

3 Fognature

Le fognature hanno come scopo principale quello di allontanare le acque di scarico delle abitazioni e le acque delle precipitazioni dalla zona urbana e farle defluire nel ricettore idrico più vicino, private del carico di inquinante di cui dispongono.

Le reti di drenaggio urbano comprendono varie parti: la tubazioni interne alle abitazioni, i pozzetti, i collegamenti con la rete principale, i collettori principali, i manufatti accessori, il depuratore e il ricettore idrico. La grande differenza con le reti acquedottistiche è che le fognature sono sempre reti aperte e il deflusso avviene, di norma, a pelo libero.

3.1 Classificazione delle reti

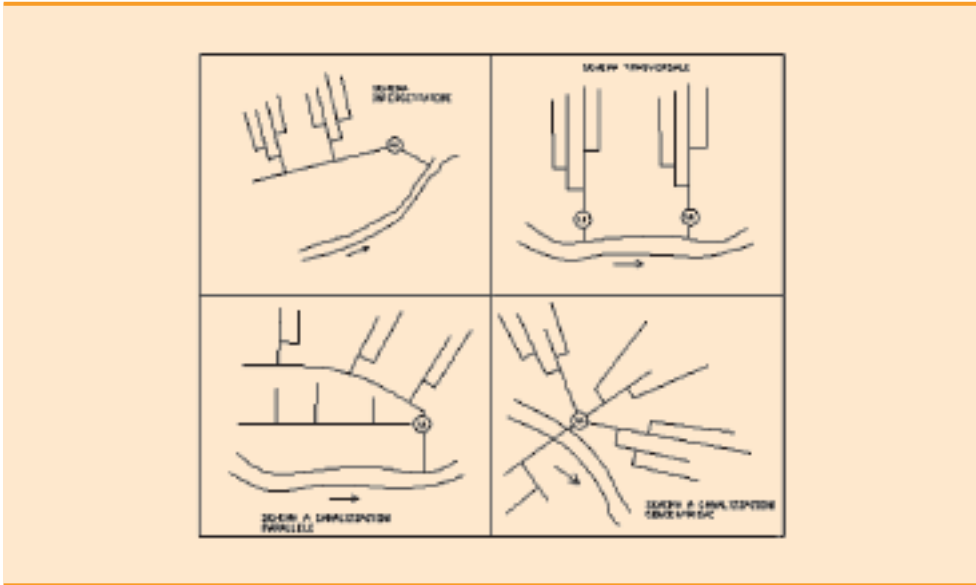
Esistono vari schemi semplici di reti di drenaggio urbano:

1. SCHEMA INTERCETTATORE: esiste un unico collettore che intercetta le portate di ogni ramo della rete dell'abitato;
2. SCHEMA TRASVERSALE: questo schema viene utilizzato quando non esiste la pendenza necessaria a collegare le varie reti, come nel caso delle fognature in pianura;
3. SCHEMA A CANALIZZAZIONI PARALLELE: in questo caso esistono due collettori paralleli che intercettano le varie reti. È lo schema adottato quando i centri urbani hanno grandi dislivelli;
4. SCHEMA A CANALIZZAZIONI CONCENTRICHE: il depuratore si trova in centro e tutte le reti si uniscono in un unico punto.

Le acque che possono essere drenate da una rete fognaria possono essere acque reflue (o nere) che sono quelle che raccolgono tutti gli scarichi e le acque pluviali (o bianche). Questa distinzione si riflette anche nel tipo di rete. Infatti si possono trovare *reti separative*, cioè che prevedono la presenza di una rete per le acque nere e una per le pluviali; oppure *reti unitarie (o miste)* che convogliano entrambe le portate.

Si deve inoltre fare notare come le acque bianche, in base al loro tasso di inquinamento, si possono distinguere in acque di prima pioggia e acque successive. Le prime hanno un tasso di inquinamento molto maggiore perché sono quelle che raccolgono tutto l'inquinamento che si è depositato sul bacino di drenaggio. Generalmente, quindi, nelle fognature delle città si cerca di suddividere le due portate mediante manufatti scolmatori o separatori, facendo così in modo che le acque di prima pioggia vadano al depuratore prima di raggiungere il ricettore idrico finale.

Figura 3.1



3.2 Le portate pluviali

Le portate pluviali sono le portate di afflusso in fognatura quando si manifestano precipitazioni atmosferiche.

La portata pluviale Q_p in litri /s può essere espressa dalla formula:

$$Q_p = \frac{\varphi \cdot i \cdot A}{0,36}$$

in cui φ è il coefficiente di afflusso in fognatura, i è l'intensità di pioggia in mm/h ed A è l'area scolante. Il coefficiente di afflusso è variabile a seconda che ci si trovi in tempo asciutto o di pioggia, oltre che dal tipo di superficie del bacino (permeabile, semi impermeabile o permeabile) e varia tra 0,3 e 0,8.

Tabella 3.1

■ $\varphi = 0,8$	Aree intensive residenziali
■ $\varphi = 0,6$	Aree estensive dei servizi e delle industrie
■ $\varphi = 0,4$	Aree estensive residenziali

La valutazione della portata pluviale, per eseguire una adeguata progettazione della rete, deve tenere conto degli eventi pluviali estremi. Per questo ci si deve riferire alle curve delle possibilità climatiche delle massime precipitazioni, che forniscono la relazione tra l'altezza d'acqua caduta in mm e il tempo di pioggia in cui si è verificato l'evento. Analiticamente:

$$h = a \cdot t^n$$

in cui i coefficienti a e n sono variabili a seconda del tempo di ritorno adottato nella progettazione.

Il tempo di ritorno è un concetto probabilistico che indica il tempo in cui un determinato evento estremo può essere raggiunto o superato mediamente una volta sola.

Generalmente nella progettazione, invece di utilizzare curve di possibilità climatica che si riferiscono a tempi di ritorno diversi a seconda del rischio idraulico che si può sostenere, si adotta una curva media e si usano coefficienti cautelativi diversi da zona a zona.

Inoltre, poiché le curve suddette si riferiscono ad un punto preciso (quello in cui è posizionato il pluviometro), si devono conoscere le relazioni empiriche che permettono di valutare a e n per tutto il bacino di riferimento.

3.3 Portate reflue

Per valutare le portate reflue è necessario conoscere il numero di abitanti dell'area servita e la dotazione idrica giornaliera per abitante. Quest'ultima è variabile da città a città ed è fissata dagli enti tecnici dei comuni e dei consorzi. Normalmente oscilla tra 250 e 350 litri/abitante-giorno.

Per la progettazione della rete è necessario poter stimare la portata reflua massima, mentre per la sua verifica si deve conoscere la portata minima.

La portata di un collettore di acque nere in litri/s è data:

$$Q_{R \max} = \frac{\alpha \cdot k_{h \max} \cdot d \cdot N}{86400}$$

$$Q_{R \min} = \frac{\alpha \cdot k_{h \min} \cdot d \cdot N}{86400}$$

dove:

α è un coefficiente di riduzione pari a 0,8, d è la dotazione idrica giornaliera per abitante, N è il numero di abitanti, k_h è il coefficiente per ottenere la portata oraria massima o minima.

La verifica della rete con la portata minima è indispensabile in quanto si cerca di evitare che si manifesti il fenomeno della sedimentazione nei collettori a causa della bassa velocità. Per questo scopo, la velocità ottimale deve essere compresa tra 0,5 m/s e 4 m/s. Si è visto che il coefficiente $k_{h \min}$ sperimentalmente è pari a:

$$k_{h \min} = 0,3 - 0,4k_{h \max}$$

Il moto nei collettori fognari, ai fini del loro dimensionamento, può essere considerato come un susseguirsi di moti uniformi. Per il movimento dell'acqua nelle tubazioni circolari di PVC si usa solitamente la formula di Prandtl-Colebrook per la stima della velocità media V , formula che nel settore delle fognature trova sempre maggiori consensi:

$$V = -2 \sqrt{2gD_i J} \cdot \log \left(\frac{K}{3,71D_i} + \frac{2,51\nu}{D_i \sqrt{2gD_i J}} \right)$$

dove:

D_i è il diametro interno della tubazione in metri, J è la pendenza, K scabrezza assoluta della tubazione in metri (altezza media delle irregolarità della parete interna), ν è la viscosità cinematica.

Per le tubazioni di PVC appena uscite dalla fabbrica, il valore di K è pari a 0,007 mm. Nel calcolo della rete di drenaggio si consiglia l'utilizzo del valore $K=0,025$ mm in modo da tenere conto della diminuzione della sezione per depositi e incrostazioni, la modifica della scabrezza del tubo in esercizio, la presenza di giunzioni non ben allineate, l'ovalizzazione del tubo, le modifiche di direzione e la presenza di immissioni laterali.

Si riportano in allegato le tabelle che riportano il calcolo della portata con deflusso informo piena per diversi diametri e pendenze. In realtà è meglio che il deflusso in sezione piena non si verifichi perché è necessario che nei collettori rimanga uno spazio d'aria:

- per evitare che le numerose perturbazioni al moto che sono presenti favoriscano l'incollarsi alla calotta del fluido facendo diventare il moto in pressione,
- per considerare ulteriori possibili ampliamenti della rete,
- e per permettere il passaggio del materiale galleggiante che si può trovare accidentalmente in fognatura.

I coefficienti di riempimento che si dovrebbero adottare per una buona progettazione verranno riportati di seguito.

Per valutare la portata defluente e la velocità nella tubazione, è stata realizzata una tabella (in allegato) contenente i coefficienti di adeguamento nel caso di riempimenti parziali. I simboli utilizzati sono i seguenti:

- Q_p =portata di riempimento parziale;
- Q = portata a riempimento totale;
- h =altezza del riempimento;
- D_i =diametro interno del tubo;
- V_p =velocità di flusso relativa a riempimento parziale;
- V = velocità relativa a riempimento totale.

3.4 Calcolo idraulico

Esistono principalmente due metodi di calcolo delle portate per progettare la rete di drenaggio urbano:

- il metodo cinematico;
- il metodo dell'invaso.

Il metodo cinematico prende in considerazione, oltre all'intensità di pioggia (in base alla curva di possibilità pluviometrica in modo che escluda uno o due eventi eccezionali per anno), un coefficiente che tiene conto della copertura del suolo e uno che dipende dall'are drenata, dalla pendenza media della rete e dall'intensità di pioggia

In Italia è molto diffuso il metodo dell'invaso. Ora se ne darà una breve descrizione.

Questo metodo viene così denominato in quanto l'insieme dei collettori della rete possono essere considerati come un vaso che riesce ad attenuare i picchi di portata.

L'equazione risolutiva del metodo è quella che permette il calcolo del modulo udometrico u che si misura in l/(s·ha):

$$u = \frac{2168 * n_0 * (\varphi_m * a_a)^{\frac{1}{n_0}}}{W^{\frac{1-n_0}{n_0}}}$$

dove:

- $n_0 = 4/3 n_a$
- $2168 n_0$ = funzione di n_0 per i canali chiusi
- φ_m = coefficiente di deflusso medio
- W = somma, divisa per l'area di competenza cumulata da monte a valle della ramificazione, dei volumi:
- $V1$ = volume dei piccoli invasi (pozzanghere, grondaie)
- $V2$ = volume invasato da tutti i tronchi a monte
- $V3$ = volume invasato dal tronco in esame

Quindi:

- $W1 = V1/A$ che si pone generalmente pari a $80 \text{ m}^3/\text{ha}$
- $W2 = V2/A$
- $W3 = V3/A$

$$W1 = \frac{V1 + V2 + V3}{A}$$

In particolare la portata pluviale viene espressa mediante l'equazione

$$Q_p = u * A$$

dove:

A = area di competenza di ogni singolo tronco e u = coefficiente udometrico .

Per il dimensionamento delle tubazioni si ricorre ad un processo iterativo in cui l'incognita è il volume $V3$ invasato dal tronco considerato e, conseguentemente, il volume $V2$ invasato da tutti i tronchi a monte.

Si dimensionano i collettori, effettuando tutte le iterazioni necessarie al dimensionamento, dai collettori di monte (estremità), verso valle, in modo da avere già alla prima iterazione il valore del volume $V2$ invasato dai tronchi a monte e ridurre quindi il numero di iterazioni necessarie.

La prima iterazione prevede che, partendo da monte verso valle, si imponga che il volume invasato dal tronco $V3$ sia nullo. $V2$ sarà nullo se si sta dimensionando un collettore di estremità oppure pari alla somma di tutti i volumi invasati dai collettori a monte già dimensionati. Il volume dei piccoli invasi è noto e pari a $80 \text{ m}^3/\text{ha}$ moltiplicato per il valore delle singole aree di competenza. Di qui si procede al calcolo del coefficiente udometrico e delle portate pluviali.

Si calcolano le portate totali, date dalla somma delle portate reflue e pluviali di competenza dei vari tronchi.

Nota la pendenza dei vari tronchi si dimensionano i diametri dei collettori stabilendo un grado di riempimento limite, pari al rapporto tra la sezione bagnata reale e quella totale, che non deve essere superato; i gradi di riempimento limite sono in funzione del diametro del collettore e precisamente:

Tabella 3.2

<i>Diametri</i>	<i>η limite</i>
■ < 500 mm	0.5
■ 500-1200 mm	0.66
■ 1200-2000 mm	0.75
■ > 2000 mm	0.8

Per la prima iterazione si impone un grado di riempimento un po' maggiore, per esempio pari 0.55 per diametri < 500 mm, in modo che nelle iterazioni successive si possa raggiungere il valore desiderato, considerando che il grado di riempimento diminuisce conseguentemente alla riduzione subita dalla portata totale, in quanto il diametro è ipotizzato costante. Si procede per tentativi: assegnando un certo diametro ed essendo nota la pendenza del fondo scorrevole del collettore si osserva se per la portata di competenza totale, relativa al tronco considerato, il grado di riempimento risulta minore o uguale a quello limite.

Se il vincolo del grado di riempimento è rispettato, si assegna al collettore il diametro ipotizzato e si calcola il volume $V'3$ invasato dal tronco in esame.

Nella seconda iterazione, noto il volume $V'3$ invasato dal tronco si sostituisce tale valore al posto del volume $V3$, ipotizzato nullo per la prima iterazione. Conseguentemente si calcolano il valore di W' , il coefficiente udometrico u' e la nuova portata pluviale $Q'p$.

Si calcolano le nuove portate totali, date dalla somma delle portate reflue e pluviali di competenza dei vari tronchi.

Si ripete lo stesso procedimento illustrato nella prima iterazione ottenendo sia un grado di riempimento del collettore minore o al più uguale a quello del passo precedente (in quanto si ipotizza il diametro costante e la portata totale di competenza diminuisce) che un nuovo valore della sezione bagnata ω' e, conseguentemente, del volume invasato dal tronco in esame $V''3$.

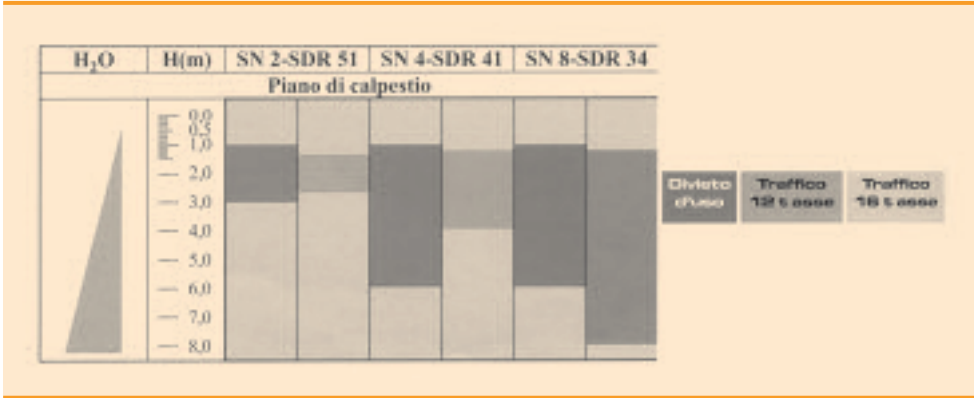
Si continua il processo iterativo finché la differenza dei volumi invasati dal tronco in due iterazioni successive non tende a zero.

Il passo successivo sarà la verifica della rete di drenaggio urbano.

È necessario verificare che la velocità minima di 0.5 m/s sia raggiunta anche quando la portata defluente è minima, ossia composta solo da quella reflua Q_{rmin} e quest'ultima riferita alla portata oraria minima dell'acquedotto.

3.5 Calcolo meccanico delle reti interrate

Figura 3.2



Il parametro più importante sia in fase di calcolo che in fase di collaudo è la deformazione diametrale dei tubi. A tale proposito, per ottenere i migliori risultati è indispensabile:

- utilizzare per il sottofondo, il rinfiacco ed il ricoprimento i materiali più adatti (sabbia o ghiaia);
- procedere al loro compattamento nel modo più valido;
- provvedere che la trincea presenti la minor larghezza possibile.

La scelta dello spessore di parete del tubo dipende in gran parte dalle tre condizioni sopra precisate.

I progressi compiuti negli ultimi anni nello studio delle condotte rigide e di quelle flessibili hanno ampiamente dimostrato i vantaggi che proprio la flessibilità dei tubi interrati offre nel sostenere i carichi sfruttando le reazioni laterali del terreno. Studi e prove pratiche hanno ripetutamente dimostrato che una adeguata progettazione ed una corretta esecuzione del riempimento della trincea migliorano fortemente la capacità del tubo di sostenere i carichi. Si può concludere che il progettista deve tenere presente il sistema tubo-terreno piuttosto che il solo elemento tubo, con il vantaggio derivato dal minore spessore del tubo, che appare sempre interessante, pur tenendo presente la maggior incidenza della posa in opera.

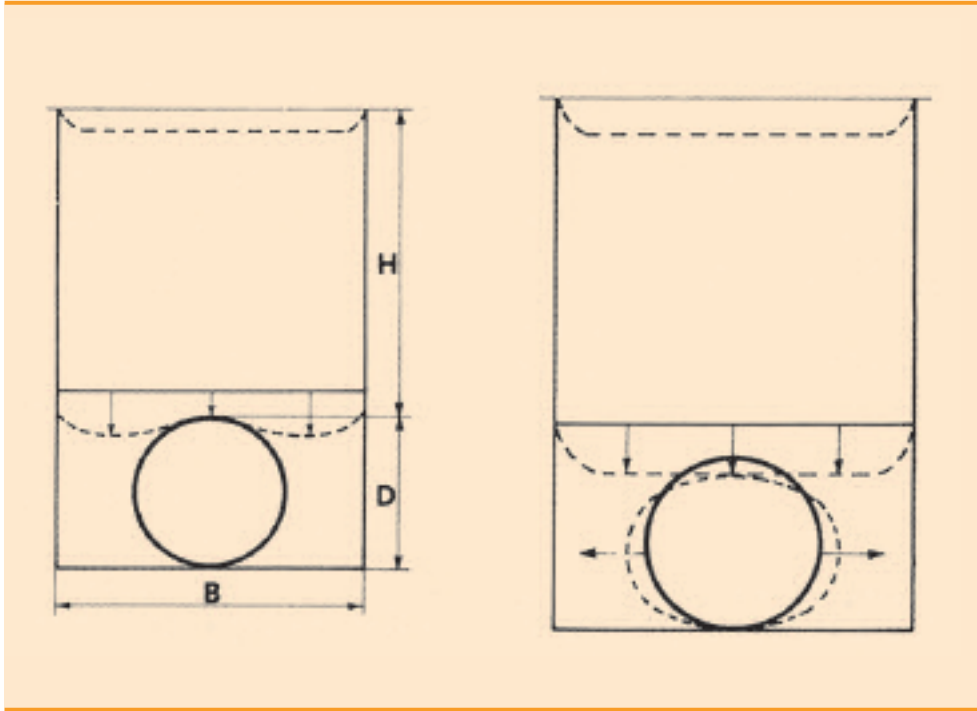
Sono *rigidi* i tubi di cemento, di fibro-cemento e di gres.

Sono *flessibili* i tubi di PVC e di altri materiali plastici (PE, PP, PRFV).

I tubi flessibili si deformano più del terreno circostante. Da soli quindi non sarebbero in grado di resistere a forti carichi verticali. Con un adeguato riempimento della trincea la loro resistenza aumenta notevolmente in quanto gran parte del carico sovrastante il tubo viene sopportato dal terreno.

In figura 3.3 si possono vedere le deformazioni del terreno nei due casi. Il tubo flessibile (seconda figura), deformandosi nel piano orizzontale, provoca una reazione laterale del terreno. Si ha così sul tubo un carico radiale che porta ad una sollecitazione di compressione sulle pareti del tubo del tutto analoga a quella tipica dell'arco. Il tubo rigido (prima figura), in funzione del carico verticale impostogli, viene sottoposto ad uno

Figura 3.3



sforzo di flessione del tutto analogo a quello tipico della trave. È ben noto che l'arco rispetto la trave presenta una utilizzazione nettamente migliore del materiale che lo costituisce. Nel nostro caso l'azione del terreno aumenta quindi la capacità di resistenza del tubo flessibile.

La resistenza meccanica dei tubi destinati alle fognature è determinata dai carichi esterni (Q) e non dalla pressione idraulica interna accidentale. Si ricordi infatti che essi vengano raramente utilizzati a flusso pieno, e inoltre che lo spessore di parete della serie più leggera di questi tubi (SN 2) è tale da sopportare la pressione di 4 bar.

I suddetti carichi esterni sono dati dalla somma di:

- carico del terreno q_t ;
- carico di traffico o carichi mobili q_m ;
- acqua di falda q_f .

Si indicherà di seguito con q in kg/m^2 il carico per unità di superficie e con $Q=q \cdot D$ in kg/m il carico per unità di lunghezza.

3.5.1 Carico del terreno

Il carico del terreno si determina in modo diverso a seconda di come è stato eseguito lo scavo.

Il caso di trincea stretta è il più favorevole in quanto il carico è sopportato in parte per attrito dai fianchi della trincea. La definizione di trincea stretta è condizionata rispetto dei seguenti limiti geometrici:

$$B \leq 3D$$

$$B \leq H / 2$$

Il carico del terreno è dato da:

$$q_{t1} = C_{d1} \cdot \gamma \cdot B$$

dove:

$C_{d1} = \frac{1 - e^{-2k \tan \theta \cdot H/B}}{2K \tan \theta}$ è il coefficiente di carico per il riempimento in trincea stretta;

γ è il peso specifico del terreno in kg/m³;

$K = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$ rapporto tra pressione orizzontale e verticale nel materiale di riempimento;

θ è l'angolo di attrito tra il materiale di riempimento e le pareti della trincea;

ϕ è l'angolo di attrito interno del materiale;

H è l'altezza del riempimento a partire dalla generatrice superiore del tubo in metri;

B è la larghezza della trincea, misurata in corrispondenza della generatrice superiore del tubo in metri.

Tabella 3.3

<i>Natura del terreno</i>	<i>Materiale di riempimento</i>	<i>Angolo</i>
■ Marna	Sabbia	30
■ Marna	Ghiaia	35
■ marna	Ciottoli grossi	40
■ Rocce lisce	Sabbia	25
■ Rocce lisce	Ghiaia	30
■ Rocce scistose	Sabbia	35
■ Rocce scistose	ghiaia	40

Nel caso di trincea infinita o terrapieno, cioè nel caso in cui:

$$B \leq 10D$$

$$B \leq H / 2$$

il carico del terreno è dato da:

$$q_{t2} = C_{d2} \cdot \gamma \cdot H$$

in cui $C_{d2}=1$ perché la trincea è infinita e H è l'altezza del riempimento misurata a partire dalla generatrice superiore del tubo.

3.5.2 Carichi mobili

Anche nel caso di carichi mobili (traffico stradale o ferroviario) le pareti della trincea assorbono una parte del carico.

Tuttavia per semplicità e per motivi di massima sicurezza, si propone l'uso della formula prevista nel caso meno favorevole, cioè nel caso in cui il tubo si trova in una trincea infinita o terrapieno.

Il carico mobile è dato da:

$$q_m = \frac{3}{2\pi} \frac{P}{(H + D/2)^2} \varphi$$

dove:

P rappresenta il carico concentrato in kg costituito da una ruota o da una coppia di ruote, può essere di 3000 kg se rappresenta la situazione in cui sono previsti solo passaggi di autovetture o di autocarri da cantiere; oppure 6000 kg quando rispecchia la situazione in cui sono previsti solo passaggi di autovetture o di autocarri leggeri; oppure 9000 kg se rispecchia la situazione in cui sono previsti passaggi di autotreni pesanti.

D è il diametro nominale del tubo;

H è l'altezza di riempimento misurata dalla generatrice superiore del tubo;

φ è il coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto dinamico dei carichi.

Si assume uguale a $1+0,3/H$ (limitatamente ai mezzi stradali) oppure $1+0,6/H$ (limitatamente ai mezzi ferroviari), se il tubo flessibile non è inserito, come di norma, in un tubo d'acciaio.

3.5.3 Carico per acqua di falda

In presenza di acqua di falda il tubo interrato è soggetto ad un carico q_f di cui va tenuto conto nella determinazione del carico totale Q agente sul tubo.

Tale carico è dato da:

$$q_f = \gamma_{H20} (H - H_1 + D/2)$$

dove H è il riempimento a partire dalla generatrice superiore del tubo, H_1 è la soggiacenza della falda dal piano campagna, D è il diametro nominale esterno del tubo.

3.5.4 Interazione tubo terreno

Le flessioni e di un anello elastico sottoposto ad un carico sono espresse dalla formula di Spangler:

$$\Delta y = N_{\Delta y} \frac{QD^3}{\beta EI}$$

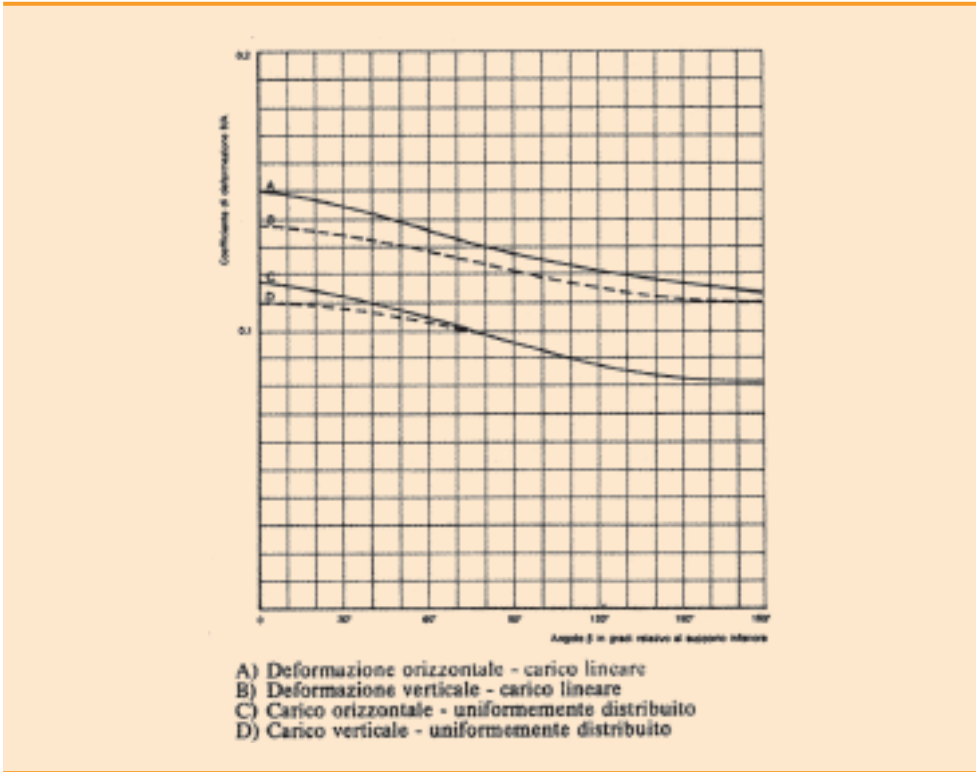
$$\Delta x = N_{\Delta x} \frac{QD^3}{\beta EI}$$

dove I è il momento di inerzia della parete del tubo pari a $S^3/12$; E è il modulo di elasticità del materiale costituente il tubo; esono coefficienti variali in funzione di α (angolo di distribuzione del carico) e β (angolo di supporto del letto di posa). Questi valori sono riportati in figura 3.4 dalla quale appare che l'andamento della flessione orizzontale è assai simile a quello della flessione orizzontale.

Ponendo $\alpha = 180^\circ$ e quindi anche $\beta = 180^\circ$ si ottiene:

$$\Delta x = \Delta y = \frac{0,083QD^3}{8EI}$$

Figura 3.4



Si osserva che nel caso di un tubo flessibile interrato, la deformazione laterale comprime il terreno che a sua volta sviluppa una reazione nei confronti del tubo, proporzionale ad modulo elastico del terreno E_1 . Pertanto le deformazioni sopra enunciate di attenuano e assumono un valore pari a:

$$\Delta x = \Delta y = \frac{0,083QD^3}{8EI + 0,061E_1D^3}$$

e per un tubo liscio:

$$\Delta x = \Delta y = \frac{0,125QD^3}{E(s/D)^3 + 0,0915E_1}$$

Le suddette formule sono valide per determinare la deformazione al tempo iniziale $t=0$.

Per tenere conto della variazione nel tempo sia delle caratteristiche del PVC che del comportamento del terreno, si inserisce nella suddetta formula un coefficiente T .

Si ottiene pertanto:

$$\Delta x = \Delta y = \frac{0,125TQ}{\frac{E}{T}(s/D)^3 + 0,0915E_1}$$

dove $T=2$ è il valore raccomandato.

I valori di E_1 si possono calcolare in base all'espressione:

$$E_1 = \frac{9 \cdot 10^4}{\alpha'} (H + 4)$$

in cui H è l'altezza del riempimento a partire dalla generatrice superiore del tubo e è un fattore che dipende dalla compattazione del rinfiando del tubo e che è collegato alla prova Proctor.

Si deve anche considerare che il valore di E_1 varia anche con la compressione.

Tabella 3.4

Prova Proctor	α'
■ 95°	1,0
■ 90°	1,5
■ 85°	1,5 ²
■ 80°	1,5 ³
■ 75°	1,5 ⁴

3.5.5 Pressione di collasso

Un tubo caratterizzato da pareti mobili molto sottili, invece che per sovratensioni o per eccessiva deformazione diametrale, si può rompere anche per collasso. Per gli spessori previsti per i tipi UNI EN 1401-1 il collasso non si verifica. Il valore della deformazione è il vincolo più limitativo.

3.5.5.1 Esempio di calcolo

Si calcolano le flessioni di un tubo in PVC della serie SN4 kN/m² con diametro nominale DN=0,4 m, interrato a 4 m, in una trincea stretta, subito dopo la posa e nel tempo nell'ipotesi che l'indice Proctor del terreno sia del 90% e che il peso specifico del terreno $\gamma=2000$ kg/m³. Si applica la formula di Spangler:

$$\Delta x = \frac{0,125 \cdot Q}{E \cdot (s/D)^3 + 0,0915 \cdot E_1}$$

in cui $Q=4500 D$ è il carico totale esterno sul tubo, $E=30000 \cdot 10^4$ è il modulo elastico del tubo, $s/D=0,0078/0,4=0,0195$ e, infine, il valore di E_1 si può calcolare in base all'espressione:

$$E_1 = \frac{9 \cdot 10^4}{\alpha'} (H + 4)$$

Dove H è l'altezza del riempimento a partire dalla generatrice superiore del tubo in metri e α' vale 1,5. Pertanto $E_1=480000$ kg/m².

Sostituendo si può ottenere:

$$\frac{\Delta x}{D} = 1,21\%$$

E quindi la flessione del tubo alla posa in opera.

Volendo calcolare la flessione dello stesso tubo nel tempo si applica la formula:

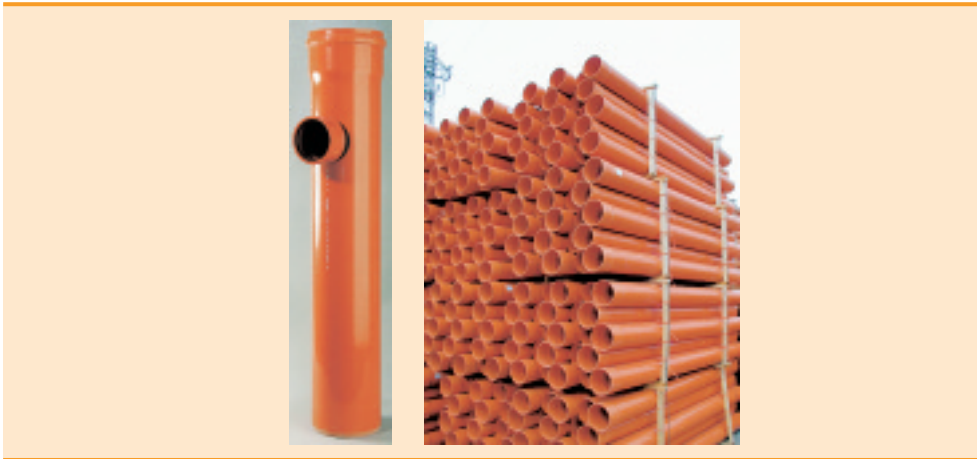
$$\frac{\Delta x}{D} = \frac{0,125 \cdot T \cdot Q}{\frac{E}{T} \cdot (e/D)^3 + 0,0915 \cdot E_1}$$

Sostituendo ed eseguendo i calcoli indicati:

$$\frac{\Delta x}{D} = 2,49\%$$

3.6 Gamma prodotti

3.6.1 Tubazioni



<i>Tipo tubazione</i>	<i>DN Esterno (mm)</i>	<i>Spessore (mm)</i>	<i>Lunghezza barra (m)</i>
■ UNI EN 1401 -SDR 51SN2	160-200-250-315-400 -500-630-800-1000	3,2-3,9-4,9-6,2-7,9 -9,8-12,3-15,7-19,6	6
■ UNI-EN 1401 - SDR 41 -SN4	110-125-160-200 -250-315-400-500-630	3,2-4-4,9-6,2-7,7 -9,8-12,3-15,4	6-5-2-1
■ UNI-EN 1401 - SDR34 -SN8	110-125-160-200-250 -315-400-500-630	3,7-4,7-5,9-7,3-9,2 -11,7-14,6-18,4	6-3
■ A PARETE STRUTTURATA LISCIA INTERNA -ESTERNA SN4	110-125-160-200 -250-315-400-500	Altezza si struttura*: 3,2-4-4,9-6,2 -7,7-9,8-12,3	0,5-1-2-3-5

segue >>>

>>> seguito

Tipo tubazione	DN Esterno (mm)	Spessore (mm)	Lunghezza barra (m)
■ A PARETE STRUTTURATA LISCIA INTERNA -ESTERNA SN8	125-160-200-250 -315-400-500	Altezza di struttura*: 3,7-4,7-5,9-7,3-9,2 -11,7-14,6	3-6
■ TUBAZIONI ALVEOLARI SN2	500-630-710-800 -900-1000-1200	Altezza di struttura*: 12,4-16,9-18-21 -26-28,5	3-6
■ TUBAZIONI ALVEOLARI SN4	160-200-250-315-400 -500-630-710-800 -900-1000-1200	Altezza di struttura*: 5,5-6,7-8,5-10,9-13,1 -17,7-21-22,5-24 -27,5-30,5	3-6
■ TUBAZIONI ALVEOLARI SN8	160-200-250-315 -400-500-630-710 -800-900-1000-1200	Altezza di struttura*: 6,2-7,8-9,8-12,5-15,5 -19,4-23-24,5-28-30-32,5	3-6
■ TUBAZIONI ALVEOLARI SN16	200-250-315 -400-500	Altezza di struttura*: 8-10-12,5-16-19	3-6

*: non è uno spessore a parete piena come per UNI EN 1401

3.7 Sistemi di tubazioni per fognatura e scarichi interrati non in pressione: Norma UNI EN 1401

La presente scheda riassuntiva intende fornire esclusivamente un sunto delle informazioni di carattere generale sulle varie tipologie e metodologie di prova previste per l'applicazione in oggetto; per informazioni dettagliate sulle tipologie e frequenze di prova o comunque per informazioni di dettaglio si rimanda comunque alle specifiche norme di riferimento in vigore.

- Parte 1: Specificazioni per i tubi, i raccordi ed il sistema
- Parte 2: Guida per la valutazione della conformità
- Parte 3: Guida per l'installazione

Scopo e campo di applicazione:

la norma specifica i requisiti per i tubi, i raccordi ed il sistema di tubazioni di poli cloruro di vinile non plastificato (PVC-U) nel campo degli scarichi interrati e delle fognature non in pressione nelle seguenti applicazioni:

- all'esterno della struttura dell'edificio (codice dell'area di applicazione "U");
 - sia interrati entro la struttura dell'edificio (codice dell'area di applicazione "D")
- che all'esterno della struttura dell'edificio (codice dell'area di applicazione "U");
per le tubazioni idonee per entrambe le applicazioni viene assunto il codice "UD".

La materia prima

Il materiale con cui sono costruite le tubazioni (tubi e raccordi) deve essere una composizione (compound) di poli cloruro di vinile non plastificato (PVC-U) cui sono aggiunte le sostanze necessarie per facilitarne la produzione.

Se calcolato sulla base di una formulazione nota, il contenuto di PVC deve essere almeno l'80% n massa per i tubi e almeno l'85% in massa per i raccordi, calcolato secondo la norma EN 1905.

Una ulteriore riduzione del contenuto di PVC-U al valore $\geq 75\%$ in massa per i tubi è permessa a patto che il PVC compatto sia sostituito con PVC caricato e non caricato con CaCO_3 conformemente a quanto specificato di seguito:

- a) la composizione di CaCO_3 dovrà essere conforme alle specifiche seguenti:
 - contenuto di $\text{CaCO}_3 \geq 96\%$ in massa;
 - contenuto di $\text{MgCO}_3 \leq 4\%$ in massa;
 - contenuto di CaCO_3 e di MgCO_3 complessivamente $\geq 98\%$ in massa.
- b) Le proprietà fisiche del materiale dovranno conformarsi a:
 - Dimensione media delle particelle $D50 \leq 2,5 \mu\text{m}$;
 - Valore superiore $D98 \leq 20 \mu\text{m}$.

La gamma dimensionale (UNI 1401-2):

La norma prevede tubazioni a giunzione elastomerica, con guarnizioni conformi alla norma EN 681, a giunzione ad incollaggio, con anello di ritenuta.

- SN 2 dal DN 160 al DN 1000
- SN 4 dal DN 110 al DN 1000
- SN 8 dal DN 110 al DN 630

Accorpabili nei seguenti:

- gruppi di diametri
 - gruppo 1 dal DN 110 mm al DN 200
 - gruppo 2 dal DN 250 mm al DN 500
 - gruppo 3 dal DN 710 mm al DN 1000
- gruppi di figure (raccordi)
 - gruppo 1: curve
 - gruppo 2: derivazioni
 - gruppo 3: altri tipi di raccordi

ai fini della verifica della conformità ai requisiti di norma (parte 2).

Le prove:

TT (prove di tipo) = Prove effettuate per verificare che il materiale, i componenti, il giunto o l'assemblaggio siano adatti a soddisfare i requisiti forniti nella norma.

AT (prove di verifica) = Prove effettuate dall'organismo di certificazione o per suo conto per confermare che il materiale, i componenti, il giunto o l'assemblaggio restino conformi ai requisiti forniti nella norma e per fornire informazioni necessarie a valutare l'efficacia del sistema qualità.

BRT (prove di rilascio del lotto) = Prove effettuate dal fabbricante su una partita di componenti che deve essere completata in modo soddisfacente prima che la partita sia messa in spedizione.

PVT (prove di verifica del processo) = Prove effettuate dal fabbricante sui materiali, componenti, giunti o assemblaggi a intervalli specificati per confermare che il processo continua ad essere in grado di produrre componenti conformi ai requisiti riportati nella norma.

NP= Non previsto

Caratteristiche dei tubi e del materiale (UNI EN 1401-1 e 2)

<i>Prova</i>	<i>Metodo di prova</i>	<i>AT</i>	<i>TT</i>	<i>PVT</i>	<i>BRT</i>
■ Contenuto di PVC	EN 1905	X	X	NP	NP
■ Resistenza alla pressione interna a 1000h*	UNI EN 921	X	X	X	NP
■ Aspetto	UNI EN 1401-1	X	X	NP	X
■ Colore	UNI EN 1401-1	X	X	NP	X
■ Dimensioni	UNI EN 1401-1	X	X	NP	X
■ Resistenza all'urto a 0°C	EN 744	X	X	NP	X
■ Temperatura di rammollimento (Vicat)	EN 727	X	X	X	NP
■ Ritiro longitudinale	EN 743	X	X	NP	X
■ Grado di gelificazione	EN 580	X	X	NP	X
■ Marcatura	UNI EN 1401-1	X	X	NP	X

* = Sul diametro più piccolo prodotto

Caratteristiche dei raccordi e del materiale (UNI EN 1401-1 e 2)

<i>Prova</i>	<i>Metodo di prova</i>	<i>AT</i>	<i>TT</i>	<i>PVT</i>	<i>BRT</i>
■ Contenuto di PVC	EN 1905	X	X	NP	NP
■ Resistenza alla pressione interna a 1000h*	EN 921	X	X	X	NP
■ Aspetto	UNI EN 1401-1	X	X	NP	X
■ Colore	UNI EN 1401-1	X	X	NP	X
■ Dimensioni	UNI EN 1401-1 ed EN 496	X	X	NP	X
■ Resistenza meccanica o felessibilità	EN 12256	NP	X	X	NP
■ Prova di caduta a 0°C	EN 12061	X	X	X	NP
■ Temperatura di rammollimento (Vicat)	EN 727	X	X	NP	NP
■ Effetto del calore	EN 763	X	X	NP	X
■ Tenuta all'acqua	EN 1053	NP	X	NP	X
■ Marcatura	UNI EN 1401-1	NP	X	NP	NP

* = La dimensione da verificare è funzione dello spessore del provino

Caratteristiche di idoneità all'impiego del sistema (UNI EN 1401-1- e 2)

<i>Prova</i>	<i>Metodo di prova</i>	<i>AT</i>	<i>TT</i>	<i>PVT</i>	<i>BRT</i>
■ Tenuta dei giunti con guarnizione elastomerica	EN 1277	X	X	X	NP
■ Cicli ad elevata temperatura	EN 1055	X	X	X	NP
■ Prestazioni a lungo termine delle guarnizioni in TPE	EN 1989	X	X	X	NP

La guida per l'installazione [1401-3]

La norma 1401 parte 3 unitamente alle norme ENV 1046:2000 e UNIEN 1610:1999 fornisce pratiche raccomandazioni per l'installazione di tubi e raccordi in poli cloruro di vinile non plastificato (PVC-U) quando utilizzati nei sistemi di tubazioni per scarichi interrati e fognature non in pressione nelle seguenti applicazioni:

- all'esterno della struttura dell'edificio (codice dell'area di applicazione "U");
- sia interrati entro la struttura dell'edificio (codice dell'area di applicazione "D") che all'esterno della struttura dell'edificio (codice dell'area di applicazione "U");
- per le tubazioni idonee per entrambe le applicazioni viene assunto il codice "UD".

3.8 Sistemi di tubazioni a parete strutturata per fognatura e scarichi interrati non in pressione: Tubazioni in PVC-U — PP — PE — Progetto di Norma UNIEN 13476

La trattazione approfondita della norma UNIEN 13476 viene effettuata nell'appendice 13 in cui si tratta il confronto del PVC con gli altri materiali.

