

REGIONE: **CAMPANIA**

PROVINCIA: **AVELLINO**

COMUNE: **MONTEMARANO**

COMMITTENTE: **AMMINISTRAZIONE COMUNALE**

PROGETTO: **realizzazione, potenziamento, adeguamento e
rifunzionalizzazione della rete fognaria comunale – 1°
LOTTO FUNZIONALE**

FASE: **ESECUTIVA**

ELABORATO: **PROGETTO RETE FOGNARIA:
RELAZIONE DI CALCOLO**

Il progettista:
dott.ing. GERARDO MUSTO

A circular professional stamp of Gerardo Musto, an engineer (Ingegnere) registered in the Order of Engineers of the Province of Avellino (Ordine degli Ingegneri della Provincia di Avellino). The stamp includes his name, title, and registration number 1908. Below the stamp is a handwritten signature in blue ink.

Visto:

Approvazioni:

Data: **marzo 2026**
File: Montemarano (Av) – fogna 1°Lotto

Elab.: **FOGN 10**
Scala:

*Gerardo Musto ingegnere
Via Cardilli n°47
82018 San Giorgio del Sannio (Bn)
tel. e fax 0824/58908*



1. Dati di input

2.1 Acque nere

La portata nera è stimabile mediante due diverse metodologie:

- *la prima fa riferimento al calcolo in base alla densità abitativa ed all'apporto procapite in fognatura derivante dall'uso dell'acqua distribuita dall'acquedotto;*
- *la seconda fa riferimento al concetto di unità di scarico.*

2.2 Metodologia abitanti equivalenti

La portata nera media è stimata secondo la seguente relazione: $Q_n = \phi * D * Nab / 86400$

in cui:

- **Φ** indica il coefficiente di deflusso cioè l'apporto procapite in fognatura derivante dall'uso dell'acqua distribuita dall'acquedotto; da porsi usualmente pari a 0.8;
- **D** la dotazione idrica espressa in l/d ab; in funzione della tipologia di centro abitato;
- **N** il numero di abitanti equivalenti;

La portata nera di punta è data dalla relazione:

$$Q_n = (P_g * P_o * \phi * D * Nab) / 86400$$

in cui sono P_g e P_o il coefficiente di punta giornaliero e orario posti abitualmente pari a 1.5. Per il calcolo degli abitanti equivalenti si utilizza la tabella di conversione riportata nel seguito che permette in funzione della tipologia di utenza di determinare il numero di abitanti equivalenti. La tabella è conforme a quanto prescritto da D.Lgs 152/06.

Tipo di utenza	Abitanti equivalenti
Abitazioni	1 a.e. ogni persona
Alberghi, agriturismi, villaggi turistici	1 a.e. ogni persona + 1 a.e. ogni 3 addetti
Campeggi	1 a.e. ogni 2 persone + 1a.e. ogni 3 addetti

Ristoranti	1 a.e. ogni 3 coperti + 1 a.e. ogni 3 addetti
Bar	1 a.e. ogni 10 clienti + 1 a.e. ogni 3 addetti
Cinema, teatri, sale convegni	1 a.e. ogni 10 posti + 1 a.e. ogni 3 addetti
Scuole	1 a.e. ogni 6 alunni
Uffici, negozi, attività commerciali	1 a.e. ogni 3 impiegati
Fabbriche, laboratori	1 a.e. ogni 2 lavoratori

2.3 Metodologia Unità di scarico

L'unità di scarico è definita dalla portata di 0.25 l/s. Il calcolo della portata scaricata fa generalmente riferimento al numero delle unità di scarico. Gli apparecchi sono classificati per gruppi, detti appunto gruppi di unità di scarico, ciascuno caratterizzato dalla stessa portata di scarico costante: con numerazione di classifica eguale o multipla dell'unità di scarico di 0.25 l/s.

La successiva tabella indica il gruppo delle unità di scarico dei principali apparecchi a uso civile. Considerata una sezione di una colonna o di un collettore, la massima portata che può essere scaricata dagli apparecchi allacciati a monte dipende dal numero degli apparecchi che probabilmente sono in funzione contemporaneamente, con riferimento anche alla destinazione d'uso dell'edificio. Detta Q_t la portata totale degli apparecchi allacciati a monte della sezione considerata, la portata probabile Q_p è data dalla relazione sperimentale $Q_p = K_r \sqrt{Q_t}$ in cui K_r coefficiente tabulato nella tabella successiva. La Q_p è espressa in l/s.

Tipologia uso	Tipo di apparecchio idrosanitari	Portata di scarico Q in l/s - UNITA' DI SCARICO
civile	bacinella ad uso dentistico	0.25
civile	fontanella a zampillo	0.25
civile	lavabo	0.50
civile	bidet	0.50
civile	lavabo a canale (3 rubinetti)	0.50
civile	centrifuga ad uso domestico	0.50
civile	piatto doccia	0.50
civile	vasca da bagno	1.00
civile	lavapiedi	1.00
civile	lavabo a canale (10 rubinetti)	1.00
civile	orinatoio	1.00
civile	lavello da cucina doppio	1.00
civile	lavastoviglie	1.00
civile	lavatoio per lavanderia	1.00
civile	lavatrice fino a 6 kg	1.00

civile	pozzetto a pavimenti con uscita D = 63 mm	1.00
civile	vasca da bagno terapeutica	1.50
civile	lavatrice da 7 kg a 12 kg	1.50
civile	pozzetto a pavimenti con uscita D = 75 mm	1.50
civile	lavastoviglie per ristoranti	1.50
civile	lavatorio doppio per	1.50
civile	W.C (vaschetta 6 - 7.5 litri)	2.00
civile	W.C (vaschetta 9 litri)	2.50
civile	vuotatoio	2.50
civile	lavatrice da 13 kg a 40 kg	2.50
civile	pozzetto a pavimento con	2.50
industriale	piccola lavatrice	0.30
industriale	vuotatoio per acidi	0.40
industriale	bacinelli con tappo di chiusura	1.00
industriale	lavatrice di laboratorio	1.50

Tabella : valori della portata scaricata da apparecchi idrosanitari ad uso civile suddivisi per gruppo di unità di scarico

Destinazione uso	Coeff. K
abitazioni uffici	0.5
ospedali, scuole, ristoranti	0.7
bagni pubblici	1

Tabella : coefficiente K per destinazione d'uso

2. DATI DI PROGETTO

Si riassumono nel seguito i dati relativi di progetto

Tratto fogna	Abitanti equivalenti AE	Dotazione idrica D [l/ab d]
<u>ZONA 1 - IMPIANTO SPORTIVO</u>		
AB	200	150
GC	200	150
FB	100	150
<u>ZONA 2 - VIA SAN FRANCESCO</u>		
AB	500	150
<u>ZONA 3 VIA CUPA</u>		
AB	250	150
<u>ZONA 4 - CANALI/PONTEROMITO</u>		
AB	350	150
BC	100	150
CD	100	150
DE	250	150

Tratto fogna	coeff. di afflusso in rete	coeff. di punta giornaliero	coeff. di punta orario
<u>ZONA 1 - IMPIANTO SPORTIVO</u>			
AB	0,8	1,5	1,5
GC	0,8	1,5	1,5
FB	0,8	1,5	1,5
<u>ZONA 2 - VIA SAN FRANCESCO</u>			
AB	0,8	1,5	1,5
<u>ZONA 3 VIA CUPA</u>			
AB	0,8	1,5	1,5
<u>ZONA 4 - CANALI/PONTEROMITO</u>			
AB	0,8	1,5	1,5
BC	0,8	1,5	1,5
CD	0,8	1,5	1,5
DE	0,8	1,5	1,5

Tratto fogna	portata neria media [l/sec]	portata neria di punta [l/sec]
ZONA 1 - IMPIANTO SPORTIVO		
AB	0,278	0,625
GC	0,278	0,625
FB	0,139	0,313
ZONA 2 - VIA SAN FRANCESCO		
AB	0,694	1,563
ZONA 3 VIA CUPA		
AB	0,347	0,781
ZONA 4 - CANALI/PONTEROMITO		
AB	0,486	1,094
BC	0,139	0,313
CD	0,139	0,313
DE	0,347	0,781

3. Risultati e verifiche

Si allegano i risultati del calcolo idraulico e le relative verifiche soddisfatte sui tratti fognari

Tratto fogna	Qn media [m3/sec]	Qn punta [m3/sec]	DN [mm]	DN [m]	Di [m]	Di [mm]	k [m1/3/sec]	kr [m1/3/sec]	p [%]	Qr [m3/sec]	hr [%]	Vr [m/s]	V [m/s]	Verifica hr<50%	Verifica V<4 m/s	Verifica V>0,5 m/s
ZONA 1 - IMPIANTO SPORTIVO																
AB	0,000277778	0,000625	315	0,315	273	0,273	70	70	0,050	0,040	0,033	5,552	0,522	ok	ok	ok
GC	0,000277778	0,000625	315	0,315	273	0,273	70	70	0,050	0,040	0,033	5,520	0,519	ok	ok	ok
FB	0,000416667	0,0009375	315	0,315	273	0,273	70	70	0,045	0,063	0,039	6,105	0,543	ok	ok	ok
ZONA 2 - VIA SAN FRANCESCO																
AB	0,000694444	0,0015625	315	0,315	273	0,273	70	70	0,020	0,157	0,064	8,415	0,501	ok	ok	ok
ZONA 3 VIA CUPA																
AB	0,000347222	0,00078125	315	0,315	273	0,273	70	70	0,040	0,055	0,037	5,975	0,503	ok	ok	ok
ZONA 4 - CANALI/PONTEROMITO																
AB	0,000486111	0,00109375	315	0,315	273	0,273	70	70	0,050	0,069	0,040	6,170	0,581	ok	ok	ok
BC	0,000625	0,00140625	315	0,315	273	0,273	70	70	0,050	0,089	0,045	6,663	0,627	ok	ok	ok
CD	0,000763889	0,00171875	315	0,315	273	0,273	70	70	0,050	0,109	0,050	7,136	0,672	ok	ok	ok
DE	0,000347222	0,00078125	315	0,315	273	0,273	70	70	0,050	0,050	0,035	5,653	0,532	ok	ok	ok

Riferimenti bibliografici

- Da Deppo, Datei, (2009): Fognature. Edizioni Cortina, Padova
- Da Deppo, Datei, Fiorotto, Saladini (2003): Acquedotti. Edizioni Cortina, Padova
- Milano, (1996): Acquedotti. Hoepli, Milano
- Pavan, Frassine (2006): Tubazioni in polietilene per il trasporto di acqua. Springer, Milano
- Salvini, Soma (2007): Impianti idrici negli edifici. Hoepli, Milano

- CSDU (1997): Sistemi di Fognatura. Manuale di Progettazione. Hoepli, Milano
- Rimoldi (2010): Ingegneria Idraulica Urbana. Maggioli Editore.
- Becciu, Paoletti (2005), Esercitazioni di costruzioni idrauliche, Edizioni CEDAM, Milano
- Usai (2008): Manuale di idrologia per la progettazione. Hoepli, Milano
- Centro Informazione sul PVC (2005): le condotte in PVC.
- A. P. Moser Steven Folkman, Buried Pipe Design, Utah State University Logan, Utah
- Spangler (1948), Underground Conduits. An appraisal of modern research ASCE
- Lancellota (1997), Geotecnica. Zanichelli

Riferimenti Normativi

- UNI EN 1295-1: 1999 Progetto strutturale di tubazioni interrate sottoposte a differenti condizioni di carico – Requisiti generali
- ASTM D7380 – 08 Standard Test Method for Soil Compaction Determination at Shallow Depths Using 5 lb (2.3 kg) Dynamic Cone Penetrometer
- UNI EN 1329 : 2000 “Sistemi di tubazioni di materia plastica per scarichi (a bassa ed alta temperatura) all'interno dei fabbricati - Policloruro di vinile non plastificato (PVC-U)”;
- UNI 7613 : 1976 “Tubi di polietilene ad alta densità per condotte di scarico interrate”;
- UNI 9032 “Tubi di resine termoindurenti rinforzate con fibre di vetro (PRFV)”.
- UNI EN 14364: 2009 Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi con o senza pressione - Materie plastiche termoindurenti rinforzate con fibre di vetro (PRFV) a base di resina poliestere insatura (UP) - Specifiche per tubi, raccordi e giunzioni
- UNI EN1401: Tubi e raccordi di PVC rigido per condotte di scarico interrate (tipi, dimensioni e requisiti);
- PR EN13476 : Tubi strutturali in PVC rigido per condotte di scarico interrate
- UNI ISO/TR 7473: Tubi e raccordi di PVC rigido - Resistenza chimica nei confronti dei fluidi.
- ISO/DTR 7073: Raccomandazioni per la posa di condotte interrate di PVC (1983);
- ISO/TC 138/1062: Tubi in plastica non a pressione. Metodi di calcolo per tubi flessibili interrati.
- D.M. 22 gennaio 2008, n.° 37 "Regolamento concernente l'attuazione dell'articolo 11- quaterdecies, comma 13, lettera a) della legge n. 248 del 2 dicembre 2005, recante riordino delle disposizioni in materia di attività di installazione degli impianti all'interno degli edifici", art. 5 c.3

- UNI EN 12056-1 “Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici - Requisiti generali e prestazioni”
- UNI EN 12056-3 “Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici - Sistemi per l'evacuazione delle acque meteoriche, progettazione e calcolo”
- UNI EN 612 “Canali di gronda e pluviali di lamiera metallica. Definizioni, classificazioni e requisiti”
- UNI EN 13476-1:2008 Sistemi di tubazioni di materia plastica per connessioni di scarico e collettori di fognatura interrati non in pressione - Sistemi di tubazioni a parete strutturata di policloruro di vinile non plastificato(PVC-U), polipropilene (PP) e polietilene (PE) - Parte1: Requisiti generali e caratteristiche prestazionali
- UNI EN 12666-1:2011 Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione - Polietilene (PE) - Parte 1: Specifiche per i tubi, i raccordi e il sistema
- UNI EN 1519-1 Sistemi di tubazioni di materia plastica per scarichi all'interno di fabbricati – Polietilene (PE) – specifiche per i tubi, i raccordi e il sistema
- UNI En 1453-1:2001 - Sistemi di tubazioni di materia plastica con tubi a parete strutturata per scarichi (a bassa e alta temperatura) all'interno dei fabbricati. Policloruro di vinile non plastificato (PVC-U). Specifiche per i tubi, i raccordi ed il sistema.
- UNI 10972:2006 - Tubi di policloruro di vinile non plastificato (PVC-U) per ventilazione e trasporto interrato di acqua piovane
- UNI 10968:2005 “Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione Sistemi di tubazioni a parete strutturata di policloruro di vinile non plastificato (PVC-U), polipropilene (PP) e polietilene (PE)”
- prEN 13476 “Plastics piping systems for non-pressure underground drainage and sewerage – Structured wall piping systems of unplasticized poly(vinyl chloride) (PVC-U), polypropylene (PP) and polyethylene (PE)”
- I.I.P. (1984): Installazione delle fognature in PVC – Pubblicazione n.3, novembre
- ANSI AWWA C950-88 (1988) – AWWA Standard for fiberglass pressure pipes – American Water Works Association, Denver, Colorado
- Ministère de l'équipement, du logement e des transports (1992) – Ouvrages d'assainissement, Fascicule n. 70 – Gennaio
- Fiberglass Pipe Design AWWA MANUAL M45 American Water Works Association 1999

1 Verifica statica di una tubazione interrata

La verifica statica di una tubazione interrata viene effettuata calcolando:

- i carichi permanenti che gravano sulla tubazione;
- i carichi accidentali che gravano sulla tubazione;
- il carico idraulico indotto dalla presenza della falda;
- le reazioni laterali del terreno.

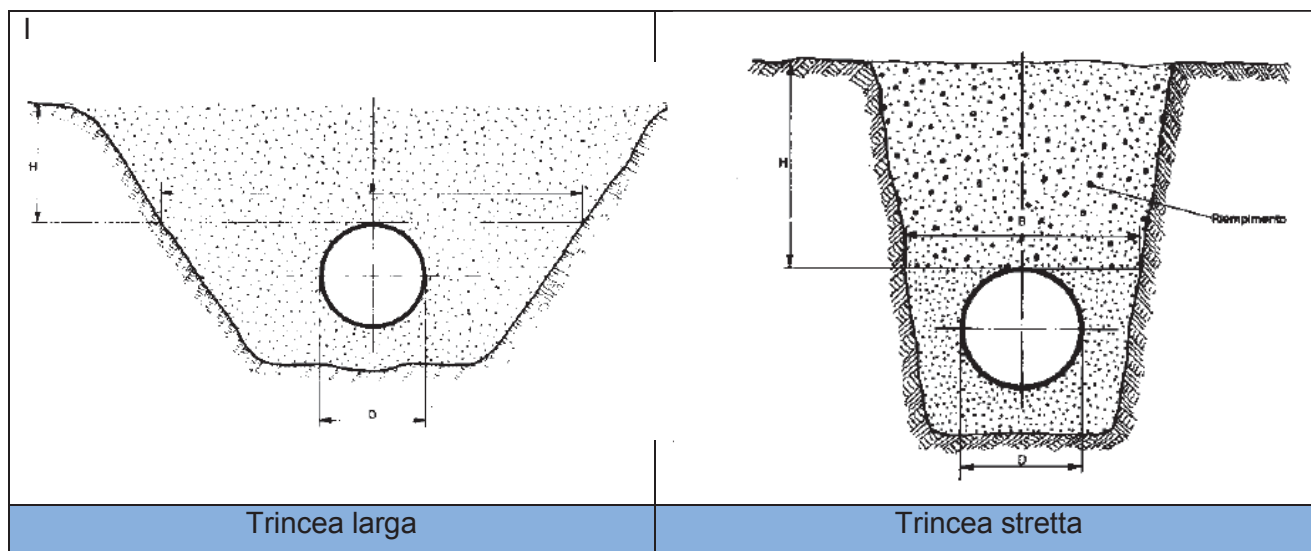
I carichi permanenti cui è sottoposta una tubazione interrata dipendono per lo più dall'azione del rinterro mentre i carichi accidentali sono per lo più da attribuirsi alla presenza di traffico.

1.1 Modalità di posa

Le modalità di posa di una condotta fognaria implementati nel presente codice di calcolo sono in conformità a quanto proposto dalla normativa UNI 7517:

- posa in trincea stretta;
- posa in trincea larga.

Nella figura successiva se ne mostra una rappresentazione schematica tratta dal documento IIP, Istituto Italiano dei Plastici, Installazione delle fognature in PVC, pubblicazione n.°3, novembre 1984).



1.2 Calcolo dei carichi dovuti al rinterro

Nella determinazione del carico permanente che sollecita una condotta interrata un ruolo importante è dato dall'azione del rinterro. Tra le diverse metodologie utilizzate nella comune prassi

ingegneristica si è scelto di utilizzare il metodo di Marston Spangler – Iowa State College Engineering Experiment Station [Da Deppo, 2009 Fognature]

1.2.1 Posa in trincea stretta

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

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

In cui B e H indicano la larghezza e l'altezza dall'estradosso della tubazione come riportato nella successiva figura.

In questo caso il peso Q_{st} del rinterro che grava sull'estradosso della tubazione è minore del peso del relativo volume per effetto dell'attrito presente tra il terreno indisturbato posto ai lati della trincea ed il terreno di rinterro. Tale azione è funzione del peso specifico, dell'angolo di attrito del terreno indisturbato e dal coefficiente d'attrito con il rinterro.

Il valore di carico Q_{st} del rinterro è calcolabile mediante la relazione:

$$Q_{st} = C_t \gamma_t B D N$$

in cui:

- Q_{st} indica il carico dovuto al rinterro [kN/m];
- B indica la larghezza della trincea [m];
- DN il diametro esterno della tubazione fognaria [m];
- γ_t indica il peso specifico del terreno di rinterro [kN/m³];
- C_t indica il coefficiente di Marston [-].

Il coefficiente di Marston si valuta mediante la relazione:

$$C_t = \frac{1 - \exp\left(-2k_a \mu \frac{H}{B}\right)}{2k_a f}$$

in cui:

- C_t indica il coefficiente adimensionale di Marston [-];
- k_a indica il coefficiente di spinta attiva pari a $k_a = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$ in cui φ indica l'angolo d'attrito del terreno di rinterro [°];

- f indica il coefficiente di attrito tra terreno indisturbato e rinterro pari a $\mu = \tan \varphi$ in cui φ indica l'angolo d'attrito del terreno di rinterro [°];
- H indica l'altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m];
- B indica la larghezza della trincea [m].

Nel caso di trincea stretta, al carico Q_{st} corrisponde una pressione verticale q_{st} valutabile mediante la relazione:

$$q_{st} = \frac{2Q_{st}}{\sqrt{2DN}}$$

in cui:

- q_{st} indica la pressione verticale agente sulla parte superiore del tubo per una lunghezza pari alla corda compresa in un angolo al centro pari a 90°;
- DN il diametro esterno della tubazione fognaria [m];
- Q_{st} indica il sovraccarico indotto dal rinterro [kN/m]

1.2.2 Posa in trincea larga

Nel caso in cui le condizioni elencate nel precedente paragrafo non siano rispettate la posa si definisce in trincea larga. In questo caso il carico Q_{st} generato dal peso del terreno sovrastante l'estradosso della tubazione è pari a:

$$Q_{st} = \gamma_t DNH$$

in cui;

- B indica la larghezza della trincea [m];
- DN il diametro esterno della tubazione fognaria [m];
- γ_t indica il peso specifico del terreno di rinterro [kN/m³];

Si sottolinea che il carico del terreno sopra la tubazione è sempre maggiore di quello che si avrebbe se fossimo in trincea stretta; questo perché viene meno l'azione attrattiva svolta dalle pareti della trincea.

Nel caso di trincea larga, al carico Q_{st} corrisponde una pressione verticale q_{st} valutabile mediante la relazione:

$$q_{st} = \frac{Q_{st}}{0.85DN}$$

in cui:

- q_{st} indica la pressione verticale agente sulla parte superiore del tubo per una lunghezza pari alla corda compresa in un angolo al centro pari a circa 130° ;
- DN il diametro esterno della tubazione fognaria [m];
- Q_{st} indica il sovraccarico indotto dal rinterro [kN/m]

1.3 Caratteristiche dei terreni

Nella successiva tabella sono elencate le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti nel codice di calcolo da assumersi per la definizione del carico indotto dal rinterro.

<i>Tipo di terreno</i>	<i>Peso specifico γ_t [kN/m³]</i>	<i>Peso immerso γ' [kN/m³]</i>	<i>Angolo di attrito interno ϕ [°]</i>
Argilla fangosa	20	16.9	20
Argilla sabbiosa	18	15.9	14
Argilla umida comune	20	16.4	12
Fango con polvere di roccia	18	16.9	25
Loess	21	15.9	18
Marna	21	16.9	22
Misto di cava di ghiaia e ciottoli	20	16.8	37
Misto di cava di sabbia e ghiaia	20	16.5	33
Sabbia argillosa	18	15.9	15
Sabbia secca	15	15.9	31
Sabbia umida	17	16.4	34
Terra secca	17	15.5	14
Terra umida	20	16.0	25
Terreno misto compatto	20	16.4	33
Terreno misto sciolto	18	15.9	15
Terreno paludoso	17	9.9	12
Terreno sabbioso	19	15.8	30

1.4 Azione dei sovraccarichi

Sul terreno sovrastante la tubazione interrata oltre al rinterro possono agire altri carichi. Questi si suddividono in dinamici relativi al traffico stradale e/o ferroviario e statici associati a corpi posti sul terreno che grava sul tubo.

1.4.1 Sovraccarichi dinamici veicolari

Per il calcolo del carico veicolare si fa riferimento a quanto espresso dalla normativa DIN 1072 secondo cui il traffico veicolare può essere suddiviso nelle seguenti classi di carico:

- HT autocarro pesante;
- LT autocarro leggero

I valori di carico per ruota dei veicoli per classe DIN sono riassunti nella successiva tabella in cui si è introdotta anche la classe Ferroviario a cui è stato associato un carico massimo per ruota di 200 kN.

Classe	Carico per ruota P (KN)	Tipologia
HT60	100	Traffico pesante
HT45	75	
HT38	62.5	
HT30	50	
HT26	35	
LT12	20	Traffico leggero
LT6	10	
LT3	5	
FERROVIARIO	200	

La pressione dinamica σ_z esercitata dal traffico sul tubo viene valutata adottando le seguenti relazioni:

- $\sigma_z = 0.5281 \frac{P}{H^{1.0461}} \varphi$ valida per traffico stradale pesante (convoglio classe HT) e ferroviario;
- $\sigma_z = 0.8743 \frac{P}{H^{1.5194}} \varphi$ valida per traffico stradale leggero (convoglio classe LT);

in cui:

- σ_z indica la pressione dinamica [kN/m²];
- P indica il carico per ruota [kN];
- H indica l'altezza di ricopertura del tubo (altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo) [m];
- il coefficiente φ indica un coefficiente di incremento valutato secondo le relazioni:

- $\varphi = 1 + \frac{0.3}{H}$ valida per carico stradale e autostradale. h indica l'altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo [m];

- $\varphi = 1 + \frac{0.6}{H}$ valida per carico ferroviario. h indica l'altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo [m];

Note la pressione dinamica è possibile calcolare il carico dinamico che grava su una condotta di diametro esterno DN applicando la relazione

$$Q_{din} = \sigma_z DN$$

In cui:

- σ_z indica la pressione dinamica [kN/m²];
- DN indica il diametro esterno del tubo [m];

1.4.2 Sovraccarichi distribuiti

Nel caso in cui sul tubo sia gravante un carico P_n distribuito su una superficie di estensione A rettangolare di larghezza u_1 e lunghezza u_2 la pressione q_s che agisce sul tubo si calcola mediante la relazione:

$$q_s = \frac{P_n}{(u_1 + 2H)(u_2 + 2H)}$$

in cui:

- q_s indica la pressione che agisce sul tubo [kN/m²]
- u_1 indica la larghezza della superficie su cui agisce il carico P_n [m];
- u_2 indica la lunghezza della superficie su cui agisce il carico P_n [m];
- H indica l'altezza di ricopertura del tubo (altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo) [m];

Nota la pressione, il carico P si calcola con l'equazione:

$$P = q_s \beta DN$$

in cui:

- P indica il carico che agisce sulla condotta [kN/m];
- β è un coefficiente pari a 0.71 per posa in trincea stretta ed a 0.88 per posa in trincea larga;

- DN il diametro esterno della condotta.

1.5 Azione del peso del fluido

Si considera come carico aggiuntivo sul tubo anche il peso dell'acqua contenuta al suo interno. Il carico, nell'ipotesi di tubo pieno, si calcola con la relazione:

$$Q_a = 7.70 D_i^2$$

in cui D_i indica il diametro interno della tubazione [m].

1.6 Carico idrostatico dovuto alla falda

Se nel terreno in cui è posata la tubazione fognaria si è in presenza di falda si deve tenere conto della pressione idrostatica che la falda esercita sulla condotta mediante la relazione:

$$Q_{idr} = \gamma_w \left(h + \frac{DN}{2} \right) DN$$

in cui:

- Q_{idr} indica il carico indotto dalla falda [kN/m]
- DN il diametro esterno della condotta [m]
- γ_w indica il peso specifico dell'acqua [kN/m³];
- h indica l'altezza della falda valutata rispetto l'estradosso delle tubazione [m];

La pressione esercitata dalla falda q_{idr} è pari a: $q_{idr} = \gamma_w \left(h + \frac{DN}{2} \right) = \frac{Q_{idr}}{DN}$

In cui:

- q_{idr} indica la pressione associata al carico idrostatico indotto dalla falda [kN/m²]
- Q_{idr} indica il carico indotto dalla falda [kN/m]
- DN il diametro esterno della condotta [m]
- γ_w indica il peso specifico dell'acqua [kN/m³];
- h indica l'altezza della falda valutata rispetto l'estradosso delle tubazione [m];

Nel caso di presenza di falda il carico del rinterro, per la quota parte interessata dalla falda, deve essere calcolato adottando il relativo peso specifico immerso γ' tabulato nella precedente tabella.

1.7 Verifica alla deformazione

La deformazione viene calcolata adottando lo schema statico proposto da Spangler secondo cui lo stato di sollecitazione che si produce in una tubazione sottoposta ai carichi indicati nella figura successiva è caratterizzato da una distribuzione parabolica della spinta passiva simmetrica rispetto al diametro orizzontale e applicata a partire dall'angolo a pari a 40° per un'ampiezza di 100 mentre la reazione sul fondo della trincea interessa varie ampiezze [Da Deppo – Fognature 2009].

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

$$\Delta d = \frac{QKF}{8SN + 0.061E_t}$$

in cui:

- Δd indica la deformazione assoluta diametrale del tubo in senso orizzontale [mm];
- Q il carico totale gravante sul tubo dato dalla somma del carico dovuto al rinterro, al carico indotto dalla falda, dal carico dell'acqua contenuta nella tubazione e dai carichi veicolari e statici [kN/m];
- K indica il coefficiente di sottofondo, parametro che dipende dalla tipologia di appoggio del tubo sul fondo della trincea; si rimanda a quanto contenuto nella successiva tabella;
- F indica il coefficiente di deformazione differita. Esso tiene conto dell'incremento di deformazione che la condotta subisce nel tempo. Ponendo il coefficiente F pari a 1 si conduce una verifica a breve termine mentre per condurre verifiche a lungo termine (2 – 5 anni dalla posa) si adotta un coefficiente F pari a 2;
- SN indica la rigidezza anulare della tubazione [kN/m²];
- E_t indica il modulo di elasticità del terreno di rinfianco secondo Winkler [kN/m²]

Nota la deformazione assoluta si calcola la deformazione relativa δ come rapporto tra Δd ed il diametro esterno DN . La verifica è superata se:

$$\delta > \delta_{LIM}$$

In cui δ_{LIM} indica la deformazione diametrale limite.

La verifica deve essere condotta sia nelle condizioni di breve che di lungo termine ricordando che per la verifica a lungo termine il coefficiente di deformazione differita deve essere posto cautelativamente pari a 2. Si sottolinea che secondo Spangler il parametro δ deve essere sempre inferiore al 5 %. Nella successiva tabella si mostrano i valori di δ_{LIM} per il PVC

Tipo UNI	Deformazione diametrale δ_{LIM}	
	Dopo 1 mese	Dopo 2 anni
303/1	5% - 8%	10%
303/2	5%	8%

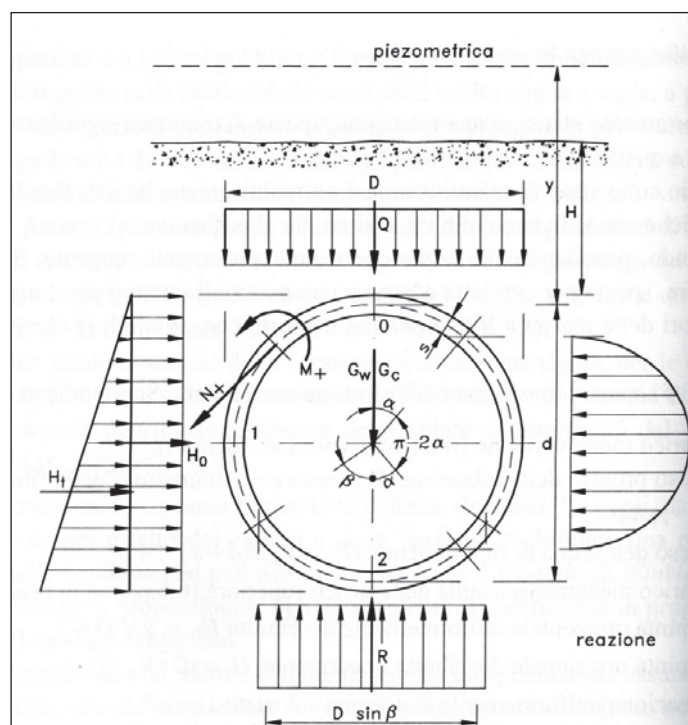


Figura 1: schema statico per una tubazione interrata [Da Deppo – Fognature 2009]

1.7.1 Moduli di elasticità del terreno di rinfiando

Nella tabella seguente si riportano alcuni moduli di elasticità E_t per alcuni tipi di terreno (rinfiando) in funzione di vari gradi di compattazione (con LL si indica il limite di liquidità).

Tipo di terreno	Materiale alla rinfusa	Compattazione		
		Leggera	Moderata	Alta
	Indice Proctor	<85%	85-94%	>95%
	Densità relativa	<40%	40-70%	>70%
Terreno coesivo LL > 50% <i>Argilla e limo ad alta plasticità</i>	0	0	0	350
Terreno coesivo LL < 50% <i>Argilla e limo a media e bassa plasticità con meno del 25% di particelle di fango</i>	350	1400	2800	7000
Terreno granulare coesivo <i>Ghiaia con particelle fini con bassa o media plasticità</i> <i>Sabbia con particelle fini con bassa o media plasticità</i>	700	2800	7000	14000
Terreno senza coesione <i>Ghiaia con curva granulometrica ben assortita o non ben assortita</i>	700	7000	14000	21000
Rocce macinate	7000	21000	21000	21000

1.7.2 Coefficiente di sottofondo

Nella seguente tabella si riportano i valori del coefficiente di sottofondo K in funzione di diversi angoli di appoggio della tubazione sul fondo della trincea.

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

2 Verifica dell'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 inflette ovalizzandosi (deformata a due lobi) e progressivamente si ha deformazione a tre lobi ecc. [Papiri, 2008].

Il carico critico q_a può essere quindi valutato secondo la nota formula di Eulero:

$$q_a = \frac{E}{(1-\nu^2)} \left(\frac{s}{DN-s} \right)^3$$

in cui:

- q_a il carico critico di imbozzamento (buckling) [kN/m²]
- E indica il modulo elastico del materiale [kN/m²];
- ν il coefficiente di Poisson del materiale costituente il tubo [-];
- s rappresenta lo spessore del tubo [m];

In una tubazione interrata, la pressione di buckling dipende però non solamente dall'indice di rigidezza della tubazione, ma anche dal modulo elastico del suolo che circonda la tubazione in quanto il sistema tubo-suolo si comporta come un'unica entità [Papiri, 2008].

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

$$q_a = \frac{1}{F_s} \left(32 R_w B' E_t \frac{E_m I}{DN^3} \right)^{\frac{1}{2}}$$

in cui:

- q_a è la pressione ammissibile di buckling in N/m²;
- F_s indica il fattore di progettazione posto pari a 2.5;
- R_w indica il fattore di spinta idrostatica della falda pari a $R_w = 1 - 0.33 \frac{H_w}{H}$ con H l'altezza del rinterro in cm ed H_w è l'altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione in cm;
- B' è il coefficiente empirico di supporto elastico (adimensionale) dato dalla relazione, con H espresso in m $B' = \frac{1}{1 + 4e^{-0.213H}}$
- DN indica il diametro esterno della tubazione;
- E_t indica il modulo elastico del terreno di rinterro;
- E_m indica il modulo elastico del materiale che costituisce il tubo;
- I indica il momento d'inerzia del tubo.

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 valutata mediante la relazione:

$$\gamma_w h + \frac{R_w Q_{st}}{DN} + \frac{(P + Q_{din})}{DN}$$

in cui:

- γ_w è il peso specifico dell'acqua;
- R_w indica il fattore di spinta idrostatica della falda pari a $R_w = 1 - 0.33 \frac{H_w}{H}$ con H l'altezza del rinterro in cm ed H_w è l'altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione in cm
- h indica l'altezza della falda valutata rispetto l'estradosso delle tubazione [m];
- DN il diametro esterno del tubo;
- Q_{st} il carico dovuto alla presenza del rinterro;
- P il carico verticale gravante sul tubo dovuto a carichi statici posti sulla superficie;
- Q_{dist} il carico verticale accidentale associato al traffico veicolare;

La verifica è positiva se risulta $\gamma_w h + \frac{R_w Q_{st}}{DN} + \frac{(P + Q_{din})}{DN} \leq q_a$

3 Verifica delle sollecitazioni

Al fine di verificare che le tensioni nelle sezioni maggiormente sollecitate della tubazioni siano minori delle tensioni massime ammissibili del materiale occorre calcolare le tensioni specifiche che si manifestano nelle tre sezioni più significative: al vertice (chiave), sul fianco e al fondo. La metodologia ipotizza che il comportamento statico della condotta sia riconducibile a quello di un anello elastico sottile e che la sezione sia completamente reagente.

Il calcolo dei momenti M e degli sforzi normali N è stato fatto nell'ipotesi che l'azione sui fianchi della condotta fosse distribuita secondo il classico trapezio di spinta.

I valori dei paramenti M (momento) ed N (sforzo normale) sono calcolati per le sezioni in chiave, sul fianco e sul fondo in funzione di varie aperture angolari dell'appoggio o sella d'appoggio ($2\alpha = 180^\circ, 120^\circ$ e 90°) mediante le relazioni riportate in tabella [Da Deppo – Fognature 2009].

Parametri di sollecitazione per unità di lunghezza in una tubazione interrata per diverse ampiezze d'appoggio							
CARICHI	Angolo appoggio [°]	Sforzo Normale N			Momento Flettente M		
		Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo	Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo
Peso proprio G_c	180°	-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°	-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°	-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 Q_a	180°	-0.186 Q_a	-0.068 Q_a	-0.451 Q_a	+0.028 $Q_a d$	-0.031 $Q_a d$	+0.035 $Q_a d$
	120°	-0.199 Q_a	-0.068 Q_a	-0.438 Q_a	+0.030 $Q_a d$	-0.035 $Q_a d$	+0.042 $Q_a d$
	90°	-0.212 Q_a	-0.068 Q_a	-0.424 Q_a	+0.033 $Q_a d$	-0.039 $Q_a d$	+0.051 $Q_a d$
Carico verticale uniforme Q	180°	0	+0.50 Q	0	+0.063 $Q d$	-0.063 $Q d$	+0.063 $Q d$
	120°	-0.013 Q	+0.50 Q	+0.013 Q	+0.066 $Q d$	-0.066 $Q d$	+0.069 $Q d$
	90°	-0.027 Q	+0.50 Q	+0.027 Q	+0.069 $Q d$	-0.070 $Q d$	+0.078 $Q d$
Spinta H_0	-	+0.5 H_0	0	+0.5 H_0	-0.063 $H_0 d$	+0.063 $H_0 d$	-0.063 $H_0 d$
Spinta H_t	-	+0.313 H_t	0	+0.687 H_t	-0.052 $H_t d$	+0.063 $H_t d$	-0.073 $H_t d$

in cui:

- G_c indica il peso proprio del tubo calcolato secondo la relazione $G_c = \gamma_c \pi s D_m$ in cui s indica lo spessore della tubazione, D_m il diametro della fibra media e γ_c il peso specifico del materiale che costituisce il tubo;
- Q_a [kN/m] indica il peso dell'acqua contenuto all'interno del tubo nell'ipotesi di completo riempimento. Si calcola con la relazione $Q_a = 7.70 D_i^2$ in cui D_i indica il diametro interno della tubazione [m].
- Q indica il carico totale verticale dato dalla somma del carico associato al rinterro e dei carichi accidentali (veicoli + carichi statici distribuiti + carico idrostatico). Si rimanda a quanto contenuto in precedenza [kN/m];
- H_0 [kN/m] indica la reazione uniformemente distribuita data da $H_0 = \gamma H D N K_a$ in cui k_a indica il coefficiente di spinta attiva pari a $k_a = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$; DN il diametro esterno del tubo ed H indica l'altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m]; γ indica il peso specifico del terreno di rinterro.

- H_t indica la spinta orizzontale distribuita linearmente pari a $H_t = \gamma D^2 K_a / 2$ in cui K_a indica il coefficiente di spinta attiva pari a $K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$; DN il diametro esterno del tubo ed H indica l'altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m]; γ indica il peso specifico del terreno di rinterro.

Noti i valori degli sforzi normali N e del momento flette M per le tre sezioni indicate in precedenza si procede al calcolo delle tensioni all'estradosso e all'intradosso della tubazione rispettivamente indicati con σ_e e σ_i mediante le relazioni:

- $\sigma_i = \frac{N}{s} - 6 \frac{M}{s^2}$ con s che indica lo spessore della tubazione;
- $\sigma_e = \frac{N}{s} + 6 \frac{M}{s^2}$;

Ai fini della verifica i valori così ottenuti sono da confrontare con quelli ammissibili per il materiale che costituisce la tubazione oggetto di verifica.

3.1 Calcolo della reazione laterale del terreno

L'ovalizzazione del tubo indotta dai carichi che gravano su di esso è contrastata dal contenimento laterale fornito dal terreno. La pressione laterale uniformemente distribuita su una corda avente angolo al centro pari a 90° è calcolabile mediante la seguente relazione:

$$r_t = \frac{(q_{st} + \sigma_z + q_s + q_{idr}) c_r DN^4}{c_r DN^4 + 18.3 E_m s^3}$$

in cui:

- r_t indica la pressione laterale del terreno [kN/m^2];
- q_{st} indica la pressione esercitata dal rinterro [kN/m^2];
- σ_z indica la pressione associata al carico veicolare [kN/m^2];
- q_s indica la pressione associata ai carichi statici distribuiti [kN/m^2];
- q_{idr} indica la pressione idrostatica [kN/m^2];
- c_r rappresenta il coefficiente di rigidità del terreno [N/cm^3] pari a $c_r = f_c H$ con H l'altezza del terreno valutata rispetto all'estradosso del tubo [m] mentre f_c esprime il fattore di compattazione del terreno i cui valori sono riportati nella tabella successiva in funzione di diversi gradi di compattazione;
- DN indica il diametro esterno del tubo [mm];
- E_m indica il modulo di elasticità del materiale a lungo termine [kN/m^2];

- s indica lo spessore del tubo [m].

La forza di reazione laterale R_t è data dalla relazione:

$$R_t = \frac{\sqrt{2}}{2} r_t DN$$

In cui:

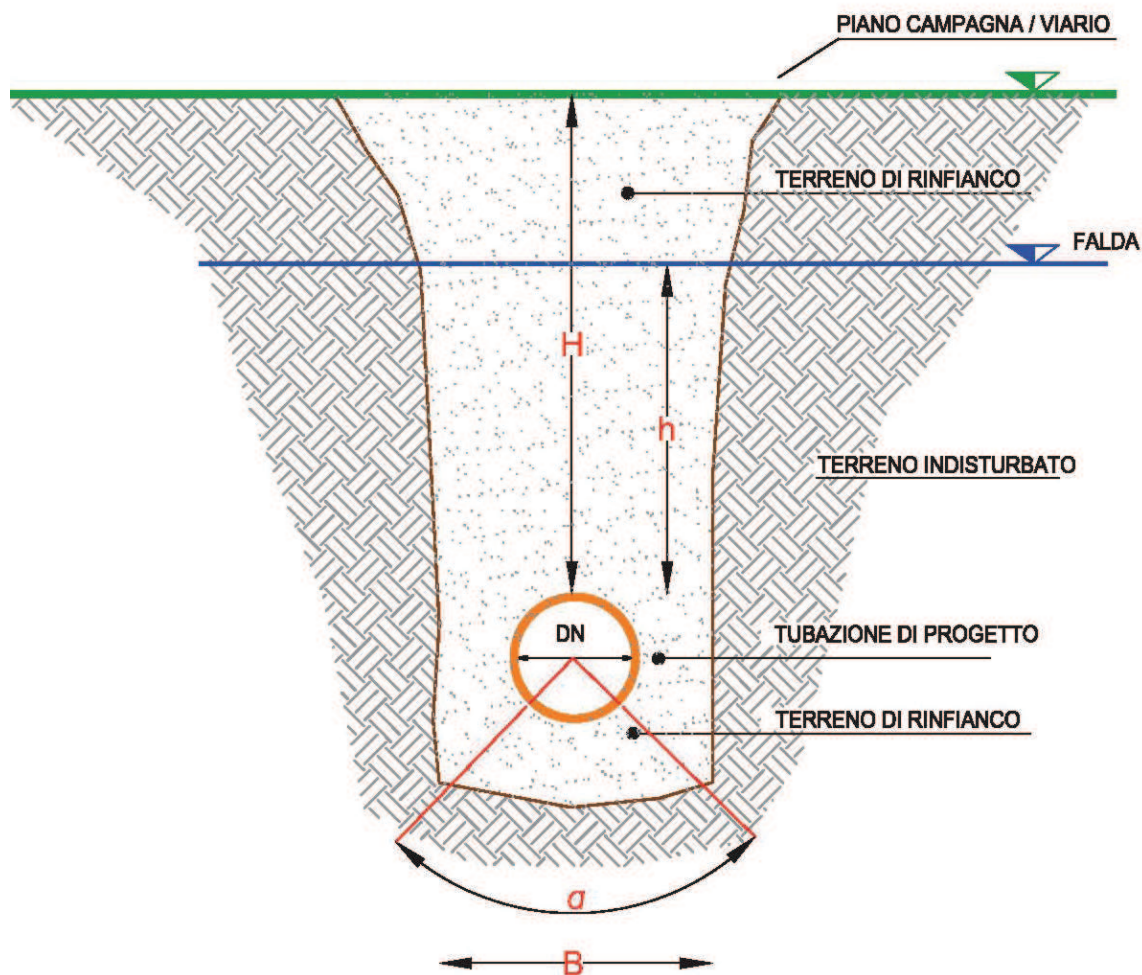
- R_t indica la forza laterale del terreno [kN/m];
- r_t indica la pressione laterale del terreno [kN/m²];
- DN è il diametro esterno della tubazione [m].

3.1.1 Fattore di compattazione del terreno

Nella tabella seguente si mostrano i valori del parametro f_c in funzione di diversi gradi di compattazione del terreno di rinfianco.

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

4 Schema trincea adottato nel codice di calcolo



LEGENDA DATI DI INPUT

B : larghezza dello scavo [m]
 H : altezza dello scavo dall'estradosso del tubo [m]
 h : altezza della falda dall'estradosso del tubo [m]
 DN : diametro del tubo [mm]
 α : angolo di supporto [°]

5 Risultati del calcolo

Si riassumono nel seguito i principali risultati della verifica statica.

Verifica Statica della tubazione:12 - 66			
Materiale	-	-	PEAD UNI 13476
Diametro Esterno	DN/De	mm	500
Rigidezza Anulare	SN	kN/m ²	4
Modulo di elasticità breve termine	Embp	kN/m ²	900000
Modulo di elasticità lungo termine	Embp	kN/m ²	225000
Larghezza trincea	B	m	1,2
Profondità trincea da estradosso del tubo	H	m	2
Tipologia del terreno indisturbato			Argilla sabbiosa
Tipologia del terreno di rinfiacco			Misto di cava di ghiaia e ciottoli
Peso specifico rinterro	gt	kN/m ³	20
Angolo di attrito interno	j	°	14
Coeff. di attrito rinterro/pareti	m	-	0,249
Angolo di supporto	a	°	90
Tipo di compattazione			Alta - >95%
Modulo di elasticità terreno	Et	kN/m ²	21000
Altezza della falda sulla tubazione	h	m	0
Peso specifico sommerso del riempimento	g'	m	16,8
Tipo di trincea (norma UNI7517)			Trincea larga
Calcolo del carico statico			
Coeff. di spinta attiva	Ka	-	0,61
Coeff.di carico statico (coeff di Marston)	Ct	-	1,307
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	20
Pressione verticale carico statico	qst	kN/m ²	47,059
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	1,404
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0
Pressione esercitata dalla falda	qidr	kN/m ²	0
Calcolo del carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	-	-	LT3
Carico	P	kN	5

Coeff. Incremento	F	-	1,15
Pressione dinamica	Sz	kN/m ²	1,525
Carico dinamico	Qdin	kN/m	0,877
Calcolo del sovraccarico distribuito			
Carico P distribuito	Pn	kN	2
Larghezza superficie di distribuzione carico	u1	m	2
Lunghezza superficie di distribuzione carico	u2	m	4
Coefficiente	b	-	0,85
Pressione statica	Qs	kN/m	0,042
Sovraccarico distribuito	P	kN	0,018
Carichi gravanti sulla tubazione			
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	20
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	1,404
Carico dinamico	Qdin	kN/m	0,877
Sovraccarico distribuito	P	kN/m	0,018
Carico totale	Qtot	kN/m	22,298
Calcolo della deformazione a breve termine			
Coefficiente di sottofondo	K	-	0,096
Coefficiente di deformazione differita	F	-	1
Deformazione assoluta	d	mm	1,63
Deformazione relativa	S	%	0,326
Massima deformazione ammessa a breve termine	Smax	%	5
Verifica			Tubazione verificata
Calcolo della deformazione a lungo termine			
Coefficiente di sottofondo	K	-	0,096
Coefficiente di deformazione differita	F	-	2
Deformazione assoluta	d	mm	3,261
Deformazione relativa	S	%	0,652
Massima deformazione ammessa a breve termine	Smax	%	10
Verifica			Tubazione verificata
Verifica instabilità all'equilibrio elastico			
Fattore di progettazione	Fs	-	2,5
Fattore di spinta idrostatica	Rw	-	1

Coefficiente empirico supporto elastico	B	-	0,277
Coefficiente di Poisson	v	-	0,4
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - breve termine	Qa	kN/m2	931,875
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - lungo termine	Qa	kN/m2	465,938
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - lungo termine	Pest	kN/m2	41,789
Verifica breve termine			Verifica Positiva
Verifica lungo termine			Verifica Positiva
Calcolo del massimo sforzo di trazione			
Spinta uniforme	Ho	kN	12,208
Spinta attiva	Ht	kN	1,526
Massima Sollecitazione	St	Mpa	1,963
Sezione maggiormente sollecitata			Sezione sul fondo
Resistenza a trazione materiale	Samm	Mpa	24
Verifica			Verifica Positiva
Calcolo della reazione laterale del terreno			
Pressione verticale carico statico	qst	kN/m2	47,059
Pressione esercitata dalla falda	qidr	kN/m2	0
Pressione dinamica	sz	kN/m2	1,525
Pressione statica	qs	kN/m2	0,042
Coefficiente rigidità del terreno	cr	N/cm3	30
Fattore di compattazione del terreno	fc	-	15
Pressione laterale del terreno a breve termine	rt	kN	34,072
Reazione laterale del terreno a breve termine	Rt	kN	12,046
Pressione laterale del terreno a lungo termine	rt	kN	43,934
Reazione laterale del terreno a lungo termine	Rt	kN	15,533

Riferimenti bibliografici

- Da Deppo, Datei, (2009): Fognature. Edizioni Cortina, Padova
- Da Deppo, Datei, Fiorotto, Saladini (2003): Acquedotti. Edizioni Cortina, Padova
- Milano, (1996): Acquedotti. Hoepli, Milano
- Pavan, Frassine (2006): Tubazioni in polietilene per il trasporto di acqua. Springer, Milano
- Salvini, Soma (2007): Impianti idrici negli edifici. Hoepli, Milano
- CSDU (1997): Sistemi di Fognatura. Manuale di Progettazione. Hoepli, Milano
- Rimoldi (2010): Ingegneria Idraulica Urbana. Maggioli Editore.
- Becciu, Paoletti (2005), Esercitazioni di costruzioni idrauliche, Edizioni CEDAM, Milano
- Usai (2008): Manuale di idrologia per la progettazione. Hoepli, Milano
- Centro Informazione sul PVC (2005): le condotte in PVC.
- A. P. Moser Steven Folkman, Buried Pipe Design, Utah State University Logan, Utah
- Spangler (1948), Underground Conduits. An appraisal of modern research ASCE
- Lancellota (1997), Geotecnica. Zanichelli

Riferimenti Normativi

- UNI EN 1295-1: 1999 Progetto strutturale di tubazioni interrate sottoposte a differenti condizioni di carico – Requisiti generali
- ASTM D7380 – 08 Standard Test Method for Soil Compaction Determination at Shallow Depths Using 5 lb (2.3 kg) Dynamic Cone Penetrometer
- UNI EN 1329 : 2000 “Sistemi di tubazioni di materia plastica per scarichi (a bassa ed alta temperatura) all'interno dei fabbricati - Policloruro di vinile non plastificato (PVC-U)”;
- UNI 7613 : 1976 “Tubi di polietilene ad alta densità per condotte di scarico interrate”;
- UNI 9032 “Tubi di resine termoindurenti rinforzate con fibre di vetro (PRFV)”.
- UNI EN 14364: 2009 Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi con o senza pressione - Materie plastiche termoindurenti rinforzate con fibre di vetro (PRFV) a base di resina poliestere insatura (UP) - Specifiche per tubi, raccordi e giunzioni
- UNI EN1401: Tubi e raccordi di PVC rigido per condotte di scarico interrate (tipi, dimensioni e requisiti);
- PR EN13476 : Tubi strutturali in PVC rigido per condotte di scarico interrate
- UNI ISO/TR 7473: Tubi e raccordi di PVC rigido - Resistenza chimica nei confronti dei fluidi.
- ISO/DTR 7073: Raccomandazioni per la posa di condotte interrate di PVC (1983);
- ISO/TC 138/1062: Tubi in plastica non a pressione. Metodi di calcolo per tubi flessibili interrati.
- D.M. 22 gennaio 2008, n.° 37 "Regolamento concernente l'attuazione dell'articolo 11-quaterdecies, comma 13, lettera a) della legge n. 248 del 2 dicembre 2005, recante riordino delle disposizioni in materia di attività di installazione degli impianti all'interno degli edifici", art. 5 c.3
- UNI EN 12056-1 “Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici - Requisiti generali e prestazioni”
- UNI EN 12056-3 “Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici - Sistemi per l'evacuazione delle acque meteoriche, progettazione e calcolo”
- UNI EN 612 “Canali di gronda e pluviali di lamiera metallica. Definizioni, classificazioni e requisiti”

- UNI EN 13476-1:2008 Sistemi di tubazioni di materia plastica per connessioni di scarico e collettori di fognatura interrati non in pressione - Sistemi di tubazioni a parete strutturata di policloruro di vinile non plastificato(PVC-U), polipropilene (PP) e polietilene (PE) - Parte1: Requisiti generali e caratteristiche prestazionali
- UNI EN 12666-1:2011 Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione - Polietilene (PE) - Parte 1: Specifiche per i tubi, i raccordi e il sistema
- UNI EN 1519-1 Sistemi di tubazioni di materia plastica per scarichi all'interno di fabbricati – Polietilene (PE) – specifiche per i tubi, i raccordi e il sistema
- UNI En 1453-1:2001 - Sistemi di tubazioni di materia plastica con tubi a parete strutturata per scarichi (a bassa e alta temperatura) all'interno dei fabbricati. Policloruro di vinile non plastificato (PVC-U). Specifiche per i tubi, i raccordi ed il sistema.
- UNI 10972:2006 - Tubi di policloruro di vinile non plastificato (PVC-U) per ventilazione e trasporto interrato di acqua piovane
- UNI 10968:2005 “Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione Sistemi di tubazioni a parete strutturata di policloruro di vinile non plastificato (PVC-U), polipropilene (PP) e polietilene (PE)”
- prEN 13476 “Plastics piping systems for non-pressure underground drainage and sewerage – Structured wall piping systems of unplasticized poly(vinyl chloride) (PVC-U), polypropylene (PP) and polyethylene (PE)”
- I.I.P. (1984): Installazione delle fognature in PVC – Pubblicazione n.3, novembre
- ANSI AWWA C950-88 (1988) – AWWA Standard for fiberglass pressure pipes – American Water Works Association, Denver, Colorado
- Ministère de l'équipement, du logement e des transports (1992) – Ouvrages d'assainissement, Fascicule n. 70 – Gennaio
- Fiberglass Pipe Design AWWA MANUAL M45 American Water Works Association 1999

RELAZIONE DI CALCOLO IDRAULICO

**IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO, CONDOTTA
PREMENTE e POMPA**

ZONA 1 – LOC. “IMPIANTO SPORTIVO”

Dimensionamento impianto di sollevamento fognario

Per determinare il volume utile del pozzetto di raccolta, le caratteristiche delle pompe e della tubazione di mandata, gli elementi valutati sono:

- 1. La portata nell'ora di punta*
- 2. La possibilità di maggiori afflussi di origine meteorica*
- 3. Il dislivello geodetico da superare*
- 4. La lunghezza della tubazione di mandata*
- 5. La velocità di scorrimento nella tubazione di mandata*
- 6. Il tempo di sedimentazione del liquame*
- 7. La frequenza degli avviamenti delle pompe*
- 8. La eventualità di brevi interruzione della energia elettrica*

1. Portata nell'ora di punta (solo parte che va nella vasca con le pompe di mandata)

La portata delle acque nere viene calcolata con riferimento alla dotazione idrica che, secondo le più recenti previsioni del P.R.G. degli acquedotti, si può considerare di 350 litri/giorno/abitante:

- abitanti serviti: n. 250
- dotazione idrica: 350 l/giorno/abit. = 0,24 l/min/abit.
- coefficiente di maggiorazione per ora di punta: 2,5
- coefficiente di riduzione per perdite: 0,80

portata massima in arrivo alla vasca di accumulo:

$$250 \times 0,24 \times 2,5 \times 0,8 = 120 \text{ l/min} = 2,00 \text{ l/s}$$

2. Possibilità di maggiori afflussi di origine meteorica

Anche se non dovrebbero confluire nelle fognature per acque nere, eventuali maggiori afflussi di origine meteorica possono essere smaltiti sia dal maggior dimensionamento di ogni singola pompa rispetto alla portata prevedibile nel funzionamento normale, sia dalla presenza della seconda pompa predisposta per tale impiego saltuario.

3. Dislivello geodetico

Il dislivello geodetico da superare viene determinato come differenza di quota tra il fondo del pozzetto di raccolta (o più esattamente tra la parte superiore del corpo pompa) e il punto più alto della condotta premente.

5. Velocità di scorrimento nella tubazione di mandata

Il diametro della tubazione di mandata deve ovviamente essere ben superiore al passaggio libero della pompa; la velocità ottimale del flusso pompato non dovrebbe essere inferiore a 0,7-0,8 m/s (per evitare depositi) e non superiore a 1,5 m/s.

Qualora sia prevista la possibilità che le due pompe funzionino contemporaneamente, in tale situazione la velocità non dovrebbe superare i 2 m/s

La norma UNI EN 12056-4 prescrive:

- che la velocità di scorrimento non deve essere minore di 0,7 m/s né maggiore di 2,3 m/s
- per gli impianti di sollevamento di liquami senza maceratore, un diametro minimo del condotto di scarico DN 80.

6. Tempo di sedimentazione del liquame

Il Tempo di detenzione nella vasca di accumulo dovrebbe essere tale (secondo alcuni test al massimo 30 minuti) da minimizzare la possibilità di sedimentazione e di fermentazione.

Il punto 7 della norma EN 752-4:1997, stabilisce "la setticità deve essere limitata".

7. Frequenza di avviamento delle pompe

La norma UNI EN 12056-4 suggerisce (non prescrive) una durata minima di funzionamento di:

- 2,2 sec. per pompe fino a 2,5 kW
 - 5,5 sec. per pompe da 2,5 a 7,5 kW
 - 5,5 sec. per pompe oltre 7,5 kW
- ed un pompaggio minimo di 20 litri

In modo più restrittivo i costruttori di pompe suggeriscono:

- massimo 12 avviamenti/ora per pompe fino a 5 kW
- massimo 8 avviamenti/ora per pompe oltre 50 kW

I due diversi criteri potrebbero essere compatibili tra loro in funzione del tempo di funzionamento.

8. Eventualità di brevi interruzione della energia elettrica

La eventualità di brevi interruzioni della energia elettrica è da valutare caso per caso e in funzione di tali considerazioni e dei possibili inconvenienti di un prolungato fermo dell'impianto si potrà eventualmente decidere, soprattutto per impianti importanti, qualche piccola deroga alle precedenti indicazioni che vorrebbero quasi eliminare l'accumulo.

Dimensionamento dell'impianto

Elettropompa

Stabilita la portata nell'ora di punta, si identifica una pompa tenendo conto della velocità di scorrimento nella tubazione, successivamente si determina il volume del pozzetto.

Secondo i costruttori l'ideale sarebbe una pompa con una portata pari all'afflusso dei liquami, in funzionamento ininterrotto; questo sarebbe possibile solo con una pompa con regolazione continua del numero dei giri e della portata.

Nei fatti si identifica una pompa con una portata superiore a quella in afflusso (almeno 1,5 volte) e un rapporto con il serbatoio tale da avere frequenze di avviamento non inferiori ai minimi suggeriti.

Volume pozzetto

Empiricamente il volume utile di accumulo potrebbe essere pari a 6-15 minuti di afflusso.
ovvero:

$$2,0 \text{ l/s} \times 600 \text{ s} = 1,20 \text{ m}^3$$

Empiricamente il volume utile dell'accumulo potrebbe essere stabilito con la formula
 $V = Q \times T / 4$

dove:

V = volume utile di accumulo (m^3)

Q = portata della pompa in mandata (m^3/s) es.: 0,005

T = intervallo tra due attacchi successivi (s) es.: 900 s (15 minuti)

nell'esempio $V = 0,005 \times 900 / 4 = 1,12 \text{ m}^3$

Noi prendiamo il volume maggiore, ovvero $1,20 \text{ m}^3$

Riepilogo dei dati dell'impianto:

Portata nell'ora di punta: 2,00 l/sec

Volume utile pozzetto raccolta: (proporzioni indicative)

$$1,00 \times 1,00 \times 0,80 = 0,80 \text{ m}^3$$

Tempo di riempimento a pompe spente:

$$\frac{800 \text{ litri}}{2,0 \text{ l/sec}} = 400 \text{ sec}$$

2,0 l/sec

Dislivello geodetico: 48 m

Lunghezza tubazione di mandata: 500 m

- tubazione: ghisa sferoidale 150
- portata di progetto della pompa: 5,0 l/sec
- velocità del flusso nella condotta: 1,02 m/sec
- perdita di carico
 - della tubazione: 1,50 m
 - di raccordi e valvole: 1,20 m
- prevalenza totale: 48.0 m

Caratteristiche idrauliche di ogni singola pompa nel punto di lavoro:

portata 5,0 l/sec - prevalenza 48 m

	potenza KW	velocità giri/min	portata l/s	prevalenza m	uscita DN	tipo girante
Prevalenze fino a 48 m	2,7	2900	0,5 - 6,3	48 - 6	80	Trituratrice

Tempo di svuotamento della vasca, considerando i nuovi afflussi:

$$\frac{800 \text{ litri}}{(5,0 - 2,0) \text{ l/sec}} = 267 \text{ sec}$$

Intervallo tra gli avviamenti nell'ora di punta:

$$\text{riempimento } 400 \text{ sec} + \text{svuotamento } 267 \text{ sec} = 667 \text{ sec} = 11,1 \text{ minuti}$$

Annotazioni:

E' opportuno prevedere sempre la installazione di due pompe che operino alternativamente in regime normale e contemporaneamente in caso di eccezionale afflusso.

E' indispensabile prevedere un sistema di grigliatura (anche solo una griglia a cestello estraibile) per la trattenuta di corpi solidi grossolani che potrebbero depositare in modo definitivo sul fondo del pozzetto o creare intasamento della pompa o bloccaggio della girante.

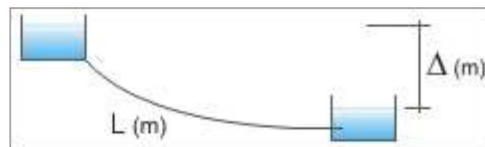
La norma UNI EN 12056-4 prescrive:

"i condotti di scarico devono essere in grado di resistere ad una pressione di almeno 1,5 volte la pressione massima di funzionamento dell'impianto."

Calcolo portata della condotta in pressione e dimensionamento pompa

Formula di HazenWilliams

$$\Delta = J L = \frac{10.675 Q^{1.852}}{C^{1.852} D^{4.8704}} L$$



DATI DI CALCOLO:

-D (DIAMETRO INTERNO)= 0.15m

- Δ (DISLIVELLO) = 48m

-C (COEFFICIENTE DI SCABREZZA)= 130

-L (LUNGHEZZA DELLA CONDOTTA)= 404m

-Q (PORTATA)= 0,07804 mc/s

Avendo calcolato la portata della condotta premente in ghisa possiamo stabilire anche le caratteristiche della pompa di sollevamento, ovvero:

	potenza KW	velocità giri/min	portata l/s	prevalenza m	uscita DN	tipo girante
Prevalenze fino a 48 m	2,7	2900	0,5 - 6,3	48 - 6	80	Trituratrice

E' stato prevista la installazione di n°2 pompe che operino alternativamente in regime normale e contemporaneamente in caso di eccezionale afflusso.