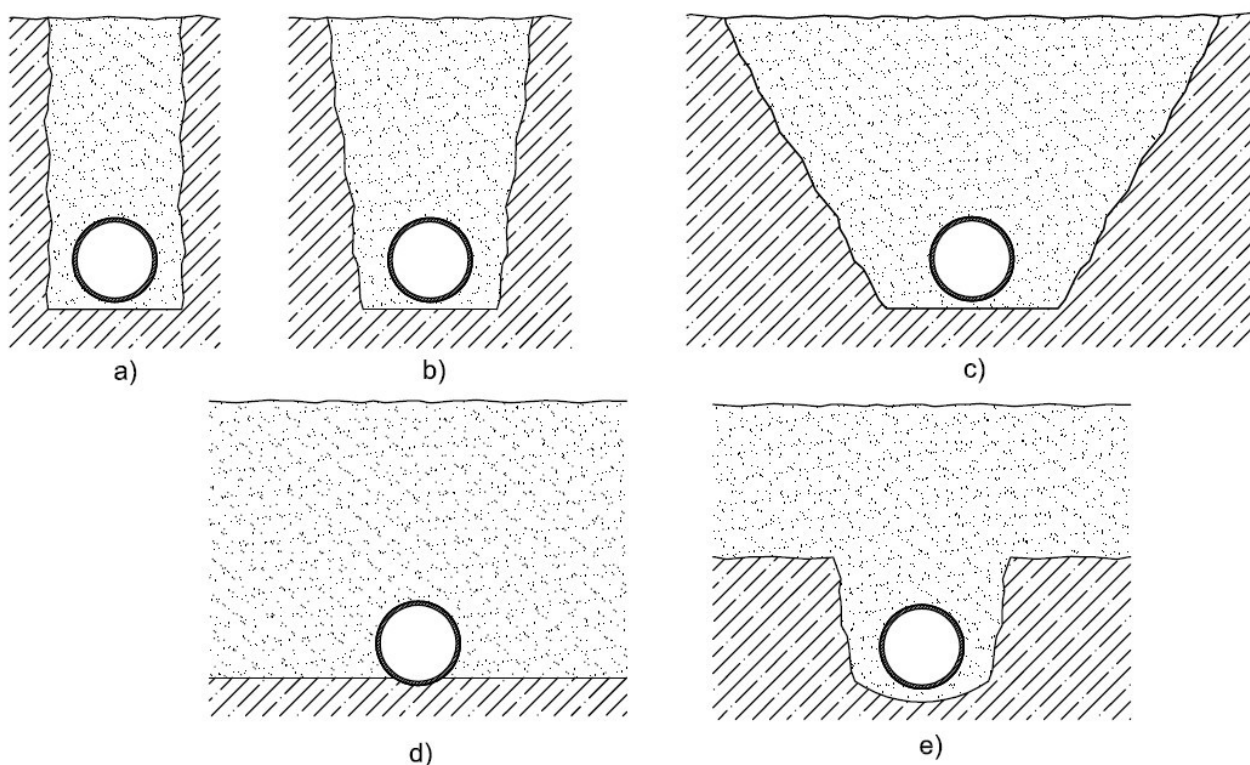


Figura 1: a) trincea stretta con pareti verticali; b) trincea stretta con pareti inclinate; c) trincea larga; d) trincea indefinita; e) trincea stretta con rinterro indefinito.

## Posa in trincea stretta

La norma UNI considera che una condotta sia posata in trincea stretta quando sia soddisfatta una delle seguenti condizioni:

1. se  $B \leq 2D$  e con  $H \geq 1,5B$ ;
2. se  $2D \leq B \leq 3D$  e con  $H \geq 3,5B$ ;

Essendo  $B$ , la larghezza effettiva della trincea a livello della generatrice superiore del tubo,  $H$  la profondità della trincea e  $D$  il diametro esterno della condotta.

In questo caso il peso  $Q$  del rinterro gravante sul cielo della tubazione è diminuito, rispetto a quello corrispondente al suo volume, per l'azione che l'attrito svolge nel contatto tra il terreno in posto e il rinterro: azione dipendente dal peso specifico  $\gamma$ , dall'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno indisturbato e dal coefficiente di attrito  $f$  nel legame con il rinterro, essendo  $f \leq \tan \varphi$ .

Indicato il coefficiente di spinta attiva:

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi / 2)$$

E' possibile calcolare il carico  $Q_{st}$  alla quota della generatrice superiore della condotta:

$$Q_{st} = C_t \gamma B^2 \text{ [N/m]}$$

$$C_t = \frac{1 - e^{(-2K_a f H / B)}}{2K_a f}$$

Qualora il valore del carico ottenuto dalla precedente espressione risultasse inferiore al peso del prisma sovrastante la condotta ( $\gamma DH$ ), si consiglia di assumere

$$Q_{st} = \gamma DH$$

Tale procedura è consigliata nella normativa francese: Ouvrages d'assainissement- Fascicule n. 70 - Janvier 1992.

Se la condotta è di tipo flessibile e i rinfilanchi ben compattati, il carico  $Q_{st}$  si riduce nel rapporto  $D/B$

$$Q_{st} = C_t \gamma B D$$

Tabella 1: caratteristiche dei terreni per il calcolo dei carichi secondo UNI 7517

| DESCRIZIONE DEL TERRENO                                 | Angolo di attrito interno $\varphi$ (gradi) | Peso specifico $\gamma$ |                   |
|---------------------------------------------------------|---------------------------------------------|-------------------------|-------------------|
|                                                         |                                             | kgf/m <sup>3</sup>      | kN/m <sup>3</sup> |
| Argilla umida comune                                    | 12                                          | 2000                    | 19,613            |
| Terreno paludoso, torboso (organico)                    | 12                                          | 1700                    | 16,671            |
| Argilla plastica, argilla sabbiosa                      | 14                                          | 1800                    | 17,652            |
| Sabbia argillosa                                        | 15                                          | 1800                    | 17,652            |
| Loess, loess argilloso                                  | 18                                          | 2100                    | 20,594            |
| Argilla fangosa                                         | 20                                          | 2000                    | 19,613            |
| Marna, argilla povera                                   | 22                                          | 2100                    | 20,594            |
| Fango, polvere di roccia                                | 25                                          | 1800                    | 17,652            |
| Sabbia non compressa (terrenosabbioso non stabilizzato) | 31                                          | 1700                    | 16.671            |
| Misto di cava di sabbia e ghiaia                        | 33                                          | 2000                    | 19.613            |
| Misto di cava di ghiaia e ciottoli                      | 37                                          | 1900                    | 18.633            |

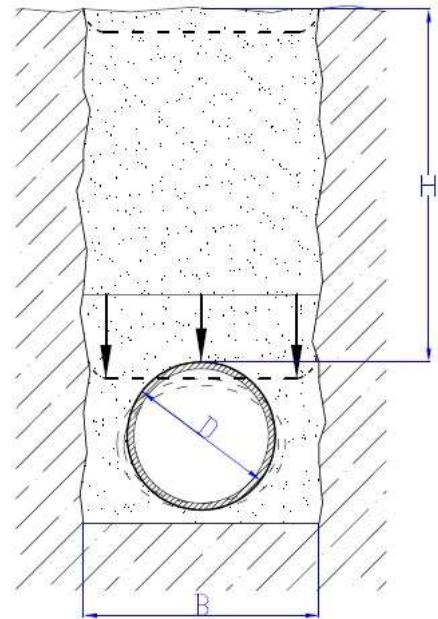
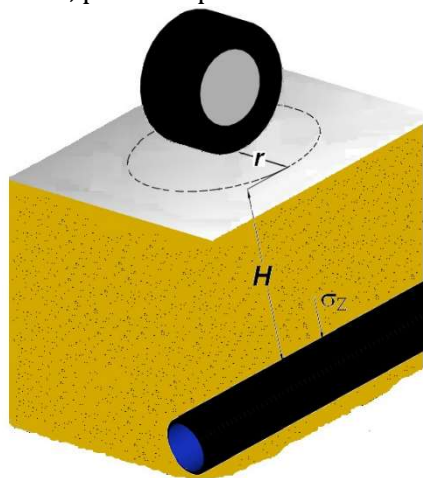


Figura 2: assestamento del rinterro in presenza di tubo flessibile.

## AZIONE DEI SOVRACCARICHI VERTICALI

I sovraccarichi verticali che gravano sulla condotta sono essenzialmente di due tipi: concentrati o distribuiti; applicati con modalità statica (lentamente) oppure, più spesso, dinamica: il passaggio di un veicolo, per esempio.



Essi si diffondono nel terreno e sollecitano variamente la condotta interrata con un carico specifico, a parità di ogni altra condizione, essendo tanto minore il carico quanto più profonda sia la condotta stessa.

Le modalità di diffusione del carico, e quindi la frazione di esso che sollecita la condotta sono legate, oltre che alla profondità, al tipo di carico, alla distribuzione dei carichi concentrati (l'interasse delle ruote, per esempio per un carico mobile) e all'estensione del carico, se distribuito: principalmente per determinare quale sia l'estensione di condotta esposta alla sua azione.

I casi di interesse sono: carico concentrato e puntuale sulla verticale della generatrice superiore della condotta; carichi concentrati da convoglio; carichi uniformemente distribuiti.

Figura 3: azione di un sovraccarico su una condotta

Fissato l'asse verticale  $z$ , di riferimento coincidente con la retta di azione del carico  $P$ , il valore della tensione  $\sigma_z$  (compressione) alla profondità  $z$  sulla circonferenza di raggio  $r$ :

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(z^2 + r^2)^{5/2}}$$

Occorre rilevare come l'aumento della profondità concorra in modo notevole a diminuire il carico specifico.

L'equazione consente di calcolare la tensione specifica  $\sigma_z$  trasmessa alla condotta quale sia la composizione del carico: con più facilità per i carichi concentrati; con un'integrazione estesa alla superficie interessata da quelli distribuiti.

### Carichi concentrati secondo il convoglio tipo

I convogli tipo secondo DIN1072 sono rappresentati dai due tipi di autocarro: pesante HT e leggero LT, secondo gli schemi indicati in figura 4.

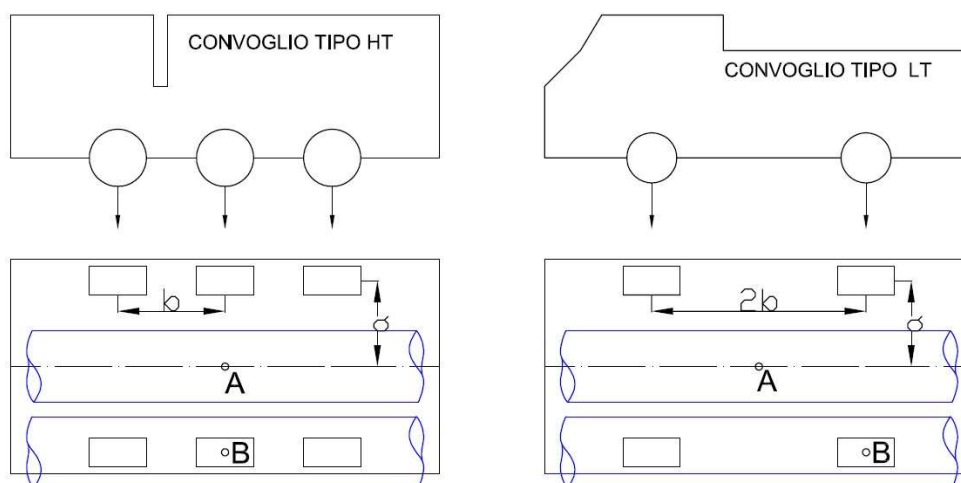


Figura 4: schemi di carico per convogli tipo

Tabella 2: carico per ruota per veicoli normali (DIN1072)

| 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        | 45                      |           |                             |                              |

Indicato con 2a l'interasse tra le ruote in senso trasversale, con 2b quello longitudinale per la classe LT e con b l'interasse per la classe HT, si vuole determinare con riferimento alla classe HT il carico unitario  $\sigma_z$  nei due casi seguenti: condotta in posizione assiale (punto A); condotta posta direttamente sotto il treno di ruote (punto B).

$$\sigma_z(A) = \frac{3P}{2\pi H^2} \left[ 2 \left( 1 + \frac{a^2}{H^2} \right)^{-5/2} + 4 \left( 1 + \frac{a^2 + b^2}{H^2} \right)^{-5/2} \right]$$

$$\sigma_z(B) = \frac{3P}{2\pi H^2} \left[ 1 + \left( 1 + \frac{4a^2}{H^2} \right)^{-5/2} + 2 \left( 1 + \frac{b^2}{H^2} \right)^{-5/2} + 2 \left( 1 + \frac{4a^2 + b^2}{H^2} \right)^{-5/2} \right]$$

L'applicazione dell'equazione relativa ad una condotta interrata in posizione assiale rispetto ai veicoli in transito fornisce per altezze di ricoprimento inferiori a 2 m ( $H < 2m$ ), valori sensibilmente inferiori a quelli che si ottengono nel caso di condotta posata sotto ai pneumatici dei veicoli. Questo perché i carichi relativamente lontani da A hanno un effetto modesto alle basse profondità, tale effetto diventa significativo per  $H > 2$  m.

Nel caso di veicoli di classe LT la condizione più gravosa risulta quella in cui la condotta venga posata in prossimità del passaggio dei pneumatici (B) ed in particolare di quelli posteriori. Considerando che la norma fissa il carico sulle ruote posteriori, doppio rispetto a quello sulle anteriori:

$$\sigma_z(B) = \frac{3P_a}{2\pi H^2} \left[ 2 + 2 \left( 1 + \frac{4a^2}{H^2} \right)^{-5/2} + \left( 1 + \frac{4b^2}{H^2} \right)^{-5/2} + \left( 1 + \frac{4a^2 + 4b^2}{H^2} \right)^{-5/2} \right]$$

Le equazioni possono essere esplicitate considerando  $a = 1$  m e  $b = 1,5$  m per convogli tipo.

Convoglio HT:  $\sigma_z = 0,5281 \frac{P}{H^{1,0461}};$

Convoglio LT:  $\sigma_z = 0,8743 \frac{P_a}{H^{1,5194}};$

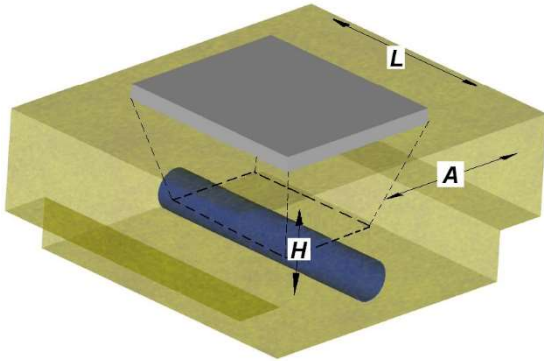
I valori di  $\sigma_z$  calcolati si incrementano per carico dinamico, di un coefficiente  $\varphi$  così determinato:

- $\varphi = 1$  carico statico;
- $\varphi = 1 + 0,3 / H$  per strade e autostrade;
- $\varphi = 1 + 0,6 / H$  per ferrovia.

Si può calcolare il carico  $P_v$  che sollecita una condotta di diametro  $D$ (esterno) alla profondità  $H$ :

$$P_v = \sigma_z D \phi$$

Sovraccarichi distribuiti



Per il caso di carico uniformemente distribuito  $p$  per unità di superficie sull'area  $AL$ ,  $A$ , il carico per unità di lunghezza sulla generatrice superiore del tubo con altezza di ricoprimento  $H$ , è dato da:

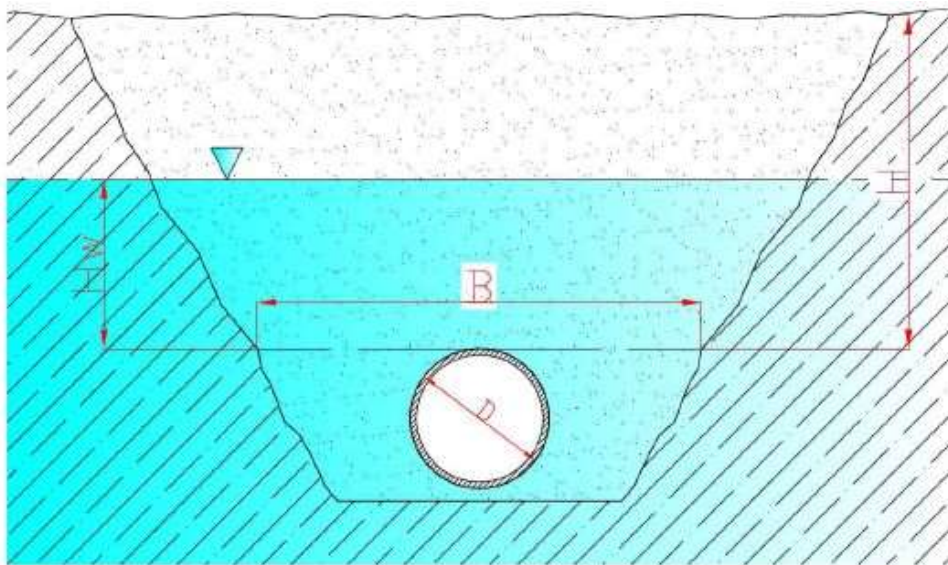
$$P_{vd} = C_d p D \phi$$

Dove il valore  $C_d$  è tabellato e dipende da  $A/2H$  e  $L/2H$ .

Figura 7: azione di un sovraccarico distribuito su una condotta

## AZIONI DOVUTE ALL'ACQUA

Posa in presenza di una falda



Nel caso in cui la canalizzazione fosse posta sotto il livello della falda freatica è da porre in conto la pressione idrostatica che la falda esercita sulla condotta.

Indicata con  $H_w$  l'altezza della superficie libera della falda sulla sommità della canalizzazione, il carico dovuto alla pressione idrostatica esterna è dato dalle espressioni:

$$Q_w = \gamma_w (H_w + D / 2) D$$

Dove  $\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua in  $N/m^3$ .

Peso dell'acqua contenuta nel tubo

Si considera il peso dell'acqua che occupa l'intera sezione della condotta oppure la sezione con grado di riempimento 75%, i carichi  $P_a$  sono rispettivamente ( $\gamma_w: 9,810 N/m^3$ ):

$$P_a = 7,70 d^2 [kN/m]; P_a = 6,20 d^2 [kN/m].$$

## VERIFICA STATICA DI TUBAZIONI FLESSIBILI

Per la verifica statica di tubazioni flessibili si può fare riferimento alla norma AWWA (American Water Works Association) C950/88. Le verifiche vanno effettuate considerando caratteristiche a lungo termine dei materiali, dal momento che i materiali plastici presentano un decadimento nel tempo delle caratteristiche meccaniche. Le operazioni da effettuare per la verifica statica delle tubazioni flessibili sono le seguenti:

- calcolo e verifica dell'inflessione diametrale a lungo termine;
- calcolo e verifica della sollecitazione o deformazione a flessione della sezione trasversale;
- calcolo e verifica del carico critico di collasso.

Se una di queste tre verifiche non avesse esito positivo occorrerà una delle seguenti misure:

- migliorare i parametri di installazione
- migliorare le proprietà meccaniche della parete strutturale del tubo;
- una combinazione delle precedenti misure.

### Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale

L'inflessione massima anticipata nella tubazione, con il 95% di probabilità, è fornita dall'espressione:

$$\Delta y = \frac{(D_e W_c + W_L) K_x r^3}{E_t I + 0,061 K_a E_s r^3} + \Delta a$$

Dove:

$\Delta y$ : inflessione verticale del tubo [cm];

$D_e$ : fattore di ritardo dell'inflessione che tiene conto che il terreno continua a costiparsi nel tempo [adimensionale];

$W_c$ : carico verticale del suolo sul tubo per unità di lunghezza [N/cm];

$W_L$ : carico mobile sul tubo per unità di lunghezza [N/cm];

$K_x$ : coefficiente di inflessione, dipende dalla capacità di sostegno fornita dal suolo all'arco inferiore di appoggio del tubo [adimensionale].

$r$ : raggio medio del tubo, pari a  $(D-s)/2$  [cm];

$I$ : momento di inerzia di una lunghezza unitaria di tubo;

$E_t$ : modulo elastico del materiale di costruzione del tubo;

$E_t I$ : fattore di rigidità trasversale per la tubazione [Ncm];

$E_s$ : modulo elastico del terreno [N/cm<sup>2</sup>];

$K_a$ ,  $\Delta a$  sono parametri che consentono di passare dall'inflessione media (50% di probabilità) all'inflessione massima caratteristica (95% di probabilità).

Tabella 3: Fattore di ritardo di inflessione

| Tipo di rinterro e grado di costipamento                                  | $D_e$ |
|---------------------------------------------------------------------------|-------|
| Rinterro poco profondo con grado di costipamento da moderato ad elevato   | 2,0   |
| Materiale scaricato alla rinfusa o grado di costipamento leggero (scarso) | 1,5   |

Tabella 4: Coefficiente di inflessione  $K_x$

| Tipo di installazione                                                                                                                                                                                                | Angolo equivalente di letto [gradi] | Coefficiente $K_x$ |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------|--------------------|
| Fondo sagomato con materiale di riempimento ben costipato ai fianchi del tubo (densità proctor $\geq 95\%$ ) o materiale di letto e rinfianco di tipo ghiaioso leggermente costipato (densità Proctor $\geq 70\%$ ). | 180                                 | 0,083              |
| Fondo sagomato con materiale di riempimento moderatamente costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor $\geq 85\%$ e $< 95\%$ ) o materiale di letto e rinfianco di tipo ghiaioso                                  | 60                                  | 0,103              |
| Fondo piatto con materiale di riempimento sciolto posato ai fianchi del tubo (non raccomandato)                                                                                                                      | 0                                   | 0,110              |

Tabella 5: valori dei parametri  $K_a$  e  $\Delta a$

| Altezza H del rinterro [m]                                                       | $\Delta a$ | $K_a$ |
|----------------------------------------------------------------------------------|------------|-------|
| $H \leq 4,9$ m                                                                   | 0          | 0,75  |
| $H > 4,9$ m e materiale scaricato alla rinfusa con leggero grado di costipamento | 0,02D      | 1,0   |
| $H > 4,9$ m e materiale con moderato grado di costipamento                       | 0,01D      | 1,0   |
| $H > 4,9$ m e materiale con elevato grado di costipamento                        | 0,005D     | 1,0   |

L'inflessione massima a lungo termine delle tubazioni flessibili interrato non dovrà superare il valore cui corrisponde la sollecitazione o deformazione ammissibile stabilita dal fabbricante. L'inflessione dovrà comunque non inficiare la funzionalità dell'opera: compresa la tenuta dei giunti e l'integrità dell'eventuale rivestimento.

L'inflessione è fortemente dipendente dal modulo di reazione del suolo e, praticamente, inversamente proporzionale al medesimo, mentre dipende relativamente poco dal fattore di rigidità della tubazione e di conseguenza è anche poco influenzata dal decadimento nel tempo delle caratteristiche meccaniche (diminuzione di  $E_t$ ).

Ai fini del contenimento dell'inflessione è quindi teoricamente più conveniente agire sul miglioramento delle condizioni di posa (sottofondo e rinfianco con terreno a grana grossolana e costipamento del letto e del rinfianco) piuttosto che sull'aumento dell'indice di rigidezza delle tubazioni impiegate.

Calcolo e verifica della sollecitazione o deformazione massima di flessione

La sollecitazione o deformazione massima di flessione che risulta dall'inflessione del tubo non deve eccedere la resistenza a flessione del prodotto, ridotta di un fattore di sicurezza. Sarà:

$$\sigma = D_f E_t \left( \frac{\Delta y}{D} \right) \left( \frac{s}{D} \right) \leq \frac{\sigma_{\lim}}{\mu};$$

$$\varepsilon = D_f \left( \frac{\Delta y}{D} \right) \left( \frac{s}{D} \right) \leq \frac{\varepsilon_{\lim}}{\mu};$$

dove:

$\sigma$ : tensione dovuta alla deflessione diametrale [N/cm<sup>2</sup>];  $\sigma_{\lim}$ : tensione limite ultima;

$D_f$ : fattore di forma, privo di dimensioni, i cui valori sono stati parametrizzati dalla norma ANSIWWA C950/88 in funzione dell'indice di rigidezza RG della tubazione e delle caratteristiche geotecniche del rinterro;

$\mu$ : coefficiente di sicurezza, fissato dalla norma pari a 1,5;  $\varepsilon$ : deformazione massima risultante;

$\varepsilon_{\lim}$ : deformazione limite ultima;

I valori  $\sigma_{\lim}$  e  $\varepsilon_{\lim}$  vengono forniti dal produttore della tubazione. Si definisce indice di rigidità trasversale la grandezza:

$$RG = \frac{E_t I}{D_m^3}$$

Dove  $D_m$ : diametro medio della condotta (D-s).

Tabella 6: fattore di forma  $D_f$

| Indice di<br>rigidezza della<br>tubazione RG<br>[N/m <sup>2</sup> ] | Tipo di materiale di sottofondo e rinfiando e grado di costipamento |                          |                          |                          |
|---------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
|                                                                     | Ghiaioso                                                            |                          | Sabbioso                 |                          |
|                                                                     | Da naturale a<br>leggero                                            | Da moderato a<br>elevato | Da naturale a<br>leggero | Da moderato a<br>elevato |
| 1150                                                                | 5,5                                                                 | 7,0                      | 6,0                      | 8,0                      |
| 2300                                                                | 4,5                                                                 | 5,5                      | 5,0                      | 6,5                      |
| 4600                                                                | 3,8                                                                 | 4,5                      | 4,0                      | 5,5                      |
| 9200                                                                | 3,3                                                                 | 3,8                      | 3,5                      | 4,5                      |

Verifica all'instabilità all'equilibrio elastico

Una tubazione sollecitata da forze radiali uniformemente distribuite e dirette verso il centro di curvatura, dapprima rimane circolare, poi, all'aumentare delle forze, si riflette ovalizzandosi (deformata a due lobi) e progressivamente si ha deformata a tre lobi, ecc.

Il carico critico  $p_{cr}$  per unità di superficie vale:

$$p_{cr} = (n_L^2 - 1) \frac{E_t I}{r^3}$$

Dove  $n_L$  è il numero di lobi della deformata.

Il carico critico che provoca la deformazione a due lobi è quindi pari a:

$$p_{cr} = 3 \frac{E_t I}{r^3} = 24RG$$

La forza critica per unità di lunghezza che determina l'instabilità elastica è:

$$P_{cr} = p_{cr} D$$

In una tubazione interrata, la pressione che determina l'instabilità elastica dipende non solamente dall'indice di rigidezza della tubazione RG, ma anche dal modulo elastico  $E_s$  del suolo che circonda la tubazione in quanto il sistema terreno tubazione si comporta come un'unica entità.

La norma ANSI-AWWA C950/88 fornisce la seguente espressione di stima della pressione ammissibile:

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

Dove:

$q_a$ : pressione di schiacciamento ammissibile [N/cm<sup>2</sup>];

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

$R_w$ : fattore di spinta idrostatica in presenza di falda:

$$R_w = 1 - 0,33(H_w / H) \text{ con } 0 \leq H_w \leq H$$

$B'$ : coefficiente empirico di supporto elastico (adimensionale) fornito dalla relazione:

$$B' = 1 / (1 + 4e^{-0,213H})$$

H: altezza di rinterro [cm];

$H_w$ : altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione [cm];

La norma americana precisa che la relazione precedente risulta valida nelle seguenti condizioni:

- senza vuoto interno:  $H \geq 60$  cm;

- con vuoto interno:  $H \geq 120$  cm;

L'espressione precedente mostra come la pressione ammissibile di schiacciamento, sia condizionata in egual misura dall'indice di rigidezza della tubazione e dal modulo elastico del materiale di sottofondo e rinfiando della tubazione.

Quando la verifica all'instabilità elastica non è soddisfatta converrà in generale prevedere l'uso di una tubazione a più elevato indice di rigidità.

Quando si è in presenza di inflessioni diametrali  $\Delta y/D$  prossime al valore massimo ammissibile si dovrà usare un fattore di progettazione  $FS=3$ .

La verifica all'instabilità elastica si esegue confrontando la pressione ammissibile  $q_a$  con la risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati.

La norma ANSI-AWWA considera due casi:

- depressione interna a causa di transitori;
- sovraccarichi mobili.

In presenza di depressione interna dovrà risultare:

$$\gamma_w H_w + R_w \frac{W_c}{D} + P_v \leq q_a$$

Dove:

$P_v$  è la depressione interna in N/cm<sup>2</sup> (pressione atmosferica meno pressione assoluta interna).

In presenza di sovraccarichi mobili dovrà risultare:

$$\gamma_w H_w + R_w \frac{W_L}{D} \leq q_a$$

L'inflessione diametrale e conseguentemente le sollecitazioni e le deformazioni, come pure la pressione massima ammissibile di schiacciamento, in una tubazione flessibile interrata dipendono in maniera determinante dal modulo di elasticità del suolo e quindi dal tipo di terreno utilizzato per il sottofondo ed il rinfianco della tubazione e dal suo grado di costipamento.

Il progettista dovrà accuratamente definire quindi le condizioni di posa e valutare attentamente se la posa della struttura può, nel tempo, subire alterazioni per effetto di altri interventi antropici, quali ad esempio la posa di altri sottoservizi, nello stesso suolo. Il direttore dei lavori dovrà accettare che le modalità esecutive dell'opera consentano di ottenere i requisiti di posa previsti in progetto.

Di seguito viene riportata la verifica della condotta DN1200 che rappresenta il diametro maggiore di quelli previsti nel presente I Lotto funzionale della "CONVERSIONE DELLA RETE DI DISTRIBUZIONE A CANALETTA DEL DISTRETTO A GRAVITÀ DI PESARIA IN RETE TUBATA".

Poiché tale verifica è positiva, si omettono quelle per diametri minori in quanto, non avendo maggiori dettagli sulle condizioni al contorno, il coefficiente di sicurezza cresce col diminuire del DN.

## Verifica della deformazione di una tubazione secondo il metodo di Marston-Spangler

| Tubazione                  | Ricoprimento    | Falda         | Compattazione  | Sovraccarico statico      | Sovraccarico Dinamico        | RISULTATO       |
|----------------------------|-----------------|---------------|----------------|---------------------------|------------------------------|-----------------|
| <b>Liscio DN1200 SN5.3</b> | <b>H = 1.2m</b> | <b>H = 1m</b> | <b>Leggera</b> | <b>No sovrac. statico</b> | <b>HT26 (P = 35kN/ruota)</b> | <b>POSITIVO</b> |

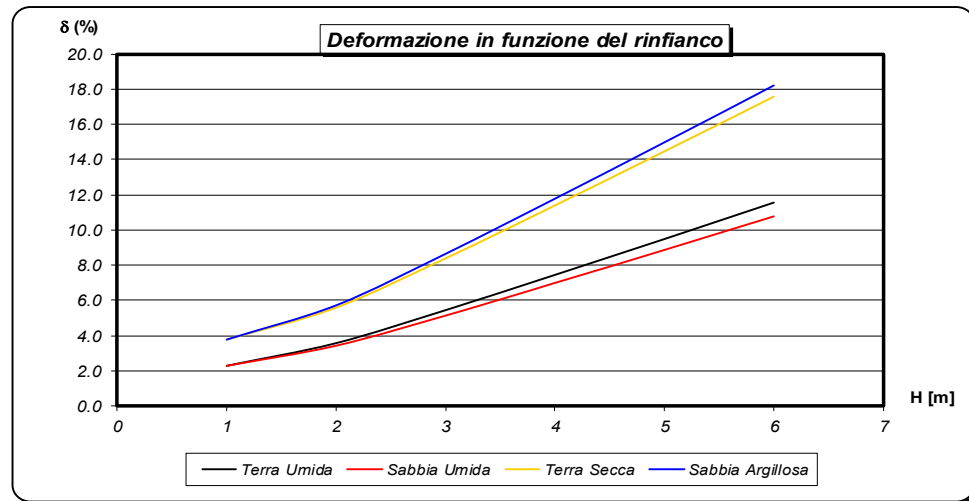
| Dati dimensionali del Tubo               |                        |        |                   |
|------------------------------------------|------------------------|--------|-------------------|
| Diametro                                 | DN =                   | 1200   | mm                |
| Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969) | SN =                   | 5.3    | kN/m <sup>2</sup> |
| Modulo di elasticità                     | E <sub>m</sub> =       | 150000 | kN/m <sup>2</sup> |
| Tipo di parete                           | Liscio                 |        |                   |
| Dati dello scavo                         |                        |        |                   |
| Larghezza                                | B =                    | 1.800  | m                 |
| Altezza sull'estradosso                  | H =                    | 1.20   | m                 |
| Tipologia del terreno indisturbato       | Terreno misto compatto |        |                   |
| Tipologia del terreno di rinfianco       | Sabbia secca           |        |                   |
| Peso specifico rinterro                  | γ <sub>t</sub> =       | 15     | kN/m <sup>3</sup> |
| Angolo di attrito interno                | φ =                    | 33     | °                 |
| Coeff. di attrito rinterro/pareti        | μ =                    | 0.65   |                   |
| Angolo di supporto                       | 2α =                   | 180    | °                 |
| Tipo di compattazione                    | Leggera                |        |                   |
| Modulo di elasticità terreno             | E <sub>t</sub> =       | 2800   | kN/m <sup>2</sup> |
| Altezza della falda sulla tubazione      | h =                    | 1      | m                 |
| Peso specifico sommerso del riempimento  | γ' =                   | 15.9   |                   |
| Verifica tipo di trincea (UNI 7517)      | Trincea larga          |        |                   |
| Determinazione carico statico            |                        |        |                   |
| Coeff. di spinta attiva                  | K <sub>a</sub> =       | 0.295  |                   |
| Coeff. di carico statico                 | χ =                    | 0.109  |                   |
| Carico idrostatico                       | Q <sub>idr</sub> =     | 17.658 | kN/m              |
| Sovraccarico statico                     | Q <sub>svc</sub> =     | 0.000  | kN/m              |
| Carico statico                           | Q <sub>st</sub> =      | 40.338 | kN/m              |
| Determinazione carico dinamico           |                        |        |                   |
| Tipologia di traffico (DIN 1072)         | HT26                   |        |                   |
| Carico per ruota                         | P =                    | 35     | kN/ruota          |
| Coeff. dinamico                          | ω =                    | 1.25   |                   |
| Tensione dinamica                        | σ <sub>z</sub> =       | 15.274 | kN/m <sup>2</sup> |
| Carico dinamico                          | Q <sub>d</sub> =       | 22.911 | kN/m              |
| Carico TOTALE                            |                        |        |                   |
| Carico totale                            | Q =                    | 63.249 | kN/m              |
| Coeff. di sottofondo                     | K =                    | 0.083  |                   |
| Coeff. di deformazione differita         | F =                    | 1.5    |                   |
| Deformazione assoluta                    | Δd =                   | 36.93  | mm                |
| Deformazione relativa %                  | δ =                    | 3.078  | %                 |
| Tubazione verificata                     |                        |        |                   |

Il fornitore e i realizzatori del presente software non assumono alcuna responsabilità diretta o indiretta sull'uso e sui risultati forniti dal programma. Resta sempre e comunque convenuto che l'utente deve verificare personalmente i risultati, per i quali si assume la piena ed esclusiva responsabilità.

| Tabelle riassuntive                                                      |                  |         |       |      |      |         |       |      |      |          |       |       |      |
|--------------------------------------------------------------------------|------------------|---------|-------|------|------|---------|-------|------|------|----------|-------|-------|------|
| Deformazione % in funzione della compattazione del rinfianco (Tabella 2) |                  |         |       |      |      |         |       |      |      |          |       |       |      |
| SN = 5.3                                                                 |                  |         |       |      |      |         |       |      |      |          |       |       |      |
| DN                                                                       | Rinfianco        | H = 1 m |       |      |      | H = 2 m |       |      |      | H = 3 m  |       |       |      |
|                                                                          |                  | R       | L     | M    | A    | R       | L     | M    | A    | R        | L     | M     | A    |
| 1200                                                                     | Sabbia umida     | 5.67    | 2.26  | 1.03 | 0.54 | 8.55    | 3.41  | 1.55 | 0.81 | 12.87    | 5.14  | 2.33  | 1.22 |
|                                                                          | Sabbia argillosa | 7.57    | 3.77  | 2.26 | 1.03 | 11.50   | 5.74  | 3.44 | 1.56 | 17.37    | 8.67  | 5.19  | 2.36 |
|                                                                          | Terra secca      | 7.57    | 3.77  | 2.26 | 1.03 | 11.23   | 5.60  | 3.36 | 1.53 | 16.83    | 8.39  | 5.03  | 2.29 |
|                                                                          | Terra umida**    | 5.67    | 2.26  | 1.03 | 0.54 | 8.93    | 3.56  | 1.62 | 0.85 | 13.63    | 5.44  | 2.47  | 1.29 |
|                                                                          |                  |         |       |      |      |         |       |      |      |          |       |       |      |
| DN                                                                       | Rinfianco        | H = 4 m |       |      |      | H = 5 m |       |      |      | H = 6 m* |       |       |      |
|                                                                          |                  | R       | L     | M    | A    | R       | L     | M    | A    | R        | L     | M     | A    |
| 1200                                                                     | Sabbia umida     | 17.49   | 6.98  | 3.17 | 1.66 | 22.23   | 8.87  | 4.03 | 2.11 | 27.02    | 10.79 | 4.90  | 2.57 |
|                                                                          | Sabbia argillosa | 23.65   | 11.79 | 7.07 | 3.21 | 30.07   | 15.00 | 8.99 | 4.08 | 36.56    | 18.24 | 10.93 | 4.96 |
|                                                                          | Terra secca      | 22.82   | 11.39 | 6.83 | 3.10 | 28.97   | 14.45 | 8.66 | 3.93 | 35.19    | 17.55 | 10.52 | 4.78 |
|                                                                          | Terra umida**    | 18.63   | 7.44  | 3.38 | 1.77 | 23.75   | 9.48  | 4.31 | 2.25 | 28.92    | 11.54 | 5.24  | 2.75 |

\*Ci si è limitati ai 6 metri in quanto gli usuali escavatori operano fino a profondità nell'ordine dei 6 metri, con magisteri di sostegno via via più impegnativi e costosi a misura che aumenta con la profondità.

\*\*Occorre sottolineare come la tipologia "Terra Umida", pur geotecnicamente adatta all'uso, può presentare pietre e materiali vari che possono mettere in crisi la tubazione.



Tipo di compactazione: **Leggera**