



www.riccini.it

MANUALE TECNICO
kingcor



INDICE

Clicca sulla voce interessata per andare direttamente alla pagina.

PREFAZIONE	IV
INTRODUZIONE	V
01 - LA MATERIA PRIMA	07
1.1. Il polipropilene (PP)	08
1.2. L'evoluzione delle caratteristiche tecniche	09
1.3. Resistenza all'abrasione	10
1.4. Dilatazione termica	11
1.5. Resistenza alla corrosione ed agli agenti chimici	12
02 - IL PRODOTTO KINGCOR	13
2.1. Riferimenti normativi	14
2.2. Controlli e collaudi	15
2.2.1. Determinazione della rigidità anulare (SN)	15
2.2.2. Determinazione della flessibilità dell'anello	16
2.2.3. Determinazione del rapporto di deformazione plastica (CREEP)	17
2.2.4. Determinazione della resistenza agli urti	17
2.2.5. Tenuta della giunzione con guarnizione elastomerica	18
2.3. Certificazioni e marchi di qualità	19
03 - CALCOLI IDRAULICI	20
3.1. Premessa	21
3.2. Formule generali di movimento	21
3.2.1. Portate a tubo pieno	22
3.2.2. Correnti a pelo libero	24
3.3. Portata delle acque di pioggia	30
3.3.1. Il metodo dell'invaso	32
3.4. Portata delle acque nere	34
3.5. Applicazione: dimensionamento di una condotta per fognatura mista	35
04 - CALCOLI STATICI	39
4.1. Premessa	40
4.2. Metodo di calcolo secondo la prCEN/TR 1295-3	41
4.2.1. Parametri del terreno	41
4.2.2. Determinazione dei carichi	45
4.2.3. Distribuzione dei carichi e fattori di concentrazione	48
4.2.4. Carichi agenti sulla condotta	56
4.2.5. Spostamento orizzontale	59
4.2.6. Deformazione della condotta	60
4.2.7. Determinazione delle sollecitazioni indotte dai carichi esterni - verifiche	62
4.2.8. Analisi di stabilità	67

INDICE

4.2.9. Applicazione della prCEn/TR 1295: analisi parametrica	72
4.3. Metodo di Marston – Spangler	75
4.3.1. Carico del terreno	75
4.3.2. Azione dei sovraccarichi verticali	77
4.3.3. Azione dell'acqua	81
4.3.4. Verifica alla deformazione	82
05 - APPLICAZIONE, USO ED INSTALLAZIONE	84
5.1. Trasporto e accatastamento dei tubi	85
5.1.1. Trasporto	85
5.1.2. Accatastamento	85
5.2. Prescrizioni per il montaggio: la giunzione	86
5.3. La posa in trincea	86
5.3.1. Prescrizioni per la posa	87
5.3.2. Riempimento della trincea	87
5.3.3. Presenza di falda acquifera	88
5.4. Collaudo idraulico	90
5.4.1. Collaudo con acqua – metodo “w”	91
06 - ACCESSORI	93
6.1. Raccordi	94
6.2. Pozzetti di ispezione	96
6.3. Installazione dei pozzetti	98
6.3.1. Scavo	98
6.3.2. Posa	98
6.3.3. Riempimento dello scavo	98
6.3.4. Presenza di falda	99
6.3.5. Installazione del chiusino	100
6.4. Collegamento ad altri prodotti	101
07 - VOCI DI CAPITOLATO	102
08 - APPENDICE	104
09 - BIBLIOGRAFIA	112

PREFAZIONE

Le prime reti "moderne" di condutture fognarie sotterranee furono realizzate alla fine del XIX secolo e segnarono per i nostri centri urbani una piccola rivoluzione.

Nel corso dei decenni successivi, tali infrastrutture necessitarono di ammodernamenti e sostituzioni variamente influenzate da molteplici fattori quali l'evoluzione tecnologica dei materiali a disposizione e la contingente disponibilità finanziaria necessaria ad effettuare gli investimenti.

Sintesi di questa necessità di sviluppo fu rappresentata dalla continua evoluzione delle tecniche e dei prodotti a disposizione degli operatori delle reti per le attività di smaltimento locale.

In questo ambito si colloca la nascita e la presenza dell'azienda **RICCINI** che, da oltre 50 anni, offre prodotti le cui caratteristiche principali sono rintracciabili nell'alta qualità e funzionalità.

Attiva nel settore delle tubazioni, **RICCINI** rappresenta oggi una realtà che ha sempre saputo distinguersi per la sua capacità di rendersi anticipatrice di importanti innovazioni grazie ad una spiccata capacità di intuizione e ad un serio impegno nella ricerca.

Esempio evidente di questa filosofia aziendale è lo sviluppo e la produzione di una serie di prodotti, molti dei quali rispondono a caratteristiche del tutto nuove in rapporto a quanto presente nel mercato di riferimento. Al riguardo, la recente evoluzione raggiunta dai polimeri di ultima generazione e, in particolare, dal polipropilene, ha consentito di avviare un attento studio di ricerca sulle applicazioni nell'ambito delle tubazioni.

La constatazione dei livelli raggiunti dal progresso dei materiali e dei prodotti, ha spinto **RICCINI** a realizzare questa trattazione dove si illustra l'ultima frontiera in tema di tubazioni destinate allo smaltimento delle acque: **KINGCOR**, il nuovo tubo in PP a parete strutturata per sistemi di scarico fognario.

Il presente manuale, lungi dal voler rappresentare un'esauriente trattazione accademica, è dedicato sia agli operatori del settore che hanno l'obbligo di progettare, curare la scelta dei materiali ed eseguire sistemi fognari a regola d'arte, sia ai gestori degli impianti che devono provvedere ad un'adeguata manutenzione e conduzione degli stessi affinché permanga nel tempo il livello di efficienza e sicurezza iniziale.

Pertanto, rappresenta un'utile guida, tecnica e pratica, per:

- avere una chiara visione tecnico-operativa dei problemi da affrontare in fase di progettazione e realizzazione di un efficace ed efficiente impianto di smaltimento fognario;
- risolvere le principali problematiche relative alla prevenzione dei rischi in caso di eventi limite;
- affrontare in sicurezza e con cognizione di causa le fasi di movimentazione e stoccaggio del prodotto;
- conoscere e saper valutare i limiti dell'impianto, le sue modalità di utilizzo e di manutenzione ai fini della sicurezza di tutto il sistema.

La duttilità del prodotto in fase di lavorazione, le ragguardevoli resistenze meccaniche e chimiche registrate nei manufatti ottenuti, l'ecocompatibilità del polipropilene che, tra le materie plastiche, ha il minor impatto sull'ambiente (costi energetici di produzione, interazione in vita con l'ambiente, costi di smaltimento), sono tutti elementi che fanno di **KINGCOR** uno dei prodotti più innovativi che il settore ha conosciuto negli ultimi anni.

INTRODUZIONE

Relativamente alla recente evoluzione delle tecniche, dei materiali e della valutazione complessiva dell'investimento nella realizzazione delle reti fognarie, occorre sicuramente sottolineare il lento ma inesorabile passaggio che dagli anni '70 vede spostare gli orientamenti di scelta verso le materie plastiche rispetto ai materiali tradizionali (cemento, ghisa, gres, ecc.).

A prescindere dal fatto che tutte le tubazioni, quando prodotte ed installate con serietà in accordo agli standard internazionali, offrono soddisfacenti risultati, occorre sicuramente evidenziare gli aspetti principali che debbono essere tenuti in considerazione da gestori, progettisti ed utenti delle reti fognarie nell'ottica di una valutazione complessiva di strutture sicure, a basso impatto economico ed ambientale e di lunga durata.



Tenendo in considerazione tutti questi importanti aspetti e valutando attentamente le esperienze decennali di molti paesi e stati europei e mondiali, ci si accorge che il bilancio complessivo dei vantaggi offerti da tubazioni di tipo rigido (cemento, ghisa, gres, fibrorinforzati, ecc.) e quelle di tipo flessibile (PVC, PE, PP, ecc.), pende decisamente a favore di queste ultime.

A partire dalla fine degli anni '60 con l'introduzione delle prime tubazioni in PVC nel settore degli scarichi, passando per le realizzazioni in PE fino alle tubazioni in PP, il settore ha potuto dimostrare che i sistemi di tubi flessibili prodotti con materiali termoplastici soddisfano i requisiti delle moderne reti fognarie meglio dei tubi rigidi in materiali tradizionali.

A supporto di questa affermazione vanno i risultati ottenuti da studi statistici sulle rotture occorse

INTRODUZIONE

ad impianti fognari realizzati con tutti i materiali e monitorate negli ultimi venti anni di installazioni in tutto il mondo. Il rischio ambientale potenziale per sistemi di tubazioni flessibili è pari al 15% di quello di sistemi di tubazioni rigide [1]. Dati ancor più significativi sono quelli provenienti, purtroppo da zone soggette a terremoti, come nel tristemente conosciuto terremoto di Kyoto dove soltanto le infrastrutture per trasporto fluidi in pressione realizzate in materiali termoplastici, hanno superato indenni la furia del sisma.

Anche senza arrivare a forze in gioco estremamente elevate, è indubbio che uno dei fenomeni più rilevanti che coinvolgono tubazioni come quelle per scarichi fognari è il movimento nel tempo del terreno che, comunque può portare a concentrare anche localmente energie importanti.

Una tubazione rigida può rispondere a tali sollecitazioni soltanto con uno sforzo mentre una tubazione flessibile in materiali plastici lavora disperdendo e scaricando le forze in gioco al terreno circostante.

Con l'avvento delle materie plastiche è sicuramente cambiato l'approccio progettuale al dimensionamento delle condotte interrate vista la naturale capacità delle tubazioni flessibili ad adattarsi ai movimenti del suolo anziché contrastarli.



01

LA MATERIA PRIMA

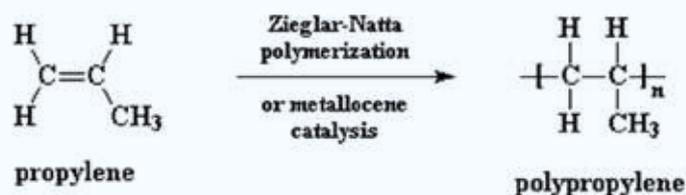
MANUALE TECNICO KINGCOR

01 - LA MATERIA PRIMA

1.1. IL POLIPROPILENE (PP)

Il PP è un materiale di sintesi ottenuto per polimerizzazione del Propilene.

Il metodo base di sintesi deriva dalla polimerizzazione con catalizzatori metallo-organici messa a punto da Ziegler per il Polietilene (PE) e modificata in senso stereo-specifico da Giulio Natta (1955).



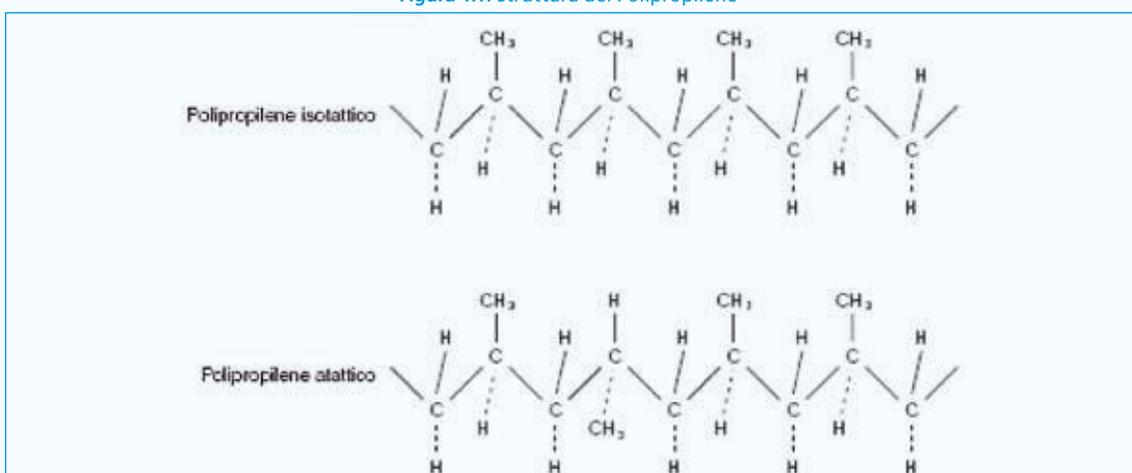
Il PP appartiene alla famiglia delle Poliolefine, cioè a quei polimeri derivanti da idrocarburi contenenti un doppio legame ed aventi formula (C_nH_{2n}), comunemente noti come olefine. Oltre il PP, appartengono a questo gruppo anche il Polietilene (PE), il Polibutene-1 (PB), ed altri polimeri.

È il primo polimero prodotto industrialmente nel mondo mediante polimerizzazione stereospecifica, tecnica che permette la preparazione di moltissimi polimeri con struttura fisica predeterminata.

Le due principali tipologie di grande interesse commerciale sono i PP isotattici ed atattici (**Figura 1.1**).

In generale il PP è un materiale termoplastico semicristallino, di colore bianco, traslucido, simile al PEHD però più resistente e rigido e con una temperatura di rammollimento più elevata nonostante una densità inferiore.

Figura 1.1: Struttura del Polipropilene



Il PP isotattico è un polimero che fonde a circa 180°C e deve la sua cristallinità alla tatticità della catena polimerica, cioè alla ripetizione regolare di unità monometriche aventi la stessa configurazione spaziale.

Gran parte delle proprietà meccaniche dei manufatti realizzati con PP sono strettamente correlate alla tattilità del polimero.

01 - LA MATERIA PRIMA

Si possono distinguere quattro tipi o famiglie di PP, diversi per caratteristiche fisico – meccaniche, aventi una diversa struttura spaziale:

PP isotattico: gruppi metile (CH_3) disposti sullo stesso lato della catena. Elevata cristallinità, rigido;

PP atattico: gruppi metile (CH_3) disposti casualmente. Amorfo, gommoso;

PP sindiotattico: gruppi metile (CH_3) disposti in modo alternato sui lati opposti della catena.

Non utilizzato in produzioni industriali;

PP a stereoblocchi: tratti di catena consecutivi con orientamenti secondo le precedenti descrizioni. Debolmente cristallino.

In generale, parlando di PP omopolimero (catena polimerica costituita soltanto da propilene), si può aggiungere che rispetto al PEHD presenta una resistenza più limitata all'urto specie alle basse temperature, pur conservando ottime caratteristiche di resistenza chimica.

Per questa carenza, specifica del PP omopolimero, fino agli anni 80 le applicazioni in settori dove la resistenza all'urto risultava fondamentale, sono state piuttosto limitate tanto da costituire il limite storico di questo materiale.

Per sopperire a tale carenza, in tempi passati si cercava di migliorarne le caratteristiche con l'aggiunta di antiurtizzanti a discapito però della rigidità.

1.2. L'EVOLUZIONE DELLE CARATTERISTICHE TECNICHE

Tra tutte le materie plastiche presenti nel mercato, analizzando gli ultimi 20-30 anni, il PP è sicuramente una di quelle che ha concentrato i maggiori sforzi di ricerca e, di conseguenza ha conosciuto una maggior diffusione ed un notevole ampliamento del proprio campo di applicazione.

L'enorme versatilità di questo materiale è sempre stata legata alla possibilità di creare strutture molecolari del polimero stesso adatte ed adeguate alle specifiche esigenze di applicazione.

Nel settore dell'ingegneria civile oggi troviamo il PP in molte applicazioni: dai geotessili ai tubi pas-sacavi, dalle guaine alle reti di contenimento, dalle fibre alle impermeabilizzazioni, dai tubi di scarico per fluidi non in pressione al trasporto in pressione di acqua calda.

Le nuove tecniche di sintesi ed i nuovi catalizzatori hanno poi portato alla realizzazione di PP Copolimeri (PP-B) ottenuti distribuendo già in fase di polimerizzazione, una percentuale di elastomeri all'interno di una matrice di PP ad alta cristallinità con l'obiettivo principale di migliorare e superare l'unico vero handicap dei manufatti realizzati con questo materiale: la resistenza all'urto.

Ciò ha permesso di iniziare a pensare ad applicazioni del PP-B nel campo delle tubazioni flessibili per scarichi interrati anche se, con valori del Modulo di Elasticità (E-modulus) di 1200-1300 Mpa, l'applicazione in tubi di grandi dimensioni era in parte pregiudicata dalla pesantezza delle strutture.

I nuovi Polipropileni ad Alto Modulo (PP-HM), con valori di E-modulus > di 1700 Mpa, possono essere considerati dei veri e propri tecnopolimeri e sono stati concepiti proprio per esaltare tutte le caratteristiche fondamentali per ottenere tubi molto resistenti ai carichi, alle temperature, all'abrasione ed all'invecchiamento (vedi riepilogo caratteristiche in **Tabella 1.1**).

Tutto ciò unito allo sviluppo delle tubazioni in parete strutturata che si è avuto con l'evoluzione dello standard normativo europeo EN 13476 (parte 1, 2 e3), ha permesso di eliminare definitivamente ogni limite di applicazione del Polipropilene nel settore delle infrastrutture per scarichi.

01 - LA MATERIA PRIMA

Tabella 1.1:

RIEPILOGO CARATTERISTICHE PRINCIPALI KINGCOR DERIVATE DALL'USO DI PP-HM			
Caratteristica	Proprietà	Valore e metodo di determinazione	Termine di paragone
Leggerezza	Modulo Elastico	> 1700 Mpa ISO 527-2; 23°C	Riduzione dello spessore di parete e del peso del tubo a parità di resistenza ai carichi
Durata	Resistenza all'abrasione	~ 0,2 mm di materiale asportato dopo 400.000 cicli EN 295	Valori per materiali alternativi (400.000 cicli): PEHD ≅ 0,45 mm; PP-B ≅ 0,48 mm; PVC-U ≅ 0,85 mm; Cemento : 0,21 mm dopo 30.000 cicli
Resistenza all'invecchiamento	Resistenza alla termossidazione	Tempo di vita del tubo = 50 volte tempo di resistenza alla pressione interna det. a $T_{prova} = T_{esercizio\ max.} + 40^{\circ}C$ UNI EN ISO 9080	PE 100 T max. esercizio = 40°C T prova = 80°C Durata > 8760 h (> 1 anno) Tempo di vita > 50 anni PP-HM T prova = 110°C Durata > 8760 h (> 1 anno) Tempo di vita > 50 anni a 70°C
Mantenimento nel tempo delle prestazioni	Resistenza all'urto, determinazione delle caratteristiche a trazione	Test d'urto Izod a - 20°C, carico a snervamento e carico a rottura dopo invecchiamento in acqua a 95°C UNI EN ISO 6259 UNI EN ISO 180 :2001	Proprietà meccaniche praticamente invariate dopo invecchiamenti a 95°C di durata superiore a 1,5 anni

1.3. RESISTENZA ALL'ABRASIONE

Una delle caratteristiche fondamentali richieste per i componenti di una infrastruttura, è sicuramente il tempo di vita. Come si nota dalla **Tabella 1.1**, esistono varie prove che possono essere condotte per determinare gli effetti dell'invecchiamento sia sul mantenimento delle prestazioni che sulla corrosione e l'usura.

Per la particolare applicazione nel settore fognario è di fondamentale importanza la specifica capacità della materia prima di resistere alla corrosione per abrasione, proprio in virtù del fatto che i fluidi trasportati all'interno contengono materiali solidi di varia granulometria, sia in applicazioni per acque nere che per acque bianche.

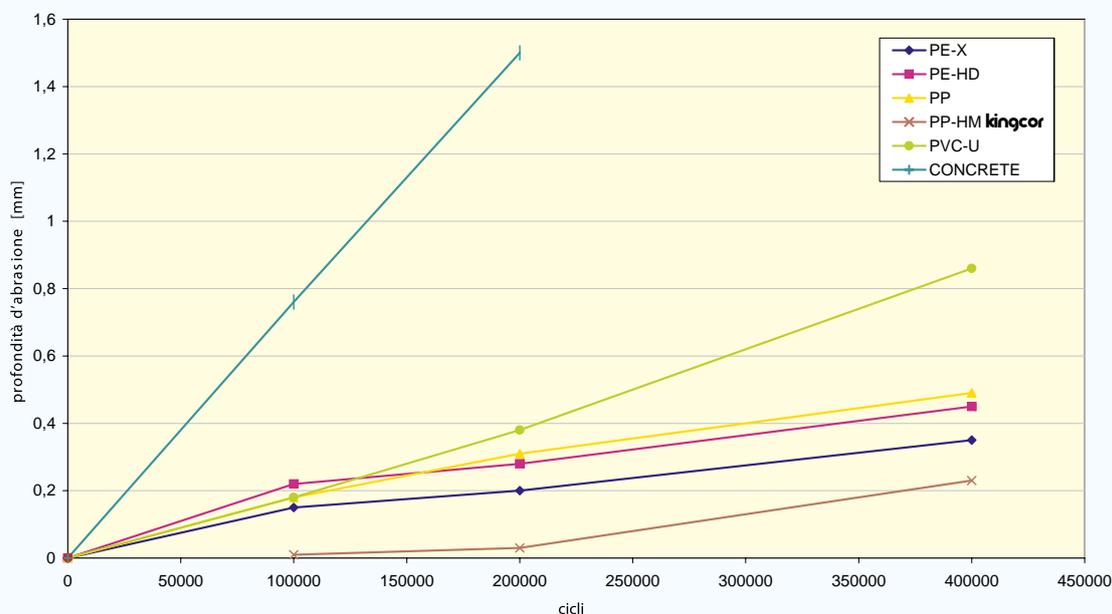
L'introduzione del PP-HM ha migliorato ulteriormente il già eccelso livello di resistenza raggiunto dalle poliolefine (PP tradizionale e PEHD), tanto da diventare uno dei materiali più resistenti al consumo per abrasione tra quelli tradizionalmente impiegati.

Nella figura successiva sono evidenziati i risultati di prove condotte in conformità alla EN 295 su tubi prodotti con materiali vari.

01 - LA MATERIA PRIMA

Grafico 1.1:

VALORI DI RESISTENZA ALL'ABRASIONE (EN 295)



Si può notare chiaramente come la resistenza del PP – HM sia nettamente superiore rispetto agli altri materiali presi in esame.

La determinazione di tale caratteristica, specifica del materiale, viene effettuata sottoponendo un campione di tubo **KINGCOR** all'effetto causato dallo scorrimento di acqua contenente graniglia di quarzo naturale avente una determinata distribuzione granulometrica.

Il tubo, inclinato alternativamente da una parte e dall'altra per 22,5°, subisce l'azione di abrasione combinata dai diversi effetti del materiale contenuto: scorrimento, attrito, urto, trascinamento-taglio, turbolenza, ecc.

Dopo 100.000 cicli viene determinata l'entità dell'abrasione misurando i mm di materiale asportato, quindi, dopo aver rinnovato la graniglia di quarzo naturale, si può continuare la prova per avere dati ancor più significativi come quelli riportati nel precedente **Grafico 1.1**.

1.4. DILATAZIONE TERMICA

Per quanto riguarda la stima in fase di progetto e di installazione delle variazioni dimensionali dovute a sbalzi termici, nella **Tabella.1.2** sono riportati i valori di riferimento presenti in letteratura [2] e relativi ai tre principali materiali termoplastici utilizzati per produrre tubi per fognature.

Tabella 1.2:

Coefficiente di Allungamento Longitudinale (23÷55 °C) - °C-1 (°K-1)		
PVC-U	PP-B (copolimero)	PEHD
$7\div 8 \times 10^{-5}$	$12\div 15 \times 10^{-5}$	$14\div 23 \times 10^{-5}$

01 - LA MATERIA PRIMA

Il PP-HM, polimero di ultima generazione utilizzato per produrre il tubo **KINGCOR**, provato con metodo termooanalitico nell'intervallo di temperature compreso tra -10°C e $+70^{\circ}\text{C}$ in accordo con lo standard BTM – 22 407, ha dato un risultato per il Coefficiente di Allungamento Longitudinale (CLTE) pari a $11 \div 14 \times 10^{-5} \text{C}^{-1}$.

Questi dati vanno tenuti particolarmente in considerazione quando le installazioni devono essere effettuate in situazioni in cui possono verificarsi sbalzi termici apprezzabili, onde evitare tensioni anomale e problemi alla giunzione (sfilamento).

In particolar modo, in tutte le giunzioni in cui l'infrastruttura non può usufruire dell'effetto coibente del ricoprimento con terreno, quindi in tutte le installazioni non interrate.

Occorre comunque tener conto che, nel caso di **KINGCOR**, le contrazioni e le espansioni termiche sono limitate fortemente dall'effetto della presenza di costolature che, orientando le dilatazioni prevalentemente in senso circonferenziale, riducono di oltre il 50% le variazioni della lunghezza dovute alla temperatura rispetto ad un tubo a parete compatta.

Test condotti su **KINGCOR** hanno evidenziato comportamenti del tutto analoghi a quelli delle tubazioni in PVC a parete compatta.

1.5. RESISTENZA ALLA CORROSIONE ED AGLI AGENTI CHIMICI

Come evidenziato da alcuni test di laboratorio condotti sul PP-HM, **KINGCOR** risulta altamente resistente all'invecchiamento, sia esso dovuto al naturale evolversi dei fenomeni ossidativi che ai casi di impieghi in ambienti critici che possono accelerarne l'invecchiamento (termossidazione).

Non esistono problematiche riconducibili a corrosione dovuta a correnti vaganti essendo il PP-HM elettricamente inerte.

Grazie alle caratteristiche apolari delle molecole del PP, **KINGCOR** risulta essere estremamente resistente anche dal punto di vista chimico, tanto da mantenere inalterate le proprie caratteristiche fino a 120°C anche in presenza di soluzioni acquose contenenti sali, acidi e alcali forti, eventualmente anche liscivia.

Questo permette al **KINGCOR** di essere tranquillamente impiegato in scarichi di reflui civili, acque piovane e di falda e di non aver problemi con terreni di qualsiasi natura.

Per verificare la compatibilità di **KINGCOR** con scarichi particolari, acque contaminate da sostanze specifiche o fluidi industriali particolarmente aggressivi, si faccia riferimento alle indicazioni della **Tabella in Appendice** [Pag 104] (Resistenza agli agenti chimici dei tubi e raccordi in Polipropilene) dove sono riportati dati estratti dalla norma ISO/TR 7471.

Infine il **KINGCOR** risulta biologicamente inerte, non teme attacchi biochimici da muffe e batteri, è imputrescibile e totalmente ecocompatibile.



02

IL PRODOTTO KINGCOR

MANUALE TECNICO KINGCOR

02 - IL PRODOTTO KINGCOR

Il tubo **KINGCOR** è definito come:

TUBO IN PP A PARETE STRUTTURATA PER CONDOTTE DI SCARICO INTERRATE NON IN PRESSIONE

Il tubo **KINGCOR** è prodotto in conformità alla seguente normativa:

EN 13476: 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)

- Part 1: Specifiche per i tubi, i raccordi ed il sistema
- Part 2: Specifiche per i tubi, i raccordi ed il sistema con parete interna liscia e parete esterna strutturata, Tipo A
- Part 3: Specifiche per i tubi, i raccordi ed il sistema con parete interna liscia e parete esterna strutturata, Tipo B

Il tubo **KINGCOR** è realizzato con Polipropilene rigido del tipo ad alto modulo (PP-HM) idoneo alla realizzazione di sistemi di scarico civili ed industriali.

È costituito da due pareti tra loro coestruse: la parete esterna corrugata (di colore rosso mattone RAL8023) conferisce una elevata resistenza alla compressione, e la liscia interna (di colore giallo RAL 1021) un'elevata capacità di flusso ed un'eccellente resistenza all'abrasione.

Il sistema di giunzione è costituito da un bicchiere liscio a parete piena con guarnizione elastomerica di tenuta collocata nel bicchiere stesso ed un codolo, sempre liscio a parete piena, che viene inserito all'interno del bicchiere garantendo una tenuta perfetta.

2.1. RIFERIMENTI NORMATIVI

La normativa di riferimento EN 13476 indica le "prescrizioni per tubi, raccordi ed altri componenti e le condizioni funzionali per sistemi di tubi a parete strutturata in PP" e "specifica i parametri ed i metodi di prova per i test previsti sui tubi, i raccordi e le materie prime".

La EN 13476 è un classico esempio di norma puramente applicativa.

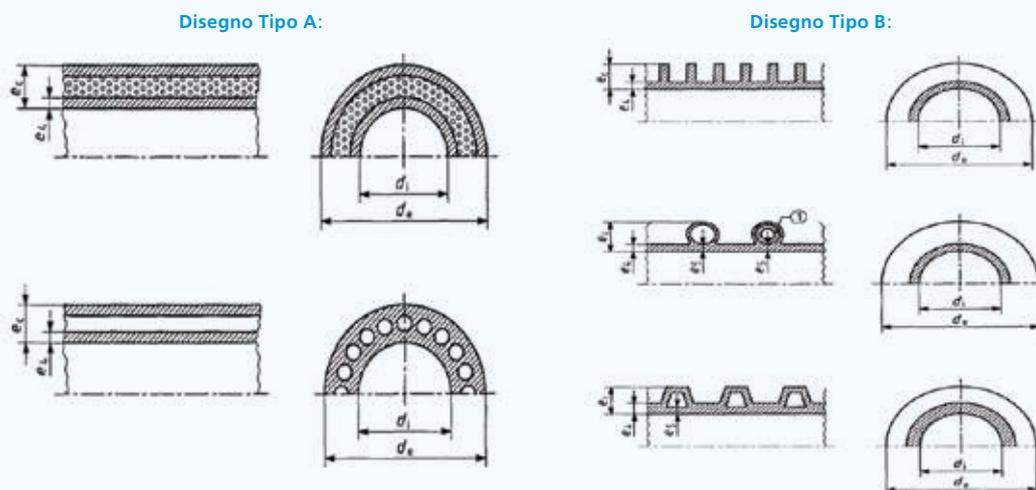
Infatti le dimensioni, gli spessori minimi delle pareti ed i requisiti prestazionali sono gli stessi per ogni tipo di struttura progettata e per ogni tipo di materiale impiegato.

Dal punto di vista prestazionale, la norma prevede che i prodotti realizzati secondo quanto prescritto dalla norma stessa, rispondano alle caratteristiche fisico-meccaniche indicate (rigidità anulare, flessibilità anulare, resistenza all'urto, tenuta della giunzione) indipendentemente dai materiali usati e dal tipo di struttura adottata per la costruzione della tubazione.

Dal punto di vista strutturale la norma prevede due tipi di profilo di parete: il disegno tipo A ed il disegno tipo B.

Nelle seguenti raffigurazioni, prese integralmente dalla normativa, sono schematizzati i profili di parete previsti.

02 - IL PRODOTTO KINGCOR



In riferimento alla norma EN 13476 il tubo **KINGCOR** è classificato come tubo corrugato a parete strutturata per condotte di scarico interrate non in pressione con profilo di parete di tipo B.

2.2. CONTROLLI E COLLAUDI

Presso il Laboratorio Prove/Controlli/Collaudi della **RICCINI Srl** vengono eseguiti in continuo i test e le verifiche su tutta la produzione di **KINGCOR**.

Tutte le prove previste dalla normativa di riferimento EN 13476 (rilievi dimensionali, caratteristiche fisico-meccanico-prestazionali e parametri minimi previsti per le materie prime utilizzate) vengono effettuate dal Laboratorio P/C/C, che provvede inoltre a redigere e ad archiviare la relativa documentazione, sempre a disposizione di clienti e/o Istituti di Controllo che ne facciano richiesta.

Tra i metodi di prova previsti dalla norma EN 13476 quelli di seguito indicati sono da considerarsi di particolare importanza:

2.2.1. DETERMINAZIONE DELLA RIGIDITÀ ANULARE (SN)

Si tratta di una prova di schiacciamento alla quale viene sottoposto il tubo (3 provini da 30 cm) e consiste nel generare per compressione una deformazione pari al 3% del diametro interno misurato (**Figura 2.1**).

La prova, eseguita secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN ISO 9969, si effettua per determinare il grado di resistenza alla compressione il cui valore sarà poi utilizzato per stabilire la classe di rigidità anulare in kN/m^2 a cui appartiene il **KINGCOR** (SN 4, SN 8, ecc.).

02 - IL PRODOTTO KINGCOR

Figura 2.1: Prova di schiacciamento con dinamometro

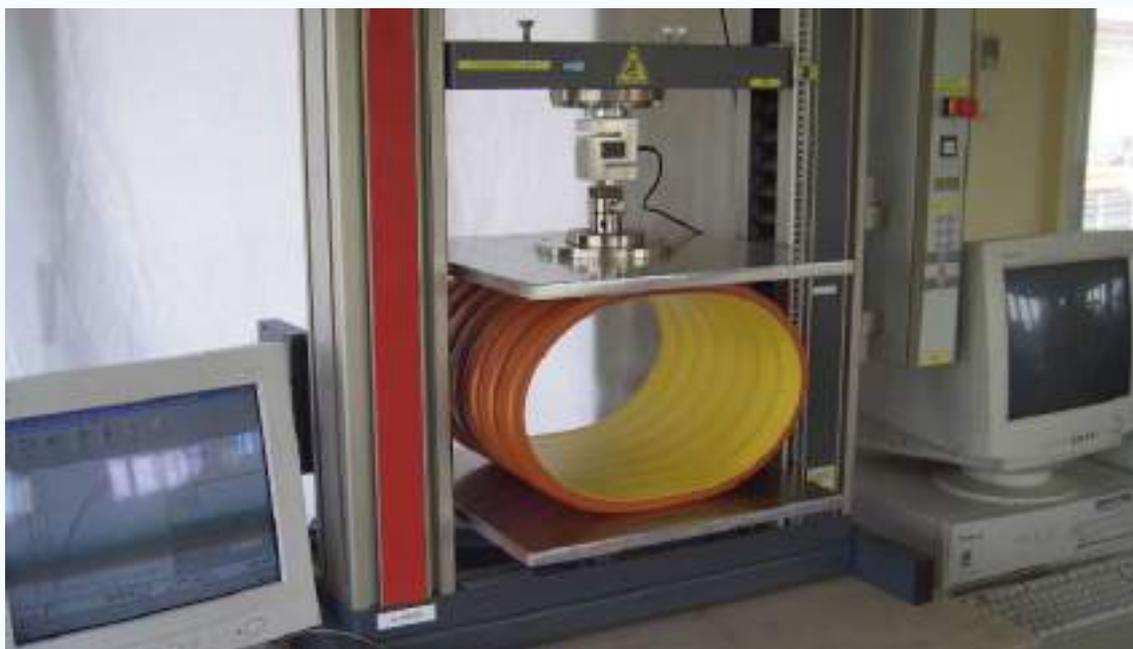


2.2.2. DETERMINAZIONE DELLA FLESSIBILITÀ DELL'ANELLO

Si tratta di una prova di schiacciamento alla quale viene sottoposto il tubo (3 provini da 30 cm) e consiste nel generare per compressione una deformazione pari al 30% del diametro interno misurato (Figura 2.2).

La prova, eseguita secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1446, si effettua per determinare il grado di flessibilità del tubo KINGCOR in condizioni di massima deformazione.

Figura 2.2:



02 - IL PRODOTTO KINGCOR

2.2.3. DETERMINAZIONE DEL RAPPORTO DI DEFORMAZIONE PLASTICA (CREEP)

Si tratta di una prova di schiacciamento di lunga durata (42 giorni - 1008 ore) alla quale vengono sottoposti i provini (3 da 30 cm) applicando dei carichi variabili secondo il diametro e la rigidità anulare (SN) del tubo **KINGCOR** in esame (**Figura 2.3**).

La prova, eseguita secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN ISO 9967, si effettua per simulare il comportamento a lungo termine del tubo una volta installato ed interrato in trincea.

Figura 2.3:



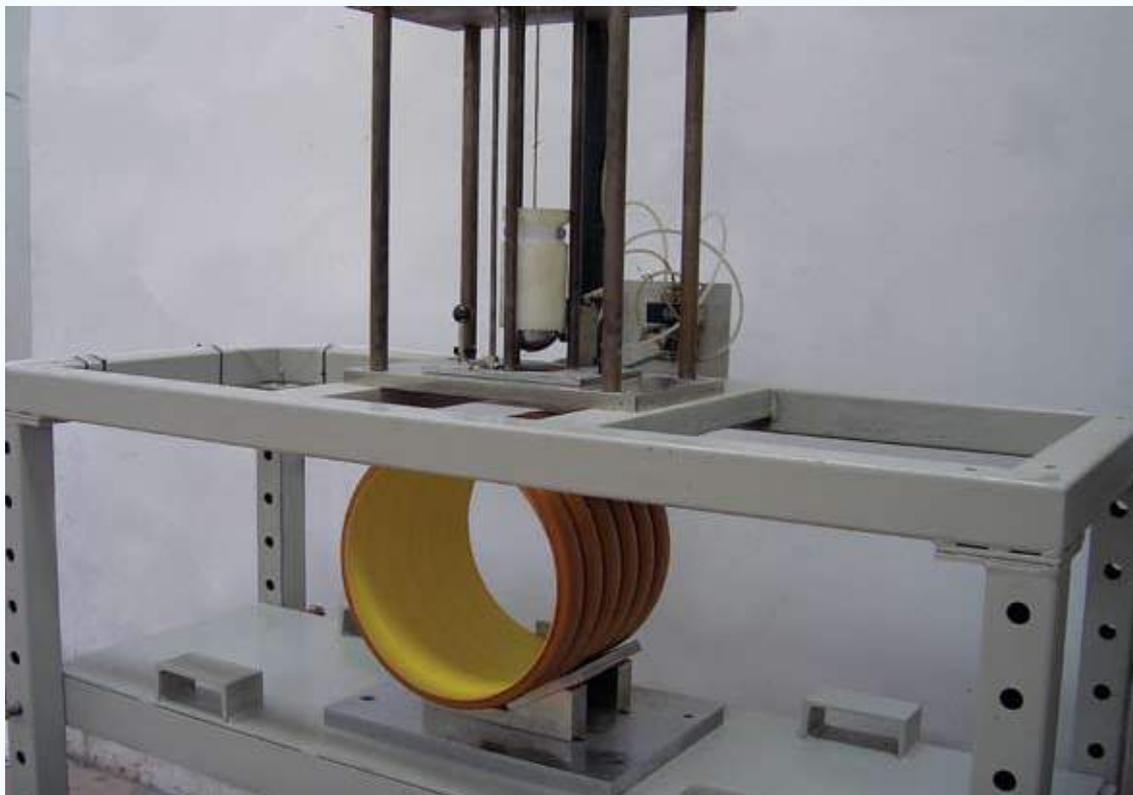
2.2.4. DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA AGLI URTI

La prova, eseguita su provini di tubo **KINGCOR** condizionati a basse temperature (0°C) per 2 ore, consiste nell'impatto di un martello in caduta libera da un'altezza di 2 m, con masse variabili in funzione del diametro del tubo in esame.

La prova (**Figura 2.4**), eseguita secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 744, si effettua per controllare la capacità delle tubazioni di resistere agli urti ed alle sollecitazioni impreviste che possono verificarsi accidentalmente nelle fasi di movimentazione/stoccaggio e posa in opera in cantiere.

02 - IL PRODOTTO KINGCOR

Figura 2.4:



2.2.5. TENUTA DELLA GIUNZIONE CON GUARNIZIONE ELASTOMERICA

La prova consiste nel sottoporre a specifiche condizioni di pressione e depressione idrostatiche interne il sistema di giunzione completo ed assemblato (bicchiere con guarnizione elastomerica + codolo) per un determinato periodo di tempo (**Figura 2.5**).

Le prove (2 in pressione con acqua ed 1 in depressione con aria), eseguite secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1277, si effettuano per verificare le prestazioni ed eventuali perdite del sistema di giunzione del tubo **KINGCOR** anche in situazioni critiche di deformazione del codolo del bicchiere.

02 - IL PRODOTTO KINGCOR

Figura 2.5:



2.3. CERTIFICAZIONI E MARCHI DI QUALITÀ

La **RICCINI S.r.l.**, oltre ad essere un'azienda certificata ISO 9001:2000 è in possesso, per il tubo **KINGCOR**, dei seguenti marchi di qualità:

IIP – Istituto Italiano dei Plastici



ZIK – Istituto Croato di Qualità





03

CALCOLI IDRAULICI

MANUALE TECNICO KINGCOR

03 - CALCOLI IDRAULICI

3.1. PREMESSA

Il dimensionamento delle opere che costituiscono un sistema di fognatura richiede la stima della portata che affluisce alla rete posta a servizio di una determinata zona urbanizzata.

Le tubazioni vengono impiegate sia in sistemi separati di smaltimento delle acque urbane, in cui due condotti distinti convogliano separatamente le acque di origine civile e/o industriale (*nere*) e le acque meteoriche (*bianche*), sia in sistemi misti (*unitari*), in cui un unico condotto viene utilizzato per convogliare sia le acque nere che le acque bianche.

L'obiettivo del calcolo idraulico nel dimensionamento di una condotta è verificare che la tubazione sia in grado di smaltire la portata d'acqua prevista. La valutazione delle portate raccolte dal sistema fognario viene effettuata mediante un'indagine di natura idrologica, che permette di risalire alla portata bianca a partire dalle precipitazioni meteoriche, e mediante la stima delle portate delle acque di scarico sulla base delle portate distribuite dall'acquedotto, rielaborate qualitativamente dall'uso che ne viene fatto nei centri abitati e produttivi.

In tale capitolo vengono descritte le formule di resistenza attraverso le quali si effettua il calcolo idraulico di dimensionamento delle condotte e i metodi utilizzati per la determinazione delle portate bianche e nere di un sistema di fognatura.

3.2. FORMULE GENERALI DI MOVIMENTO

Il funzionamento ordinario di una rete di drenaggio urbano avviene con corrente a superficie libera (salvo alcuni tratti come impianti di sollevamento o sifoni in cui la corrente è in pressione) in regime di moto vario. Poiché le caratteristiche geometriche della sezione sono costanti in direzione del moto (tubazione cilindrica), data peraltro la debole pendenza, nella prassi consolidata si ammette la semplificazione che il moto all'interno della tubazione sia uniforme, con la conseguenza che la linea piezometrica della corrente coincide con il pelo libero. In tali condizioni, una determinata portata si muove nella condotta di moto uniforme con una velocità media cui corrisponde una cadente, e quindi una pendenza del pelo libero, esattamente uguali alla pendenza della tubazione.

Nella individuazione del diametro dello speco che sia in grado di convogliare la portata prevista, in generale sono da tenere presenti le seguenti prescrizioni:

1. adeguato grado di riempimento h/D_1 della tubazione in corrispondenza della portata di progetto (con h altezza del pelo libero dal fondo e D_1 diametro interno del tubo). Il franco deve consentire una efficace aerazione della canalizzazione, al fine di evitare che sull'acqua fognaria, comunque carica di batteri e microrganismi, possano instaurarsi fenomeni di trasformazione anaerobica ed evitare fenomeni di rigurgito, che possano occludere momentaneamente lo speco. Generalmente lo speco viene dimensionato affinché la parte della sua sezione occupata dall'acqua non vada, per la portata di progetto, oltre i 3/4 dell'altezza dello speco stesso. Il grado di riempimento ottimale della condotta è compreso fra 2/3 e 3/4;
2. valori di velocità compresi tra valori estremi superiori e inferiori ammissibili per consentire il regolare defluire delle acque fognarie. In particolare, il valore inferiore è relativo all'inizio del moto delle particelle granulari e assicura un'adeguata autopulizia della fognatura, il limite superiore è relativo alla possibilità di evitare danneggiamenti per abrasione alla superficie interna dei manu-

03 - CALCOLI IDRAULICI

fatti. Le istruzioni del Consiglio Superiore LL. PP. del 1974 [3] fissano una velocità massima di 4 m/s per le portate nere di punta e di 5 m/s per le portate meteoriche, precisando che tali valori hanno carattere indicativo e che la velocità di esercizio deve comunque essere correlata alla resistenza all'usura dei materiali costituenti le tubazioni. La stessa Circolare prevede una velocità minima di 0.5 m/s (di autopulitura), prescrivendo che "quando ciò non si potesse realizzare dovranno essere interposti in rete adeguati sistemi di lavaggio".

Di seguito vengono descritte le formule di resistenza adottate per il calcolo idraulico di una condotta nel caso di portate a "tubo pieno" per poi passare alla formulazione più articolata nel caso di sezioni parzialmente riempite.

3.2.1. PORTATE A TUBO PIENO

Per descrivere uno stato di moto uniforme in una condotta circolare a sezione piena (corrente in pressione) sono disponibili diverse formule di resistenza; quella che viene maggiormente utilizzata nelle attuali Norme Europee è la formula di *Prandtl – Colebrook*:

(3.1):

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{e}{3.71D_i} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right]$$

in cui:

- λ = indice di resistenza;
- e = scabrezza assoluta della tubazione (altezza media delle irregolarità della parete interna);
- D_i = diametro interno della condotta;
- V = velocità media della corrente;
- ν = viscosità cinematica del fluido che si può assumere pari a $1.31 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ indipendentemente dalla temperatura (secondo le Norme A.T.V.);
- $\text{Re} = VD_i/\nu = \text{numero di Reynolds}$.

La formula di *Prandtl – Colebrook* è valida per qualsiasi tipo di fluido e qualunque regime di moto laminare, di transizione e turbolento (per ogni valore del *numero di Reynolds*).

Dalla formula di *Darcy – Weisbach* si ha:

(3.2):

$$J = \lambda \frac{V^2}{2gD_i}$$

in cui:

- J = cadente piezometrica coincidente con la pendenza della tubazione;
- V = velocità media della corrente;
- g = accelerazione di gravità.

03 - CALCOLI IDRAULICI

Combinando le (3.1) e (3.2) la formula di *Prandtl - Colebrook* consente di correlare la velocità media del fluido al diametro della condotta, attraverso la seguente relazione:

$$(3.3): \quad V = -2\sqrt{2gJD_i} \log \left[\frac{e}{3.71D_i} + \frac{2.51\nu}{D_i\sqrt{2gJD_i}} \right]$$

Sebbene la struttura della (3.3) non abbia alcuna giustificazione razionale, il motivo del suo impiego sempre più diffuso rispetto ad altre formule esistenti in letteratura, sta nel fatto che questa interpola molto bene, anche nella zona di transizione al moto turbolento, molte serie di risultati sperimentali ottenuti su condotte a scabrezza non uniforme.

Determinata la velocità media della corrente attraverso la (3.3), si ricava la portata mediante la seguente relazione:

$$(3.4): \quad Q_{\text{media}} = V \frac{\pi D_i^2}{4}$$

Nella **Tabella 3.1** vengono mostrati per ciascun diametro nominale delle tubazioni **KINGCOR**, i valori di velocità e portata calcolati attraverso la formula di *Prandtl - Colebrook*, al variare della pendenza **J** della condotta. I calcoli idraulici riportati in **Tabella 3.1** sono stati eseguiti assumendo un valore di scabrezza assoluta dei tubi $e = 0.25 \text{ mm}$ e un valore della viscosità cinematica $\nu = 1.31 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, entrambi in accordo i valori raccomandati da A.T.V.

Tabella 3.1: Deflusso a sezione piena: velocità media e portata in funzione della pendenza **J** per i tubi **KINGCOR**.

DN D _i (mm)	200		250		300		400		500		600	
	197.3		247.4		297.3		396		495.4		595.0	
J	V (m/s)	Q (l/s)										
0.001					0.52	36.37	0.63	77.68	0.73	140.31	0.82	227.37
0.002	0.58	17.62	0.67	32.11	0.75	52.23	0.90	111.33	1.04	200.81	1.17	325.07
0.003	0.71	21.77	0.82	39.65	0.93	64.43	1.11	137.22	1.28	247.34	1.44	400.18
0.004	0.83	25.28	0.96	46.01	1.08	74.74	1.29	159.07	1.49	286.60	1.67	463.55
0.005	0.93	28.38	1.07	51.62	1.21	83.83	1.45	178.33	1.67	321.21	1.87	519.42
0.006	1.02	31.18	1.18	56.70	1.33	92.05	1.59	195.75	1.83	352.51	2.05	569.93
0.007	1.10	33.76	1.28	61.37	1.43	99.61	1.72	211.78	1.98	381.30	2.22	616.40
0.008	1.18	36.16	1.37	65.72	1.54	106.66	1.84	226.70	2.12	408.10	2.37	659.66
0.009	1.26	38.41	1.45	69.80	1.63	113.27	1.95	240.72	2.25	433.28	2.52	700.29
0.010	1.33	40.55	1.53	73.67	1.72	119.53	2.06	253.98	2.37	457.10	2.66	738.73
0.011	1.39	42.58	1.61	77.35	1.81	125.49	2.16	266.59	2.49	479.76	2.79	775.29
0.012	1.46	44.52	1.68	80.86	1.89	131.18	2.26	278.65	2.60	501.41	2.91	810.23
0.013	1.52	46.38	1.75	84.23	1.97	136.63	2.36	290.21	2.71	522.17	3.03	843.74
0.014	1.58	48.17	1.82	87.48	2.04	141.89	2.45	301.34	2.81	542.16	3.15	875.98
0.015	1.63	49.90	1.88	90.61	2.12	146.95	2.53	312.07	2.91	561.44	3.26	907.10

03 - CALCOLI IDRAULICI

DN	200		250		300		400		500		600	
D_i (mm)	197.3		247.4		297.3		396		495.4		595.0	
0.016	1.69	51.57	1.95	93.64	2.19	151.86	2.62	322.46	3.01	580.09	3.37	937.19
0.017	1.74	53.19	2.01	96.57	2.26	156.61	2.70	332.52	3.10	598.17	3.48	966.36
0.018	1.79	54.76	2.07	99.42	2.32	161.22	2.78	342.30	3.19	615.72	3.58	994.69
0.019	1.84	56.29	2.13	102.19	2.39	165.71	2.86	351.80	3.28	632.80	3.68	1022.24
0.020	1.89	57.79	2.18	104.90	2.45	170.08	2.93	361.06	3.37	649.43	3.77	1049.07
0.022	1.98	60.66	2.29	110.10	2.57	178.51	3.08	378.91	3.54	681.48	3.96	1100.80
0.024	2.07	63.41	2.39	115.08	2.69	186.56	3.22	395.97	3.69	712.11	4.14	1150.23
0.026	2.16	66.04	2.49	119.85	2.80	194.29	3.35	412.33	3.85	741.50	4.31	1197.64
0.028	2.24	68.58	2.59	124.44	2.91	201.72	3.48	428.07	3.99	769.77	4.47	1243.25
0.030	2.32	71.02	2.68	128.87	3.01	208.89	3.60	443.27	4.14	797.05	4.63	1287.27
0.035	2.51	76.81	2.90	139.34	3.25	225.84	3.89	479.16	4.47	861.51	5.00	1391.29
0.040	2.69	82.19	3.10	149.09	3.48	241.62	4.16	512.58	4.78	921.52		
0.045	2.85	87.24	3.29	158.24	3.69	256.44	4.42	543.96				
0.050	3.01	92.03	3.47	166.90	3.90	270.46	4.66	573.65				

Nota: in tabella non sono riportati i valori di velocità inferiori a $V = 0.5$ m/s e superiori a 5 m/s (v. § 3.2)

3.2.2. CORRENTI A PELO LIBERO

Il funzionamento ordinario di una rete di drenaggio urbano avviene con corrente a superficie libera, con lo specchio che solo in parte è occupato dal liquido. In tali condizioni, le velocità medie e le portate variano rispetto a quelle determinate per i flussi a sezione piena e dipendono dall'altezza dell'acqua all'interno della tubazione. Con riferimento alla **Figura 3.1** in cui è rappresentata schematicamente una sezione circolare di diametro interno D_i e raggio interno $r = D_i/2$, parzialmente riempita dal fluido, indicando con h l'altezza del pelo libero in una generica sezione trasversale del tubo rispetto al punto più depresso del suo contorno e con φ l'angolo al centro che sottende il pelo libero, trigonometricamente si possono ricavare le seguenti grandezze geometriche in funzione dell'altezza h del pelo libero:

– area $A(h)$ della sezione trasversale occupata dal fluido:

(3.5):

$$A(h) = \frac{1}{2} r^2 (\varphi - \text{sen}\varphi)$$

– perimetro $P(h)$ della sezione trasversale occupata dal fluido:

(3.6):

$$P(h) = r\varphi$$

03 - CALCOLI IDRAULICI

– raggio idraulico $R(h)$, pari al rapporto tra la sezione bagnata ed il perimetro bagnato:

(3.7):

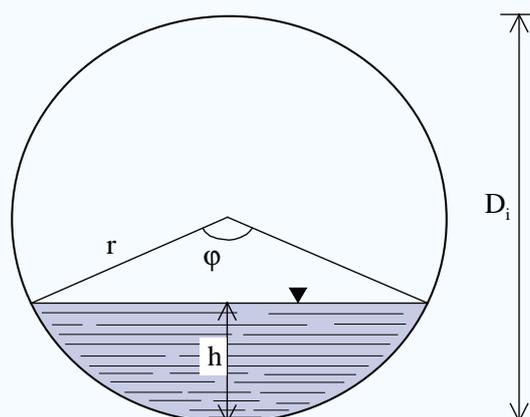
$$R(h) = \frac{A(h)}{P(h)} = \frac{1}{2}r \left(1 - \frac{\sin\varphi}{\varphi} \right)$$

ove l'angolo al centro φ risulta correlato a h e r dalla seguente relazione:

(3.8):

$$\varphi(h) = 2 \arccos \left(1 - \frac{h}{r} \right)$$

Figura 3.1: Geometria sezione circolare parzialmente riempita.



Per una corrente a pelo libero si può calcolare la velocità media della corrente adattando la formula di *Prandtl – Colebrook* al caso di sezione parzialmente riempita. Fissato un certo valore del grado di riempimento h/D_i , sulla base delle relazioni sopra scritte si ricava il valore del raggio idraulico $R(h)$; nel caso di tubo a sezione circolare completamente riempito, il valore del raggio idraulico R , pari al rapporto tra l'area dell'intera sezione circolare e il suo perimetro, è pari a $D_i/4$. Per la sezione parzialmente riempita si determina, attraverso il valore del raggio idraulico $R(h)$, un diametro $D(h)$ che rappresenta il diametro di una sezione piena "equivalente" alla condotta in esame in termini di portate ($D(h) = 4 R(h)$) e l'area della sezione bagnata $A(h)$. Sostituendo $D(h)$ nella (3.3) si ricava la velocità media V ; la portata media viene determinata attraverso la seguente relazione:

(3.9):

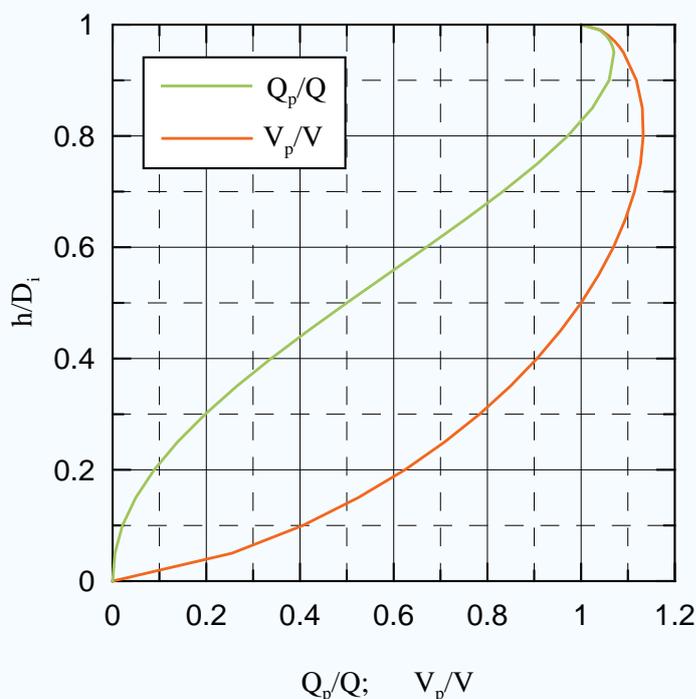
$$Q_{\text{media}} = A(h) \cdot V$$

03 - CALCOLI IDRAULICI

Nella **Figura 3.2** è riportato, in funzione del grado di riempimento h/D_i , l'andamento delle portate (Q_p) e delle velocità di flusso (V_p) normalizzate rispetto ai valori relativi alle sezioni completamente riempite (rispettivamente Q e V); le stesse grandezze sono sintetizzate in **Tabella 3.2**. Nei calcoli il valore della scabrezza assoluta è assunto pari a 0.25mm , in modo da poter normalizzare i risultati rispetto a quelli riportati in **Tabella 3.1** relativi alla sezione a tubo pieno. La velocità media di flusso nella formula di *Prandtl - Colebrook* dipende oltre che dal grado di riempimento, anche da altre grandezze quali scabrezza, diametro e pendenza J della tubazione. I risultati di analisi parametriche eseguite al variare del diametro interno D_i nel range di produzione dei tubi Kingcor ($\text{DN} = 200 \div 600 \text{ mm}$), al variare delle pendenze delle tubazioni ($J = 0.001 \div 0.05$) e della scabrezza assoluta ($e = 0.25 \div 3 \text{ mm}$) hanno mostrato che i valori dei rapporti Q_p/Q e V_p/V sono approssimativamente gli stessi, a prescindere dal diametro della tubazione in esame, dalla sua pendenza e dalla sua scabrezza. La **Figura 3.2** e la **Tabella 3.2** possono essere utilizzate per la determinazione di V_p e Q_p mediante la determinazione di V e Q nel caso di condotta in pressione.

La **Figura 3.2** evidenzia che per valori del grado di riempimento minori di 0.5 la velocità dell'acqua all'interno della condotta a pelo libero è inferiore a quella della corrente in pressione nello stesso tubo, mentre per valori del grado di riempimento maggiori di 0.5 risulta superiore. In corrispondenza del valore di $h/D_i = 0.5$ le due velocità sono uguali ($V_p/V = 1$); in altri termini, quando il tubo è pieno solo a metà la velocità media di flusso corrisponde esattamente a quella in atto a tubo pieno. Dall'esame della **Figura 3.2** e della **Tabella 3.2** si evince inoltre che il valore massimo della portata Q_p si ottiene per un valore del grado di riempimento $h/D_i \cong 0.95$.

Figura 3.2: Diagramma rapporti Q_p/Q e V_p/V vs grado di riempimento h/D_i .



03 - CALCOLI IDRAULICI

Tabella 3.2: Rapporti Q_p/Q e V_p/V in funzione del grado di riempimento: valori numerici.

h/D_i	V_p/V	Q_p/Q
0.00	0.00	0.00
0.05	0.25	0.00
0.10	0.41	0.02
0.15	0.52	0.05
0.20	0.62	0.09
0.25	0.71	0.14
0.30	0.78	0.20
0.35	0.85	0.26
0.40	0.91	0.34
0.45	0.96	0.42
0.50	1.00	0.50
0.55	1.04	0.58
0.60	1.07	0.67
0.65	1.09	0.75
0.70	1.11	0.83
0.75	1.13	0.91
0.80	1.13	0.97
0.85	1.13	1.02
0.90	1.12	1.06
0.95	1.09	1.07
0.96	1.08	1.07
0.97	1.07	1.06
0.98	1.06	1.05
0.99	1.04	1.04
1.00	1.00	1.00

In **Tabella 3.3** viene riportato il confronto tra le portate determinate per i sei diametri delle tubazioni **KINGCOR** e quelle stimate per sei tipi di tubazioni corrugate in PEHD [4] e quattro tubazioni in PVC [5], caratterizzati approssimativamente dagli stessi diametri nominali. La tabella evidenzia l'incremento medio di portata in percentuale che si ha utilizzando i tubi **KINGCOR** rispetto alle altre due tipologie [incremento medio di portata = $(Q_{\text{Kingcor}} - Q_{\text{tubo di diametro nominale equivalente}}) / Q_{\text{tubo di diametro nominale equivalente}}$]. Gli incrementi di portata mostrati in tabella sono i valori medi tra i risultati di analisi parametriche condotte al variare della scabrezza assoluta ($e=0.25 \div 3$ mm come suggerito per i materiali plastici da vari Autori), della pendenza ($J=0.001 \div 0.05$) e del grado di riempimento ($h/D_i=0 \div 1$). Si evidenzia peraltro che i risultati relativi a tutte le differenti situazioni esaminate nelle analisi parametriche si discostano molto poco dai valori medi riportati in tabella: la differenza riscontrata dal valore medio mostrato in tabella è per ogni caso esaminato inferiore all'1%.

03 - CALCOLI IDRAULICI

Tabella 3.3: Confronto tubazioni KINGCOR e Idrocor

KINGCOR NORMALIZZATI SU DIAMETRO INTERNO	TUBI CORRUGATI IN PEHD (EN 13476) NORMALIZZATI SU DIAMETRO ESTERNO	TUBI IN PVC (UNI EN 1401)	INCREMENTO ME- DIO DI PORTATA TUBO KINGCOR RISPETTO AI TUBI CORRUGATI IN PEHD	INCREMENTO ME- DIO DI PORTATA TUBO KINGCOR RISPETTO AI TUBI PVC
			(%)	(%)
200 [φ int. 197.3]	200 [φ int. 178.0]	200 [φ int. 190.2]	+ 31.43	+ 10.33
250 [φ int. 247.4]	250 [φ int. 223.0]	250 [φ int. 237.6]	+ 31.65	+ 11.41
300 [φ int. 297.3]	315 [φ int. 278.0]	-	+ 19.41	-
400 [φ int. 396.0]	400 [φ int. 347.0]	400 [φ int. 380.4]	+ 41.67	+11.28
500 [φ int. 495.4]	500 [φ int. 438.0]	500 [φ int. 475.4]	+ 38.28	+ 11.56
600 [φ int. 595.0]	630 [φ int. 542.0]	-	+ 27.78	-

Si evidenzia che nel calcolo idraulico di una tubazione possono essere utilizzate numerose altre formule di resistenza reperibili in Letteratura; una di queste è la formula di Chezy:

(3.10):

$$V = \chi \sqrt{RJ}$$

dove:

- V = velocità media della corrente;
- R = raggio idraulico della sezione;
- J = pendenza media della tubazione;
- χ = indice di resistenza di Chezy.

L'indice di resistenza di Chezy può essere correlato all'indice di resistenza λ attraverso la relazione:

(3.11):

$$\chi = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}$$

Esistono altre espressioni empiriche di *Bazin*, *Kutter* e *Gaukler-Strickler*, valide strettamente in condizioni di moto puramente turbolento, che consentono di determinare l'indice di resistenza di Chezy:

Bazin (3.12):

$$\chi = \frac{87\sqrt{R}}{\sqrt{R} + \gamma}$$

03 - CALCOLI IDRAULICI

Kutter (3.13):

$$\chi = \frac{100\sqrt{R}}{\sqrt{R} + m}$$

con γ ed m coefficienti di scabrezza ($m^{0.5}$);

Gaukler-Strickler (3.14):

$$\chi = K_s \sqrt[6]{R}$$

con K_s coefficiente di scabrezza ($m^{1/3}/s$).

Sostituendo nella (3.10) la (3.14) perviene ad una relazione di immediata applicazione:

(3.15):

$$V = K_s R^{2/3} \sqrt{J}$$

Si deve tenere sempre presente che, ai fini pratici, la scelta della formula di resistenza ha una importanza secondaria di fronte alla assunzione del valore da assegnare al coefficiente di scabrezza. Con una opportuna scelta di quest'ultimo tutte le formule forniscono risultati soddisfacenti.

In generale, nella scelta del coefficiente di scabrezza devono essere considerate alcune situazioni che avvengono durante la vita utile della condotta: in particolare, si può verificare un incremento della scabrezza della parete del tubo nel corso dell'esercizio, a seconda della velocità delle portante transistanti e della presenza più o meno marcata di sostanze organiche. La Norma A.T.V. nel caso di tubazioni in materiale plastico raccomanda un coefficiente di scabrezza pari a 0.25mm; tale valore, (che tiene conto della possibile ovalizzazione del tubo, di giunzioni non perfettamente allineate, modifiche di direzione e eventuale presenza di immissioni laterali), risulta notevolmente incrementato rispetto a quello caratteristico delle tubazioni in polipropilene, caratterizzate da valori di $e \cong 0.05$ mm [6].

03 - CALCOLI IDRAULICI

In **Tabella 3.4** si riportano alcuni valori dei coefficienti di scabrezza reperibili in letteratura per diversi materiali.

Tabella 3.4: Coefficienti di scabrezza secondo le principali formule di moto uniforme [7].

MATERIALE	COLEBROOK e [mm]	GAUKLER K_s [m ^{1/3} /s]	BAZIN γ [m ^{1/2}]	KUTTER m [m ^{1/2}]
Materiali plastici	0.25÷3	95÷70	0.11÷0.27	0.17÷0.36
Fibrocemento	0.3÷3	95÷70	0.11÷0.27	0.17÷0.36
Mattoni	1.5÷6	77÷62	0.21÷0.34	0.29÷0.45
Cls prefabbricato	0.3÷3	95÷70	0.11÷0.27	0.17÷0.36
Cls gettato con superficie rifinita	0.3÷1.5	95÷77	0.11÷0.21	0.17÷0.29
Cls gettato con superficie ruvida	1.5÷6	77÷62	0.21÷0.34	0.29÷0.45
Grès	0.3÷3	95÷70	0.11÷0.27	0.17÷0.36
Acciaio rivestito	0.3÷3	95÷70	0.11÷0.27	0.17÷0.36
Ghisa	0.3÷3	95÷70	0.11÷0.27	0.17÷0.36

3.3. PORTATA DELLE ACQUE DI PIOGGIA

L'obiettivo dell'analisi è quello di determinare la portata di colmo che può verificarsi in una generica sezione della rete di drenaggio.

Il calcolo della portata di pioggia consiste in tre fondamentali fasi:

1. determinazione dell'afflusso meteorico lordo;
2. determinazione dell'afflusso meteorico netto;
3. trasformazione degli afflussi in deflussi.

Le più tradizionali elaborazioni statistiche (metodo di Gumbel) delle precipitazioni intense e di breve durata portano a ricavare le *linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (l.s.p.p.)*, le quali sono ottenute dall'elaborazione dei dati pluviometrici degli annali idrologici ed esprimono il legame tra altezza della precipitazione (h), durata (τ) e tempo di ritorno (T_r), oppure tra intensità (j = rapporto tra l'altezza di precipitazione e la durata della precipitazione stessa), durata (τ) e tempo di ritorno (T_r) della pioggia. Le relazioni più utilizzate per rappresentare le *l.s.p.p.* sono quelle monomie:

(3.16):

$$h = a\tau^n$$

03 - CALCOLI IDRAULICI

(3.17):

$$j = a\tau^{n-1}$$

dove a (mm/h^n) ed n (-) sono parametri corrispondenti alle caratteristiche pluviometriche locali. Poiché le misure pluviometriche sono puntuali con i parametri a ed n ricavati per una singola stazione di misura, questi devono essere ragguagliati alla superficie del bacino in esame (S) attraverso equazioni note dalla letteratura quali, ad esempio, quelle proposte da A. Columbo, valida per $S < 5000$ ha e $\tau < 10$ ore:

(3.18):

$$a' = a \left[1 - 0.06 \left(\frac{S}{100} \right)^{0.4} \right]$$

(3.19):

$$n' = n + 0.003 \left(\frac{S}{100} \right)^{0.6}$$

Attraverso le *l.s.p.p.* si ottengono i classici *ietogrammi di progetto* ad intensità costante che forniscono, per ogni tempo di ritorno e per ogni durata τ , l'altezza totale h_r ragguagliata all'area e l'intensità media di pioggia j , supposta costante nell'area in esame.

La portata meteorica lorda $y\{\tau\}$ che affluisce ad un bacino di superficie S durante un evento con intensità $j_r\{\tau\}$ è:

(3.20):

$$y\{\tau\} = j_r\{\tau\} \cdot S$$

La portata meteorica netta $p\{\tau\}$ che affluisce alla rete di fognatura è inferiore a quella lorda, poiché una parte dell'acqua evapora, viene intercettata o trattenuta dal suolo, riempie piccole cavità e soprattutto penetra per infiltrazione nel terreno; tale grandezza si ottiene moltiplicando la portata lorda per un coefficiente ϕ , detto coefficiente di deflusso, sempre inferiore all'unità e che dipende dal tipo di superficie interessata dalla precipitazione:

(3.21):

$$p\{\tau\} = \phi \cdot y\{\tau\} = \phi \cdot j_r\{\tau\} \cdot S$$

Detto ϕ , il coefficiente di deflusso relativo alla superficie S_1 del bacino, il valore medio del coefficiente di deflusso relativo ad aree di diversa tipologia si ottiene con una media ponderale:

03 - CALCOLI IDRAULICI

(3.22):

$$\bar{\varphi} = \frac{\sum_i \varphi_i S_i}{\sum_i S_i}$$

Il coefficiente di deflusso medio così definito viene assunto costante anche se, in realtà, esso varia con la durata della precipitazione. Per le fognature di norma si assume $\bar{\varphi}$ costante e pari a quello che deriva dalle precipitazioni di durata oraria (valori riportati in **Tabella 3.5**), e nella (3.19) si moltiplica l'esponente n' per $4/3$.

Tabella 3.5: Valori del coefficiente di deflusso per una pioggia di durata oraria [7].

TIPI DI SUPERFICIE	$\bar{\varphi}$
tetti metallici	0.95
tetti a tegole	0.90
tetti piani con rivestimento in cls	0.70÷0.80
pavimentazioni asfaltate	0.85÷0.90
pavimentazioni in pietra	0.80÷0.85
massicciata in strade ordinarie	0.40÷0.80
strade in terra	0.40÷0.60
giardini	0.00÷0.25
boschi	0.10÷0.30
parti di città completamente edificate	0.70÷0.90
quartieri con pochi spazi liberi	0.50÷0.70
quartieri con fabbricati radi	0.25÷0.50
tratti scoperti	0.10÷0.30
terreni coltivati	0.20÷0.60

L'ultimo passo per ricavare la portata pluviale è la trasformazione afflussi – deflussi. Pur esistendo oggi diversi procedimenti concettuali che permettono di determinare la portata di pioggia che affluisce ai collettori fognari, i metodi maggiormente utilizzati a tale scopo sono due: il metodo della corrivazione ed il metodo dell'invaso; nel seguito, per motivi di brevità, si farà riferimento a quest'ultimo.

3.3.1. IL METODO DELL'INVASO

Il metodo dell'invaso tratta il problema del moto vario in modo semplificato assegnando all'equazione del moto la forma del moto uniforme e assumendo, in luogo dell'equazione di continuità delle correnti unidimensionali, l'equazione dei serbatoi per simulare l'effetto dell'invaso.

Il metodo si basa sull'ipotesi che la formazione della piena nel bacino avvenga per fenomeni di invaso simili a quelli che hanno luogo in un serbatoio. Se si suppone un legame lineare tra portata di efflusso e volume invasato, il metodo prende il nome di "metodo dell'invaso lineare".

A partire dall'equazione di continuità e dopo una serie di operazioni matematiche (per le quali si rimanda alla letteratura tecnica), si ottiene la seguente espressione per la portata che affluisce alla generica condotta in esame:

03 - CALCOLI IDRAULICI

(3.23):

$$Q = u \cdot S \quad (\text{l/s})$$

dove:

u = è detto *coefficiente udometrico* e nel caso di condotte circolari può essere determinato attraverso la seguente correlazione:

(3.24):

$$u = 2168n' \frac{(\bar{\phi}a)^{\frac{1}{n'}}}{w^{\frac{1}{n'}-1}} \quad (\text{l/s/ha})$$

con:

S = espresso in ettari è la superficie del bacino che interessa la condotta da dimensionare;

n' e a' : sono i parametri della linea segnalatrice di possibilità pluviometrica;

$\bar{\phi}$ = è il coefficiente di deflusso medio ponderale;

w : espresso in (m^3/ha) è detto *volume specifico dell'invaso* che a sua volta è dato dalla somma di tre componenti:

1. W_m volume invasato nei collettori di monte della sezione in esame;
2. W_c volume invasato nella condotta che si sta dimensionando;
3. W_0 volume dei cosiddetti "piccoli invasi" il quale è costituito dal velo idrico sulla superficie scolante, caditoie stradali, ristagni in avvallamenti del terreno ecc...

Per esso si può assumere un valore compreso nel range ($30 \div 50$) m^3/ha , rispettivamente per aree con forte o debole pendenza.

Si evidenzia che la quantità W_c , a priori incognita, viene determinata durante lo svolgimento dei calcoli mediante un processo iterativo, che prevede vari step di calcolo:

- nel primo step il coefficiente udometrico viene calcolato sulla base dei volumi W_m e W_0 , trascurando il volume W_c ; attraverso la (3.23) viene determinata la portata bianca da smaltire in base alla quale si esegue un primo dimensionamento idraulico della condotta per un prefissato valore del grado di riempimento; dal valore del diametro di primo tentativo è possibile stimare il volume W_c invasato dalla condotta relativo al primo step;
- il procedimento viene ripetuto negli step successivi: il coefficiente udometrico viene ricalcolato (e di conseguenza le portate bianche e il diametro del tubo) considerando anche il volume W_c determinato allo step precedente. Il processo iterativo si arresta quando le grandezze in esame (portata bianca, volume invasato, diametro della condotta) non mostrano variazioni significative all'aumentare del numero degli step di calcolo.

03 - CALCOLI IDRAULICI

3.4 PORTATA DELLE ACQUE NERE

Le acque di scarico di origine cittadina provenienti da abitazioni private, esercizi commerciali, artigianali ed industriali, prendono il nome di acque nere. La portata nera va sommata alla portata bianca nel caso in cui si debba dimensionare un sistema fognario misto, oppure considerata a se stante per dimensionare il collettore ad essa adibito.

In ogni caso, per il calcolo della portata nera massima, è necessario conoscere alcuni elementi relativi ai centri abitati. In particolare, i parametri fondamentali sono la dotazione idrica giornaliera e la popolazione.

La *dotazione idrica giornaliera per abitante* (q), espressa in l/ab/giorno, tiene conto del fabbisogno complessivo d'acqua per tutti gli usi possibili delle varie utenze, compresi gli sprechi e le perdite. In linea di massima, per stabilire la dotazione idrica di un centro abitato, si fa l'ipotesi che il livello sociale ed economico (la quantità e qualità dei servizi) ed il fabbisogno idrico aumentino al crescere della popolazione del centro stesso. Valori di letteratura per una stima della dotazione idrica in funzione degli abitanti sono riportati in **Tabella 3.6**.

Tabella 3.6: Dotazione idrica media annua [8].

POPOLAZIONE	DOTAZIONE (L/AB/GIORNO)
Case sparse	120÷160
< 5000	150÷200
da 5000 a 10000	180÷250
da 10000 a 20000	200÷270
da 20000 a 50000	220÷300
da 50000 a 100000	250÷400
da 100000 a 250000	400÷500
da 250000 a 1000000	450÷550
> 1000000	550÷750

NB. Alla popolazione fluttuante stagionale è consigliabile assegnare una dotazione di poco inferiore a quella della popolazione residente; alla fluttuante giornaliera una dotazione da 100 ÷ 200 l/ab/giorno.

Nei valori di **Tabella 3.6** sono compresi i fabbisogni di utenze quali alberghi, caserme, università, ospedali, scuole etc. Quando siano presenti sul tessuto urbano e siano di entità importante, bisogna considerare anche le portate scaricate dalle industrie computate; a volte vengono considerate come abitanti equivalenti, calcolando il numero di abitanti che darebbe luogo alla stessa portata nera. La Norma A.T.V. per le acque di origine industriale (escluse le acque di raffreddamento) fornisce i parametri medi di dotazione mostrati in **Tabella 3.7**.

Tabella 3.7: Consumi medi per tipologia di industria.

TIPOLOGIA DI CONSUMO	DOTAZIONE [l/s/ha]
Consumi idrici modesti	0.5
Consumi idrici medi	1.0
Consumi idrici elevati	1.5

NB: Se non esistono indicazioni sul tipo di industrie si utilizza il valore 1.0 l/s/ha.

03 - CALCOLI IDRAULICI

Con il termine *popolazione* si intende il numero di abitanti che scaricano a monte della sezione da dimensionare. Considerando che la vita utile di una fognatura va garantita per circa 40÷50 anni, si deve tenere conto dell'incremento demografico sulla base delle previsioni della pianificazione urbanistica. Sono inoltre note dalla letteratura leggi di crescita che permettono di stimare lo sviluppo di popolazione in un certo arco temporale adottando una ipotesi di crescita con una legge matematica del tipo lineare oppure parabolica, esponenziale, logistica.

Detta q la dotazione idrica e N il numero di abitanti che scaricano a monte della condotta da dimensionare, la portata nera nell'ora di punta del giorno di massimo consumo nella fognatura si determina attraverso la seguente relazione:

(3.25):

$$Q = \gamma_g \gamma_o \varepsilon \frac{qN}{86400}$$

dove:

γ_g = coefficiente di punta per il giorno di massimo consumo variabile tra 1.2 ÷ 1.5, con il valore minore valido per grandi centri;

γ_o = coefficiente di punta orario nel giorno di massimo consumo variabile tra 1.2 ÷ 1.5, con il valore minore valido per grandi centri;

ε = coefficiente di riduzione variabile tra 0.7 ÷ 0.9, necessario per stimare la frazione d'acqua che giunge effettivamente al sistema fognario.

3.5. APPLICAZIONE: DIMENSIONAMENTO DI UNA CONDOTTA PER FOGNATURA MISTA

Si vuole dimensionare un collettore fognario, da realizzare con tubazione **KINGCOR**, che deve servire una zona residenziale della superficie (nella zona periferica di Bologna) complessiva di 2 ha. Si ipotizza che l'80% della zona sia parzialmente edificata mentre il restante 20% sia adibito a spazi verdi e giardini.

La popolazione futura ipotizzata è di 1000 abitanti ai quali spetta una dotazione idrica giornaliera di 200 l/ab/giorno.

La tubazione, oltre alle acque reflue, deve smaltire anche le acque di pioggia per le quali, da una analisi statistica, si ottiene una linea segnalatrice di possibilità pluviometrica definita dalla seguente legge monomia (valida per eventi intensi con durata inferiore all'ora e tempo di ritorno di 5 anni):

(3.26):

$$h = 31.878t^{0.323}$$

Il collettore è posto in un tratto iniziale della rete cittadina, ha una lunghezza di 200m ed una pendenza media del 4%.

03 - CALCOLI IDRAULICI

- **Calcolo della portata nera**

Per il calcolo della portata delle acque reflue si applica la relazione (3.25).

Ai coefficienti che compaiono nella formula si attribuiscono i seguenti valori:

ε	γ_o	γ_g
0.8	1.5	1.5

La portata nera di picco Q (nell'ora di punta del giorno di massimo consumo) vale **4.17 l/s**.

- **Calcolo della portata bianca**

Per ottenere la portata di pioggia si applica il metodo dell'invaso (§.3.3.1).

I valori di calcolo dei coefficienti a' ed n' della *l.s.p.p* sono:

$$a' = 31.478 \text{ (mm/h}^n\text{)}$$

$$n' = 0.434.$$

Si deve stimare il coefficiente di deflusso medio ponderale per l'area in esame.

Dalla **Tabella 3.4** si deducono i valori di ϕ per le due sub-aree di interesse:

S_1 (area edificata)	ϕ_1	S_2 (area verde)	ϕ_2
1.6 ha	0.8	0.4 ha	0.125

Dalla relazione (3.22) il coefficiente di deflusso medio è $\phi = 0.67$.

Per quanto riguarda il volume specifico, nel primo passo del calcolo iterativo, viene posto uguale al volume dei piccoli invasi dal momento che la condotta è posta in un tratto iniziale della rete e quindi non si hanno contributi da monte. Si assume noto un volume dei piccoli invasi $w_0 = 40 \text{ m}^3/\text{ha}$.

Il coefficiente udometrico (3.24) vale 169.97 l/s/ha e la portata bianca di picco relativa al primo passo del processo iterativo (3.23) è pari a 339.94 l/s .

- **Dimensionamento della condotta**

La portata totale di tentativo al primo step del processo iterativo che transita in condotta si ottiene dalla somma dei due contributi $Q_{\text{nera}} + Q_{\text{bianca}}$ ed è pari a 344.11 l/s . Per un valore del grado di riempimento h/D prefissato pari a 0.7 , si applica la formula di *Prandtl - Colebrook* adottando un coefficiente di scabrezza $e = 0.25 \text{ mm}$; una volta determinato il diametro di primo tentativo da assegnare alla tubazione, si procede al secondo step di calcolo secondo quanto descritto in § 3.3.1. La **Tabella 3.8** riporta i risultati dei 10 step di calcolo del processo iterativo.

03 - CALCOLI IDRAULICI

Tabella 3.8: Step di calcolo del processo iterativo: tubazione KINGCOR.

w	u	Q _{bianca}	Q _{tot}	D _i	h/D _i	h	A(h)	V	w _c
(m ³ /ha)	(l/s/ha)	(l/s)	(l/s)	(m)	(-)	(m)	(m ²)	(m/s)	(m ³)
40.00	169.97	339.94	344.11	0.570	0.70	0.399	0.191	1.80	38.15
59.08	102.32	204.64	208.80	0.471	0.70	0.330	0.130	1.60	26.07
53.03	117.75	235.50	239.66	0.497	0.70	0.348	0.145	1.66	28.95
54.48	113.70	227.41	231.57	0.490	0.70	0.343	0.141	1.64	28.21
54.10	114.73	229.45	233.62	0.492	0.70	0.344	0.142	1.65	28.40
54.20	114.47	228.93	233.10	0.491	0.70	0.344	0.142	1.64	28.35
54.17	114.53	229.06	233.23	0.491	0.70	0.344	0.142	1.64	28.36
54.18	114.52	229.03	233.20	0.491	0.70	0.344	0.142	1.64	28.36
54.18	114.52	229.04	233.21	0.491	0.70	0.344	0.142	1.64	28.36
54.18	114.52	229.04	233.20	0.491	0.70	0.344	0.142	1.64	28.36

I risultati sintetizzati in **Tabella 3.8** mostrano che con un grado di riempimento imposto pari a 0.7, per poter convogliare una portata totale di 233.20 l/s è necessario un diametro $D_i = 0.491$ m (Tubazione **KINGCOR** DN 500).

Per confronto, si prende ora in esame il caso in cui la tubazione venisse realizzata in calcestruzzo gettato con superficie ruvida (coefficiente di scabrezza minimo $e = 1.5$ mm - **Tabella 3.4**). Ripetendo il procedimento di dimensionamento si ottengono i risultati riportati nella **Tabella 3.9**.

03 - CALCOLI IDRAULICI

Tabella 3.9: Step di calcolo del processo iterativo: tubazione in calcestruzzo gettato con superficie ruvida.

w	u	Q _{bianca}	Q _{tot}	D _i	h/D _i	h	A(h)	V	w _c
(m ³ /ha)	(l/s/ha)	(l/s)	(l/s)	(m)	(-)	(m)	(m ²)	(m/s)	(m ³)
40.00	169.97	339.94	344.11	0.615	0.70	0.430	0.222	1.55	44.40
62.20	95.68	191.37	195.53	0.496	0.70	0.347	0.145	1.35	28.93
54.46	113.74	227.48	231.65	0.529	0.70	0.370	0.164	1.41	32.89
56.44	108.57	217.14	221.31	0.520	0.70	0.364	0.159	1.39	31.77
55.89	109.99	219.97	224.14	0.523	0.70	0.366	0.160	1.40	32.08
56.04	109.59	219.19	223.35	0.522	0.70	0.365	0.160	1.40	31.99
56.00	109.70	219.41	223.57	0.522	0.70	0.365	0.160	1.40	32.02
56.01	109.67	219.35	223.51	0.522	0.70	0.365	0.160	1.40	32.01
56.01	109.68	219.36	223.53	0.522	0.70	0.365	0.160	1.40	32.01
56.01	109.68	219.36	223.52	0.522	0.70	0.365	0.160	1.40	32.01

Fissando lo stesso valore del grado di riempimento della condotta pari al 70%, per poter smaltire la portata della rete fognaria in esame mediante una tubazione di calcestruzzo gettato con superficie ruvida, sarebbe pertanto necessario un diametro $D_i = 522$ mm, 31 mm più grande rispetto a quello teorico nel caso di utilizzo della tubazione di materiale **KINGCOR** (tubazione in c/c con diametro nominale interno $DN_i = 600$ mm).

04

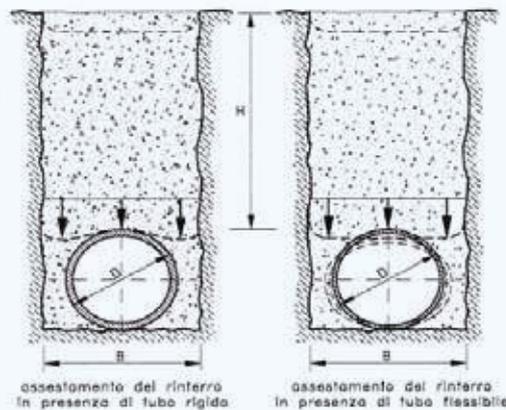
CALCOLI STATICI

04 - CALCOLI STATICI

4.1. PREMESSA

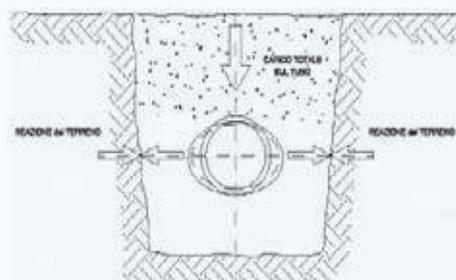
L'analisi del comportamento statico di una tubazione interrata consiste nello studio dell'interazione *tubazione – terreno*, a partire dalla conoscenza delle caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale che la costituisce e del terreno che la circonda, del grado di compattazione di questo e delle condizioni di posa. Dal punto di vista statico, una condotta interrata può essere considerata una struttura sollecitata in uno stato piano (il tubo è assunto come un cilindro di lunghezza infinita e di piccolo spessore). Il progetto e l'analisi strutturale delle tubazioni si basa sulla determinazione delle tensioni, delle deformazioni e della variazione del diametro della condotta sottoposta a sollecitazioni indotte dai generici carichi esterni. Questi vengono ripartiti fra il terreno e la tubazione in funzione delle caratteristiche di rigidità di entrambi; come descritto in dettaglio nel seguito (v. § 4.2.3), se la tubazione si deforma più del terreno circostante viene considerata flessibile, se si deforma in minor misura del terreno circostante e pertanto sopporta la maggior parte dei carichi, viene detta rigida. Le tubazioni in materiale plastico in generale rientrano nella categoria delle tubazioni flessibili. La **Figura 4.1** mette in evidenza le deformazioni del terreno nei casi di condotta rigida e flessibile.

Figura 4.1: Assestamento del terreno per una tubazione rigida e per una flessibile.



La flessibilità è una caratteristica molto vantaggiosa per i tubi interrati perché gran parte dei carichi esterni vengono sostenuti sfruttando le reazioni laterali del terreno circostante (**Figura 4.2**). I tubi flessibili possono subire deformazioni significative prima di giungere alla rottura con un comportamento proprio dei materiali duttili; il criterio di dimensionamento pertanto, salvo casi particolari, riguarda uno stato limite ultimo di deformazione.

Figura 4.2: Reazione laterale del terreno



04 - CALCOLI STATICI

Nel presente capitolo viene esposto nei punti principali il metodo di calcolo statico secondo la prCEN/TR 1295-3 "Structural design of buried pipelines under various conditions of loading – Part 3: common method", redatta nel marzo 2005 [9] e che a breve diverrà la normativa ufficiale europea. Tale norma propone 2 differenti approcci, uno dei quali si rifà alla normativa tedesca ATV 127/88 [10], la quale costituisce il metodo storicamente adottato per il calcolo statico delle condotte. Infine, brevemente si riferisce sul criterio di verifica secondo la nota formula di Marston – Spangler, che a motivo della sua immediatezza di applicazione, costituisce ad oggi una delle formule più utilizzate nella pratica professionale.

4.2. METODO DI CALCOLO SECONDO LA prCEN/TR 1295-3

La prCEN 1295-3 illustra come effettuare il calcolo per il progetto strutturale di condotte interrato per acquedotti e fognature, realizzati con qualsiasi tipo di materiale e convoglianti fluidi in pressione o a superficie libera.

Nella norma, vengono proposte due diverse possibilità di progetto denominate Opzione 1 ed Opzione 2. Nel seguito si descrive l'Opzione 1, la quale costituisce un approfondimento del metodo ATV 127/88.

Particolare attenzione viene rivolta al differente comportamento sotto carico della condotta nelle condizioni di breve e lungo termine, dal momento che molte caratteristiche sia della condotta che del terreno sono dipendenti dal tempo. Sia la materia plastica che alcuni tipi di terreno infatti esibiscono un comportamento meccanico viscoelastico, mostrando fenomeni di creep, deformazioni a carico costante, al decorrere del tempo.

La norma prevede che vengano effettuate entrambe le verifiche di breve e lungo termine, salvo il caso in cui il progettista conosca a priori quale sia la condizione sicuramente più sfavorevole.

Si descrive di seguito nel dettaglio il metodo di calcolo (Opzione 1) previsto dalla prCEN 1295-3.

4.2.1. PARAMETRI DEL TERRENO

Tipi di terreno

Nella normativa i terreni vengono distinti in sette gruppi fondamentali:

Gruppo 1 ($G_s = 1$): terreni a grana grossa prevalentemente ghiaiosi;

Gruppo 2 ($G_s = 2$): ghiaie ben gradate, sabbie e ghiaie, terreni prevalentemente sabbiosi;

Gruppo 3 ($G_s = 3$): ghiaie e sabbie con frazioni percentuali di limo, sabbie limose con modeste percentuali di argilla;

Gruppo 4 ($G_s = 4$): terreni con alte percentuali di fine, sabbie limose e limi di bassa plasticità;

Gruppo 5 ($G_s = 5$): terreni a grana fine, sabbie argillose, limi e argille inorganiche;

Gruppo 6 ($G_s = 6$): argille e limi organici;

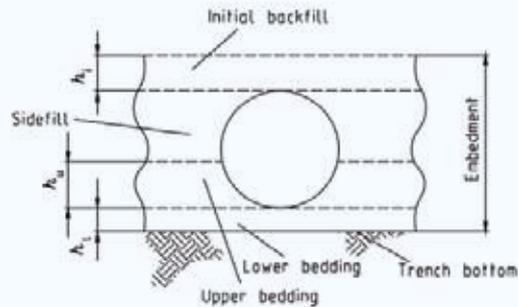
Gruppo 7 ($G_s = 7$): terreni organici, torbe.

In riferimento alla nomenclatura descritta in **Figura 4.3**, la normativa prescrive che solamente i terreni dei gruppi $G_s = 1 \div 5$ vengano utilizzati come materiale di rinfiacco (sidefill – upper bedding) e che

04 - CALCOLI STATICI

sui terreni dei gruppi 6 e 7 usati come riempimento (backfill) oppure presenti come terreni naturali, debbano essere condotte indagini geognostiche approfondite.

Figura 4.3: Schema di posa in opera di una tubazione in trincea: nomenclatura.



Proprietà dei terreni

In assenza di misure dirette, in sito o in laboratorio, delle caratteristiche meccaniche e fisiche dei terreni, possono essere utilizzati valori di progetto determinati attraverso formulazioni empiriche. Il valore del modulo di elasticità $E_{jj,h}$ del terreno, per qualsiasi valore della profondità di ricoprimento e della densità Proctor, si ottiene dalla seguente espressione:

(4.1):

$$E_{jj,h} = \left(\frac{p_{s,v}}{20} \right)^u \cdot E_{jj,100\%} \cdot 10^{z(0,01 \times D_{Pr} - 1)}$$

dove:

$E_{jj,h}$ = modulo elastico corrispondente alla generica densità Proctor D_{Pr} (gli indici "jj" si riferiscono alla notazione che indica la posizione del terreno rispetto al tubo, come viene schematizzato in Figura 4.4);

$p_{s,v}$ = pressione verticale sulla condotta dovuta al carico del terreno in kPa (v. §.4.2.2);

$E_{jj,100\%}$ = modulo elastico (del terreno nella zona "jj") corrispondente a una densità Proctor del 100 % ;

z = parametro che descrive la dipendenza del modulo elastico dalla densità Proctor;

u = parametro che descrive la dipendenza del modulo elastico dalla profondità di ricoprimento e dalla tensione;

il prodotto $E_{jj} = E_{jj,100\%} \cdot 10^{z(0,01 \times D_{Pr} - 1)}$, rappresenta il modulo elastico a 1m di profondità dal piano campagna (corrispondente a una tensione verticale litostatica di 20kPa, assumendo un $\gamma_{medio} = 20 \text{ kN/m}^3$);

D_{Pr} è la densità Proctor.

In **Tabella 4.1**, per ciascun gruppo di terreno, sono riportati i valori dell'angolo di attrito interno, il modulo di elasticità $E_{jj,100\%}$ e i coefficienti z e u che entrano nella **(4.1)**.

04 - CALCOLI STATICI

Tabella 4.1: Valori usati per il calcolo del modulo elastico del terreno.

GS	ANGOLO D'ATTRITO φ_i (°)	$E_{jj,100\%}$ (N/mm ²)	z	u
1	40	40.0	-	-
2	35	16.0	5	0.5
3	30	9.0	5	0.6
4	25	6.0	6	0.7
5	20	4.0	6	0.8
6	10	2.0	6	0.9
7	0	0.1	0	1.0

A seconda della posizione del terreno, la normativa prevede per i moduli, l'utilizzo della terminologia rappresentata in **Figura 4.4**:

E_{tt} = valore di calcolo del modulo del terreno di riempimento al disopra dell'estradosso superiore della condotta;

E_{ts} = valore di calcolo del modulo del terreno di rinfianco/appoggio della condotta;

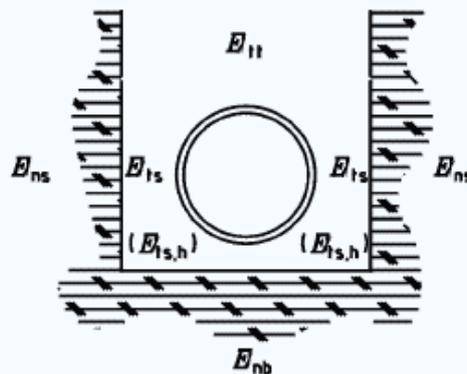
E_{ns} = valore di calcolo del modulo del terreno naturale ai lati della trincea;

E_{nb} = valore di calcolo del modulo del terreno naturale sotto il letto della trincea;

$E_{tt,h}$ = modulo "non ridotto" del terreno di riempimento, calcolato dalla (4.1);

$E_{ts,h}$ = modulo "non ridotto" del terreno di rinfianco/appoggio, calcolato dalla (4.1).

Figura 4.4: Simbologia adottata per i moduli del terreno "E_{jj}".



Il valore di calcolo del modulo del terreno (modulo "ridotto") di rinfianco e di riempimento si determina con le seguenti relazioni, applicando dei fattori di riduzione alle quantità calcolate con la (4.1):

(4.2):

$$E_{ts} = f_{R,GW} \times f_{R,TW} \times f_{R,T} \times E_{ts,h}$$

04 - CALCOLI STATICI

(4.3):

$$E_{tt} = f_{R,T} \times E_{tt,h}$$

in cui:

$E_{ts,h}$ = modulo del terreno ai fianchi della condotta "non ridotto", ovvero calcolato secondo la eq. (4.1);

$E_{tt,h}$ = modulo del terreno di riempimento al disopra della condotta "non ridotto", ovvero calcolato secondo la (4.1);

$f_{R,GW} = \frac{D_{Pr} - 75}{20} \leq 1$ fattore di riduzione dovuto alla presenza dell'acqua di falda;

$f_{R,TW} = 1 - 0.33(4 - b/d_e)(1 - f_c)$ fattore di riduzione dovuto a possibili difetti di compattazione del rinfiacco (essendo b la larghezza dello scavo in corrispondenza della generatrice orizzontale superiore della condotta, d_e il diametro esterno della tubazione e f_c un fattore di correzione funzione della classe di compattazione (**Tabella 4.3**);

$f_{R,T}$ = fattore di riduzione dovuto agli effetti del tempo; tale coefficiente vale 1 in condizioni di breve termine e assume i valori riportati in **Tabella 4.4** in condizioni di lungo termine.

Il modulo $E_{jj,1} \equiv E_{ns,1}$ per il terreno naturale ai lati della trincea, può essere desunto dai valori raccomandati in **Tabella 4.2** per i vari gruppi di terreni, mentre in assenza di misure in sito, per stimare il modulo del terreno naturale al disotto del letto di posa (E_{nb}), si può utilizzare la relazione (4.4):

(4.4):

$$E_{nb} = 10 \times E_{tt,h}$$

Tabella 4.2: Modulo $E_{jj,1}$ per il terreno naturale ai lati della trincea ($E_{ns,1}$).

GRUPPO	$E_{jj,1}$ (N/mm ²)
1	-
2	10.0
3	5.0
4	3.0
5	1.0
6	0.5
7	0.1

Tabella 4.3: Fattore di correzione f_c .

CLASSE DI COMPATTAZIONE ⁽¹⁾	f_c
W	1.0
M	0.7
N	0.3

(1) NOTA:

La norma prevede tre differenti classi di compattazione denominate:

- classe di compattazione W (materiale ben compattato);
- classe di compattazione M (materiale moderatamente compattato);
- classe di compattazione N (materiale non compattato)

04 - CALCOLI STATICI

Tabella 4.4: Fattore di riduzione per gli effetti del tempo (condizioni di lungo termine).

Gruppo G_s	$f_{R,T}$
1	1
2	1
3	1
4	0.75
5	0.75
6	0.5
7	0.25

4.2.2. DETERMINAZIONE DEI CARICHI

Nonostante la denominazione di "carico" indichi comunemente una forza in termini dimensionali, tutti i "carichi" descritti nel documento vengono sempre intesi per unità di area, rappresentando dimensionalmente delle pressioni.

Carichi verticali del terreno

La pressione verticale dovuta al terreno agente all'estradosso superiore della condotta (profondità h in **Figura 4.6**) all'interno di una trincea con pareti di scavo verticali, è data dalla seguente relazione:

(4.5):

$$p_{s,v} = \kappa \cdot [\gamma(h - h_w) + \gamma' h_w]$$

dove:

γ = peso specifico del terreno;

γ' = peso specifico sommerso del terreno;

h = profondità del ricoprimento della condotta;

h_w = altezza della falda sopra la testa della condotta;

κ = coefficiente che tiene conto dell'effetto silo alle pareti della trincea ($\kappa = 1$ in presenza di trincea larga - $b/d_e \geq 4$) e che riduce le tensioni rispetto a quelle geostatiche:

(4.5):

$$\kappa = \frac{1 - e^{-2(h/b)K_1 \tan \phi_t}}{2(h/b)K_1 \tan \phi_t}$$

in cui:

b = larghezza della trincea;

K_1 = coefficiente di spinta attiva del terreno di riempimento al disopra della condotta (**Tabella 4.5**);

04 - CALCOLI STATICI

ϕ_t = angolo di attrito tra le pareti della trincea e il terreno di riempimento che è funzione delle condizioni di installazione. In particolare, l'angolo di attrito all'interfaccia decresce con la condizione di installazione dipendente dalle modalità di posa in opera: $\phi_t = 2/3 \phi$, per una condizione di installazione "I1" (buon contatto diretto tra riempimento e terreno naturale), $\phi_t = 1/3 \phi$, per una condizione di installazione "I2" (medio contatto) e $\phi_t = 0$ per una condizione di installazione "I3" (scarso contatto).

Se si effettua un'analisi a lungo termine, nel caso in cui la condotta sia posata in trincea larga o vi sia la presenza di argille con angolo di attrito all'interfaccia quasi nullo, il coefficiente riduttivo del carico K dovuto all'effetto silo in fase di calcolo viene assunto pari a 1.

Tabella 4.5: Coefficienti di spinta per i vari tipi di terreni.

TIPO DI TERRENO	$K_1, K_2^{(2)}$ IN FUNZIONE DELLA CLASSE DI COMPATTAZIONE		
	W	M	N
Gruppo 1	0.4	0.4	0.4
Gruppi 2 e 3 Incoerenti	0.4	0.3	0.2
Gruppi 4 ÷ 7 Coesivi	0.6	0.5	0.4

(2) NOTA:

K_1 è il coefficiente di spinta del terreno di riempimento al disopra della tubazione (il cui modulo è indicato con E_{ri} in Figura 4.4);

K_2 è il coefficiente di spinta del terreno di rinfiacco della condotta (il cui modulo è indicato con E_{rs} in Figura 4.4).

Carichi statici superficiali

A • Carico statico agente su un'area limitata

Nel caso in cui la condotta si trovi a una certa profondità al disotto dell'impronta di un carico statico superficiale agente su un'area limitata, la pressione verticale $p_{A,vi}$ sulla condotta viene calcolata utilizzando la seguente equazione:

(4.7):

$$p_{A,vi} = \frac{W \times L \times p_{A,GL}}{(W + h) \times (L + h)}$$

in cui:

W = larghezza dell'area del carico superficiale;

L = lunghezza dell'area del carico superficiale;

h = profondità del ricoprimento della condotta;

$p_{A,GL}$ = carico uniformemente distribuito in superficie sull'area $A = W \times L$.

Se invece la condotta in esame si trova a una certa profondità all'esterno dell'impronta dell'area di carico all'interno del bulbo di diffusione delle tensioni indotte dal carico, la quantità $p_{A,vi}$ diviene:

(4.8):

$$p_{A,vi} = \frac{W \times L \times p_{A,GL}}{(W + 2h) \times (L + 2h)}$$

04 - CALCOLI STATICI

Se, in ultimo, la condotta è esterna all'area di diffusione delle tensioni del carico essa non risente dell'effetto dei carichi applicati in superficie e si assume $p_{A,vi} = 0$.

B • Carico statico agente su un'area illimitata

Il carico $p_{A,vu}$ indotto su una condotta posta in una trincea con pareti verticali da un carico superficiale applicato su un'area illimitata, viene determinato con la seguente equazione:

(4.9):

$$p_{A,vu} = \kappa_a \times p_{A,GL}$$

dove:

$p_{A,GL}$ = carico uniformemente distribuito in superficie;

κ_a = coefficiente riduttivo del carico per effetto silo ($\kappa_a = 1$ in presenza di trincea larga, con $b/d_e \geq 4$):

(4.10):

$$\kappa_a = e^{-2 \times (h/b) \times K_p \times \tan \phi}$$

con il significato dei simboli già esposto.

Carichi dovuti al traffico

Nella normativa il carico dovuto al traffico viene considerato un carico a breve termine. Nelle analisi a lungo termine il contributo del traffico viene pertanto sempre assunto pari al valore di breve termine.

La pressione verticale $p_{T,v}$ agente su una condotta sollecitata da carichi stradali p_T , viene così determinata:

(4.11):

$$p_{T,v} = a_{\text{traffico}} \times D_{T,\text{mod}} \times p_T$$

dove il coefficiente di correzione a traffico si determina attraverso la seguente relazione:

(4.12):

$$a_{\text{traffico}} = 1 - \frac{0.9}{0.9 + \frac{4h^2 + h^6}{1.1 \times d_m^{0.67}}}$$

con:

$d_m = 0.5(d_i + d_e)$ = diametro medio della condotta (in m);

h = profondità del ricoprimento del tubo nella trincea (in m). La profondità minima prevista è pari a 0.6 m.

Il coefficiente $D_{T,\text{mod}}$ assume valori differenti a seconda del tipo di pavimentazione stradale:

- 0.6 per pavimentazioni rigide;

04 - CALCOLI STATICI

- 0.8 per pavimentazioni flessibili;
- 1.0 per strade non pavimentate.

Il carico stradale p_T si determina, in accordo con la Normativa EN 1991 [11], con la seguente relazione empirica, in funzione della altezza di copertura h in trincea:

(4.13):

$$p_T = 0.0826 \times h^{-1.25}$$

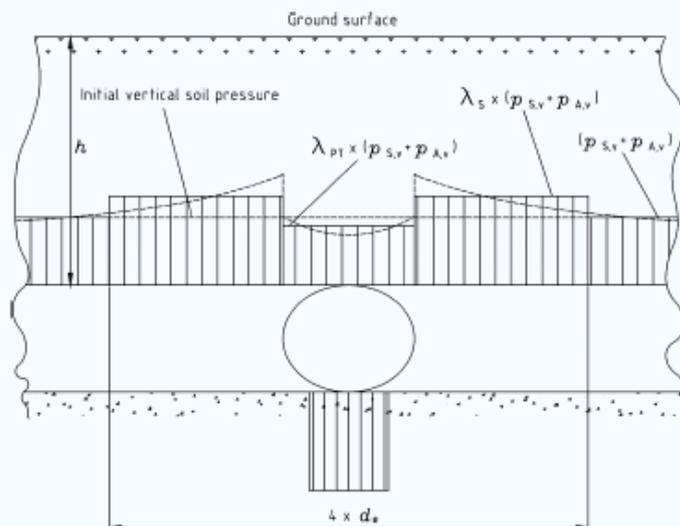
con p_T espresso in (N/mm^2) e h espresso in (m).

Per ulteriori approfondimenti sulla determinazione dei carichi indotti sulla tubazione da carichi ferroviari o da veicoli aerei si rimanda alla normativa di riferimento.

4.2.3. DISTRIBUZIONE DEI CARICHI E FATTORI DI CONCENTRAZIONE

La distribuzione dei carichi sulla condotta, al pari della loro intensità, ha un'influenza molto importante sul comportamento strutturale della stessa. La distribuzione delle pressioni dipende dal comportamento sia della condotta che del terreno circostante. Il terreno e la tubazione sono caratterizzati da differenti deformabilità; le pressioni sulla testa della condotta non sono uniformemente distribuite. La Figura 4.5 mostra, a titolo di esempio, la distribuzione dei carichi per una condotta flessibile in una trincea infinitamente larga. Le pressioni verticali agenti sulla condotta vengono moltiplicate per opportuni fattori di concentrazione del carico, descritti nei seguenti paragrafi. Poiché tali fattori vengono definiti a seconda della deformabilità della condotta, di seguito brevemente si riportano alcune definizioni inerenti la rigidità e la deformabilità delle tubazioni, come previsto dalla norma.

Figura 4.5: Distribuzione delle pressioni verticali per una condotta flessibile.



04 - CALCOLI STATICI

Rapporto e criterio di deformazione

Per definire se una condotta può essere considerata rigida o flessibile si può fare riferimento al rapporto di deformazione ($\chi = \delta_p/\delta_s$), definito come il rapporto tra lo spostamento verticale della condotta (δ_p) e quello del terreno di rinfiacco (δ_s), se sottoposti allo stesso carico, senza tenere conto delle reazioni laterali del terreno.

A seconda del valore assunto dal coefficiente χ si definiscono tre differenti criteri di deformazione della condotta:

- per $\chi \leq 0.05$ condotta rigida;
- per $0.05 < \chi < 1.0$ condotta semi-rigida,
- per $\chi \geq 1.0$ condotta flessibile.

Il rapporto di deformazione tiene conto dei diversi moduli di elasticità del terreno e della condotta e può essere ricavato mediante la seguente espressione:

(4.14):

$$\chi = (1 - K_2) \times |c_{vv}| \times \frac{S_{BV}}{8S_p}$$

in cui:

- c_{vv} = coefficiente di spostamento verticale dovuto ai carichi verticali (v. **Tabella 4.6**);
- K_2 = coefficiente di spinta del terreno di rinfiacco (v. **Tabella 4.5**);
- S_{BV} = rigidezza verticale del terreno di rinfiacco;
- S_p = rigidezza circonferenziale della condotta.

Si descrivono di seguito nel dettaglio le grandezze che compaiono nella (4.14).

A • Coefficiente di spostamento verticale, c_{vv} .

La **Tabella 4.6** mostra i valori del coefficiente di spostamento verticale c_{vv} (insieme ad altri coefficienti di cui si tratterà in seguito) per tubazioni circolari, al variare dell'angolo di supporto verticale della tubazione. L'angolo di supporto verticale, α_v , rappresenta l'angolo di appoggio della tubazione nel letto di posa come schematicamente indicato in **Figura 4.6**; un angolo di supporto di 0° indica un appoggio puntuale, mentre un angolo pari a 180° rappresenta l'angolo di appoggio massimo.

04 - CALCOLI STATICI

Figura 4.6: Schematizzazione trincee: denominazione delle grandezze geometriche.

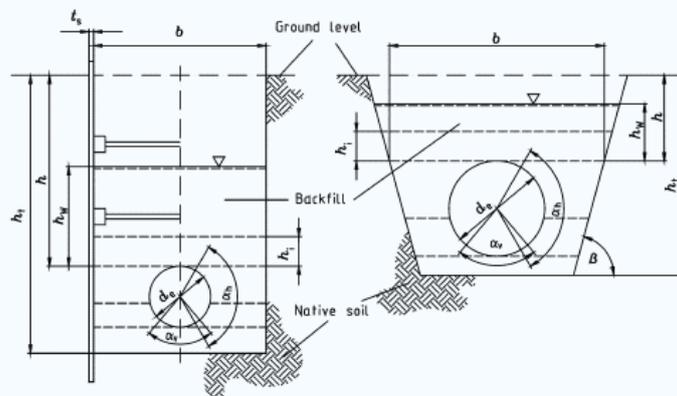


Tabella 4.6. Coefficienti di spostamento verticale.

ANGOLO DI SUPPORTO VERTICALE	COEFFICIENTI PER IL TERRENO DI SUPPORTO				
	C_{vv}	C_{vh}	C_{vd}	$C_{v,ow}$	$C_{v,w}$
30°	-0.11290	0.08358	0.04179	-0.02187	-0.10910
60°	-0.10529	0.08358	0.04179	-0.01983	-0.09892
90°	-0.09658	0.08358	0.04179	-0.01819	-0.09075
120°	-0.08929	0.08358	0.04179	-0.01682	-0.08463
180°	-0.08363	0.08358	0.04179	-0.01569	-0.07825

B • Rigidezza verticale del rinfiante, S_{BV} .

La rigidezza verticale del terreno di rinfiante è data da:

(4.15):

$$S_{BV} = \frac{E_{ts}}{a}$$

con:

E_{ts} = modulo del terreno di rinfiante/appoggio della condotta in trincea (v. Figura 4.4);

a = proiezione relativa della condotta, che viene assunto pari ad 1 per le sezioni circolari installate secondo le condizioni di posa ET1 o ET2⁽³⁾.

(3) NOTA:

La norma prevede quattro diverse tipologie di posa in opera denominate ET1, ET2, ET3, ET4 (schematizzate in Figura 4.7):

- nella tipologia ET1 la condotta è direttamente poggiata sul fondo della trincea;
- nella tipologia ET2 la condotta ha un letto inferiore di posa costituito da terreno compattato dello stesso materiale adottato per il rinfiante;
- nella tipologia ET3 vengono utilizzati terreni con proprietà differenti per il letto di posa e per il rinfiante;
- la tipologia ET4 prevede l'appoggio di condotte rigide su supporti in calcestruzzo.

04 - CALCOLI STATICI

Dal tipo di posa in opera e dalla classe di compattazione dipendono i valori suggeriti per l'angolo di supporto verticale come riportato nella **Tabella 4.7**.

C • Rigidezza circonferenziale della condotta, S_p .

La rigidezza circonferenziale della condotta (SN secondo la ISO EN 9969 [12]) è data da:

(4.16):

$$S_p = \frac{E_p \times t^3}{12 \times d_m^3}$$

con:

E_p = modulo di elasticità del materiale costituente la tubazione (in condizioni di breve e lungo termine);

t = spessore della condotta;

d_m = diametro medio della condotta.

Poiché il coefficiente di spostamento verticale c_{vv} dipende dall'angolo di supporto verticale α_v , che a sua volta è funzione del tipo di posa in opera, della classe di compattazione e del criterio di deformazione stesso (v. valori raccomandati in **Tabella 4.7**), per determinare χ e conseguentemente il tipo di principio di deformazione della condotta, si procede nel seguente modo:

- si stabilisce un criterio di deformazione preliminare della condotta (rigida – semirigida – flessibile), in base al quale si sceglie α_v di progetto a seconda del tipo di posa in opera e della classe di compattazione e si determina c_{vv} che corrisponde a questo valore dell'angolo di supporto verticale;
- si calcola il corrispondente valore di χ attraverso la (4.14); se tale valore non è concorde con il criterio di deformazione ipotizzato, si ripete il calcolo con un nuovo valore dell'angolo di supporto verticale corrispondente al criterio di deformazione che deriva dal valore calcolato di χ .

In generale, per le materie plastiche il criterio di deformazione è flessibile e non è necessario eseguire la procedura iterativa.

04 - CALCOLI STATICI

Figura 4.7: Tipi di posa in opera della tubazione

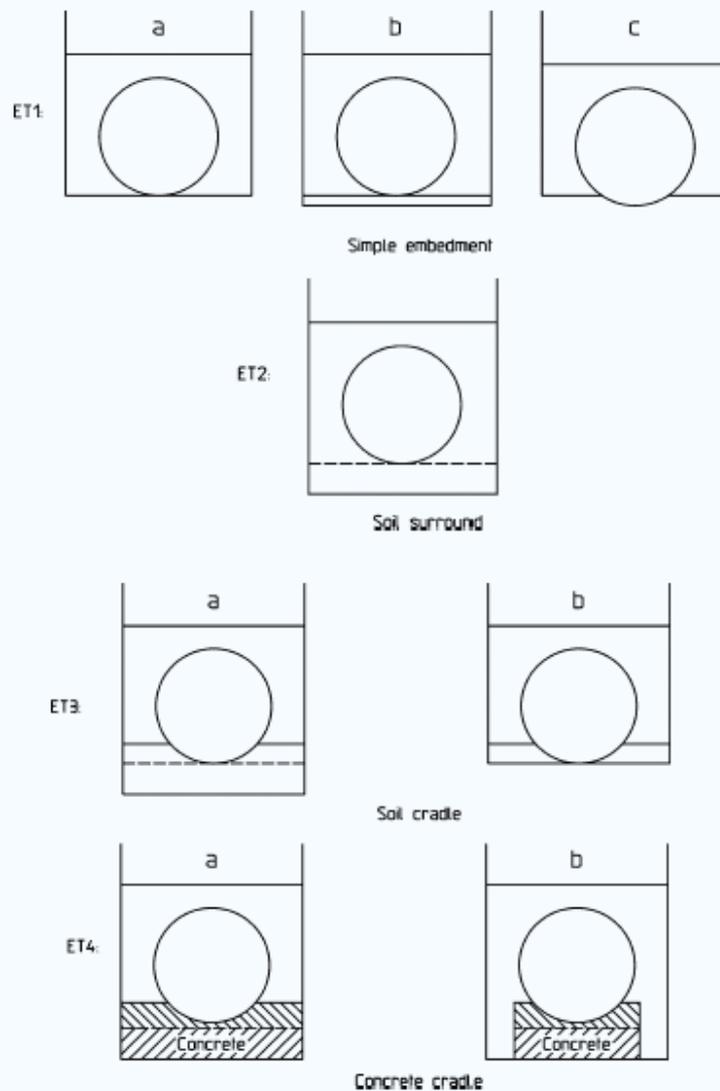


Tabella 4.7: Angoli di supporto verticali raccomandati

TIPO DI POSA IN OPERA	CRITERIO DI DEFORMAZIONE					
	FLESSIBILE			SEMI-FLESSIBILE O RIGIDA		
	CLASSE DI COMPATTAZIONE					
	W	M	N	W	M	N
	angolo di supporto verticale α_v (°)					
ET1 (a – b)	120	90	60	60	60	30
ET1 (c)	60	60	60	60	60	60
ET2	180	180	120	120	120	90
ET3	120	120	120	120	120	120
ET4	-	-	-	da 90 a 180		

04 - CALCOLI STATICI

Fattori di concentrazione dei carichi

- Massimo fattore di concentrazione dei carichi ($\chi = 0$)

Per una condotta infinitamente rigida ($\chi = 0$) messa in opera all'interno di una trincea indefinita, la norma definisce il seguente fattore di concentrazione massimo λ_{\max} :

$$(4.17):$$
$$\lambda_{\max} = 1 + \frac{h/d_e}{\frac{3.5}{a_{\text{eff}}} + \frac{2.2}{(a_{\text{eff}} - 0.25) \times \frac{E_{\text{nb}}}{E_{\text{tt}}}} + \left[0.62 \times a_{\text{eff}} + \frac{1.6}{(a_{\text{eff}} - 0.25) \times \frac{E_{\text{nb}}}{E_{\text{tt}}}} \right] \times \frac{h}{d_e}} \leq 3$$

in cui:

a_{eff} è detta proiezione relativa effettiva della condotta:

$$a_{\text{eff}} = a \times \frac{E_{\text{tt}}}{E_{\text{ts}}} \geq 0.26$$

- Rigidezza orizzontale del rinfiaccio/appoggio

La deformabilità verticale di un tubo ($\chi \neq 0$) dipende anche dalla rigidezza orizzontale del terreno intorno alla condotta, S_{Bh} ; tale grandezza viene determinata mediante la seguente espressione:

(4.18):

$$S_{\text{Bh}} = \zeta \times \frac{E_{\text{ts}}}{F_1}$$

in cui:

ζ è un fattore di correzione per la rigidezza orizzontale del rinfiaccio/appoggio che tiene conto delle differenti caratteristiche di deformabilità del terreno all'interno della trincea e del terreno naturale ai lati della trincea. Questo si può calcolare tramite le seguenti relazioni:

(4.19):

$$\zeta = \frac{F_1}{\Delta f + (F_1 - \Delta f) \times \frac{E_{\text{ts}}}{E_{\text{ns}}}}$$

ove:

(4.20):

$$\Delta f = \frac{b/d_e - 1}{0.982 + F_2 \times (b/d_e - 1)} \leq F_1$$

04 - CALCOLI STATICI

in cui F_1 ed F_2 sono fattori che dipendono dall'angolo di reazione orizzontale α_h (v. **Figura 4.6** e **Tabella 4.8**). A sua volta, l'angolo di reazione orizzontale α_h dipende dal rapporto tra i moduli di elasticità (E_{ts}/E_{ns}) e dal rapporto (b/d_e); la stessa **Tabella 4.8** mostra i valori raccomandati dalla norma per l'angolo di supporto orizzontale in funzione dei due rapporti.

Tabella 4.8: Valori di calcolo per i coefficienti F_1 ed F_2 in funzione dei valori di α_h (dipendenti da b/d_e e E_{ts}/E_{ns}).

b/d_e	E_{ts}/E_{ns}	α_h	F_1	F_2
< 2	≤ 1	100°	1.474	0.321
≥ 2	≤ 1	120°	1.667	0.283
≥ 2	> 1	140°	1.808	0.260
< 2	> 1	180°	1.925	0.244

- **Rapporto di rigidezza**

Questo parametro descrive la relazione tra la rigidezza della condotta e la rigidezza del terreno che la circonda. Il rapporto di rigidezza V_s viene determinato dalla seguente equazione:

(4.21):

$$V_s = \frac{8 \times S_P}{c_v^* \times S_{Bv}}$$

in cui:

S_P è la rigidezza circonferenziale della condotta (v. eq. 4.16);

S_{Bv} è la rigidezza verticale del rinfiango (v. eq. 4.15);

c_v^* è un coefficiente di spostamento verticale dato dalla relazione:

(4.22):

$$c_v^* = c_{vv} + c_{vh}^* \times K^*$$

con:

c_{vv} = coefficiente di spostamento verticale dovuto ai carichi verticali (v. **Tabella 4.6**);

c_{vh}^* = coefficiente di spostamento verticale dovuto alla reazione orizzontale del terreno dipendente da α_h (v. **Tabella 4.10**);

K^* = coefficiente di reazione del rinfiango, dato dalla seguente equazione:

(4.23):

$$K^* = \frac{c_{hv}}{V_{PS} - c_{hh}^*}$$

con:

c_{hv} = coefficiente di spostamento orizzontale dovuto ai carichi verticali (**Tabella 4.9**);

c_{hh}^* = coefficiente di spostamento orizzontale dovuto alla reazione orizzontale (**Tabella 4.10**);

V_{PS} = rigidezza del sistema tubo - terreno pari a:

04 - CALCOLI STATICI

(4.24):

$$V_{PS} = \frac{8 \times S_p}{S_{Bh}}$$

Tabella 4.9: Coefficienti di spostamento orizzontale.

ANGOLO DI SUPPORTO VERTICALE	COEFFICIENTI PER IL TERRENO DI SUPPORTO				
	c_{hv}	c_{hh}	c_{hd}	$c_{h,ow}$	$c_{h,w}$
30°	0.10980	-0.08363	-0.04183	0.02073	0.10160
60°	0.10258	-0.08363	-0.04183	0.01905	0.09475
90°	0.09558	-0.08363	-0.04183	0.01775	0.08825
120°	0.08908	-0.08363	-0.04183	0.01654	0.0823
180°	0.08358	-0.08363	-0.04183	0.01548	0.07700

Tabella 4.10: Coefficienti di spostamento dovuti alla reazione del terreno.

ANGOLO DI REAZIONE ORIZZONTALE α_h	COEFFICIENTI	
	c_{hh}^*	c_{vh}^*
100°	-0.06158	0.05938
120°	-0.06592	0.06413
140°	-0.06858	0.06696
180°	-0.07042	0.06900

- Fattore di concentrazione dipendente dalla rigidezza (caso di trincea larga)

Per rilevati o trincee larghe ($b/d_e \geq 4$), il fattore di concentrazione λ_p si calcola nel modo seguente:

(4.25):

$$\lambda_p = \frac{\lambda_{\max} \times V_s + a_{\text{eff}} \times \frac{4 \times K_2}{3} \times \frac{\lambda_{\max} - 1}{a_{\text{eff}} - 0.25}}{V_s + a_{\text{eff}} \times \frac{3 + K_2}{3} \times \frac{\lambda_{\max} - 1}{a_{\text{eff}} - 0.25}}$$

con la limitazione: $0.8 \leq \lambda_p \leq 3.0$.

- Fattore di concentrazione del carico ai lati della condotta

Il fattore di concentrazione del carico ai lati della condotta λ_s , da utilizzare per il calcolo dei carichi verticali lateralmente alla condotta, risulta indipendente dalla forma della trincea (stretta o larga) e viene determinato con la seguente formula:

04 - CALCOLI STATICI

(4.26):

$$\lambda_s = \frac{4 - \lambda_p}{3}$$

- Fattore di concentrazione dipendente dalla rigidità (caso di trincea stretta)

Per una trincea stretta ($b/d_e < 4$) il fattore di concentrazione dipendente dalla rigidità, λ_{PT} , viene determinato con la seguente relazione:

(4.27):

$$\lambda_{PT} = \frac{\lambda_p - 1}{3} \times \frac{b}{d_e} + \lambda_s \leq \lambda_{up}$$

essendo b la larghezza della trincea.

Il valore λ_{up} rappresenta il limite superiore per il fattore di concentrazione in trincea stretta:

$$\lambda_{up} = 4 - 0.15h \quad \text{per } h \leq 10 \text{ m};$$

$$\lambda_{up} = 2.5 \quad \text{per } h > 10 \text{ m};$$

con h che indica la profondità della copertura della tubazione.

4.2.4. CARICHI AGENTI SULLA CONDOTTA

Le tensioni agenti sulla condotta (v. **Figura 4.8**), la cui entità è condizionata dall'interazione tubo - terreno, sono verticali (q_v) e orizzontali; questi ultimi a loro volta possono suddividersi in:

q_h = carichi orizzontali uniformemente distribuiti e indipendenti dalla deformazione della condotta;

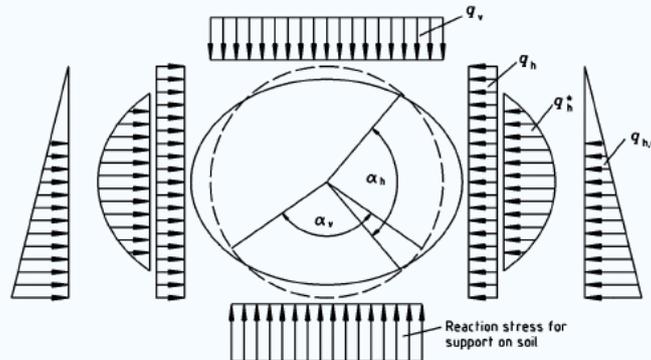
$q_{h,d}$ = carichi orizzontali linearmente crescenti con la profondità e indipendenti dalla deformazione della condotta (nel caso di trincea stretta la norma consente di trascurare tale contributo);

q_h^* = reazione del terreno dovuta alla deformazione della condotta.

Di seguito, nella descrizione delle tensioni indotte dai vari tipi di carico si fa riferimento al caso di condotta flessibile posta in opera in trincea stretta, adottando il fattore di concentrazione per trincea stretta e trascurando il contributo tensioni orizzontali linearmente crescenti con la profondità ($q_{h,d}$).

04 - CALCOLI STATICI

Figura 4.8: Schema pressioni su una condotta poggiata sul terreno (ET1, ET2, ET3)



Carico verticale

Il carico verticale agente sulla condotta è calcolato considerando tutte le componenti fin qui esaminate. In particolare, le pressioni verticali sulla condotta sono dovute all'azione del terreno ($q_{S,v}$), di carichi superficiali di area limitata e illimitata ($q_{A,v}$), dell'acqua di falda ($q_{w,v}$) e del traffico ($p_{T,v}$). In particolare si ha:

(4.28):

$$q_{v1} = q_{S,v} + q_{A,v} + q_{w,v} = \lambda_{PT} \times (p_{S,v} + p_{A,v}) + \gamma_w h_w$$

(4.29) ⁽⁴⁾:

$$q_{v2} = q_{T,v} = \lambda_{PT} \times p_{T,v} \leq 1.5p_{T,v}$$

(4) NOTA: nelle espressioni (4.28), (4.29) e in quelle a seguire, il pedice "1" caratterizza tutte le grandezze che assumono valori differenti nelle condizioni di breve e lungo termine; il pedice "2" caratterizza i parametri i cui valori non cambiano al decorrere del tempo. Il carico del traffico $q_{T,v}$ (pedice "2"), nelle verifiche a lungo termine (per brevità, denominate di seguito "LT") viene pertanto assunto con lo stesso valore che nelle condizioni di breve termine (per brevità, denominate di seguito "ST").

04 - CALCOLI STATICI

Carico orizzontale

La pressione orizzontale q_h (nei due contributi q_{h1} e q_{h2}) uniformemente distribuita, è dovuta all'azione dei carichi verticali del terreno, dei sovraccarichi, dei carichi di traffico e dell'acqua di falda. Per il calcolo si fa riferimento alle seguenti equazioni:

(4.30):

$$q_{h1} = q_{S,h} + q_{A,h} + q_{w,h} = K_2 \times \lambda_S \times (p_{S,v} + p_{A,v}) + \gamma_w h_w$$

(4.31): nella situazione più gravosa di strade pavimentate

$$q_{h2} = K_2 \times \lambda_S \times p_{T,v}$$

ove:

- $q_{S,h}$ = pressione orizzontale sulla condotta dovuta a quella verticale del terreno;
- $q_{A,h}$ = pressione orizzontale agente sulla condotta dovuta ai carichi verticali in superficie;
- $q_{w,h}$ = pressione idrostatica (isotropa) dell'acqua di falda;
- q_{h2} = pressione orizzontale sulla condotta dovuta ai carichi di traffico (il valore da utilizzare nelle verifiche LT e ST è lo stesso).

- Reazione del terreno di rinfianco

La reazione orizzontale del rinfianco q_h^* , di distribuzione parabolica (v. **Figura 4.8**) e provocata dalla deformazione del tubo, si determina con la seguente espressione:

(4.32):

$$q_h^* = R_S \times \Delta_h$$

ove:

- R_S è un parametro che tiene conto della resistenza del terreno ai lati della condotta (v. eq. **4.42**).
- e Δ_h è lo spostamento orizzontale descritto nel successivo § 4.2.5.

La (4.32) può essere suddivisa nelle due componenti:

(4.33):

$$q_h^* = q_{h,1}^* + q_{h,2}^* = R_S \times (\Delta_{h,1} + \Delta_{h,2})$$

con la notazione dei pedici 1 e 2 già descritta.

04 - CALCOLI STATICI

4.2.5. SPOSTAMENTO ORIZZONTALE

Lo spostamento orizzontale della condotta (nei punti del diametro orizzontale posti sulla circonferenza) dipende dai carichi applicati e dalla reazione orizzontale del terreno che la circonda. Come primo passo si calcola lo spostamento orizzontale Δ_{h0} ipotizzando l'assenza della reazione laterale del terreno ($q_h^* = 0$). Lo spostamento Δ_{h0} si determina attraverso le seguenti relazioni:

(4.34):

$$\Delta_{h0,v1} = \frac{r_m}{8 \times S_p} \times c_{hv} \times q_{v1}$$

(4.35):

$$\Delta_{h0,v2} = \frac{r_m}{8 \times S_p} \times c_{hv} \times q_{v2}$$

(4.36):

$$\Delta_{h0,h1} = \frac{r_m}{8 \times S_p} \times c_{hh} \times q_{h1}$$

(4.37):

$$\Delta_{h0,h2} = \frac{r_m}{8 \times S_p} \times c_{hh} \times q_{h2}$$

(4.38):

$$\Delta_{h0,ow} = \frac{r_m}{8 \times S_p} \times c_{h,ow} \times t \times \gamma_p$$

(4.39):

$$\Delta_{h0,w} = \frac{r_m}{8 \times S_p} \times c_{h,w} \times r_m \times \gamma_w$$

Nelle espressioni precedenti:

i coefficienti c_{hi} sono riportati nella **Tabella 4.9**;

S_p è la rigidità circonferenziale della condotta (v. eq. **4.16**);

r_m è il raggio medio della condotta,

t è lo spessore della condotta,

γ_p è il peso specifico del tubo;

il termine $\Delta_{h0,ow}$ tiene conto della deformazione dovuta al peso proprio della tubazione.

Il valore dello spostamento totale $\Delta_{h,0}$ (per $q^* = 0$) è pertanto dato dalla seguente somma:

$$\Delta_{h,0} = \Delta_{h01} + \Delta_{h02} = (\Delta_{h0,v1} + \Delta_{h0,h1} + \Delta_{h0,ow} + \Delta_{h0,w}) + (\Delta_{h0,v2} + \Delta_{h0,h2})$$

Lo spostamento Δ_h dei punti laterali della circonferenza appartenenti al diametro orizzontale, che risulta dalla congruenza degli spostamenti del tubo e quelli del terreno, tenendo conto dell'interazione tubo - terreno ($q^* \neq 0$) è dato dalla seguente espressione:

(4.40):

$$\Delta_h = \Delta_{h1} + \Delta_{h2} = \frac{\Delta_{h01}}{1 - R_S \times C_p^*} + \frac{\Delta_{h02}}{1 - R_S \times C_p^*}$$

in cui le grandezze R_S e C_p^* assumono le seguenti espressioni e sono differenti in condizioni di lungo o breve termine:

04 - CALCOLI STATICI

(4.41):

$$C_P^* = r_m \frac{c_{hh}^*}{8S_P}$$

(4.42):

$$R_S = \frac{S_{Bh}}{r_m \times \text{sen}(\alpha_h / 2)}$$

con la notazione dei simboli già descritta.

4.2.6. DEFORMAZIONE DELLA CONDOTTA

La deformazione della condotta può essere espressa in uno dei seguenti modi:

- Δd = accorciamento/allungamento del diametro espressa in unità di lunghezza;
- $\delta = \Delta d / d_m$ = accorciamento/allungamento relativo rispetto al diametro medio;
- $\delta\% = (\Delta d / d_m) \times 100$ = accorciamento/allungamento percentuale del diametro.

In assenza di altre limitazioni, la norma prescrive che la deformazione percentuale massima della tubazione deve risultare inferiore al 5%; limitazioni differenti sono previste in condizioni particolari (es. in caso di ferrovie $\delta\%$ deve risultare inferiore a 2%).

Deformazione verticale

La deformazione verticale δ_v del diametro verticale di una condotta flessibile è data dalla somma dei seguenti contributi:

(4.43):

$$\delta_v = \delta_{v,io} + \delta_{v,ow} + \delta_{v,est}$$

in cui:

- $\delta_{v,io}$ è la deformazione per ovalizzazione iniziale;
- $\delta_{v,ow}$ è la deformazione dovuta al peso proprio della tubazione;
- $\delta_{v,est}$ è la deformazione indotta dai carichi.

Nella (4.43) manca un termine, $\delta_{v,wr}$, poiché, nel caso di condotte fognarie non in pressione, non viene considerato l'ulteriore contributo dovuto all'acqua in pressione all'interno della condotta.

La spinta attiva esercitata dal terreno di rinfianco compattato induce inizialmente nelle condotte flessibili un piccolo incremento del diametro verticale (deformazione positiva) definito "deformazione per ovalizzazione iniziale" che può essere determinato nel modo seguente:

04 - CALCOLI STATICI

(4.44):

$$\delta_{v,io} = \frac{K_{io}}{S_p^{0,5}}$$

Il coefficiente K_{io} dipende dal gruppo di terreno di rinfiaccio e dalla classe di compattazione come mostrato in **Tabella 4.11** e S_p è la rigidità circonferenziale della condotta espressa in (N/m²) (v. eq. 4.16).

Tabella 4.11: Fattore K_{io} .

GRUPPO G_s	K_{io}		
	W	M	N
1	0.15	0.08	0
2	0.7	0.3	0
3 ÷ 4	1.0	0.5	0
5	1.5	0.6	0

La deformazione dovuta al peso proprio viene calcolata con la seguente relazione:

(4.45):

$$\delta_{v,ow} = \frac{c_{v,ow} \times t \times \gamma_p}{8 \times S_p}$$

in cui.

$c_{v,ow}$ = coefficiente di spostamento verticale dovuto al peso proprio (**Tabella 4.6**);

t = spessore della condotta in (mm);

γ_p = peso specifico del materiale in (kN/m³);

S_p è la rigidità circonferenziale iniziale della condotta in (N/m²).

La deformazione dovuta al peso proprio in genere è molto piccola e può essere trascurata.

La deformazione $\delta_{v,est}$ considera i contributi dei carichi e, con la consueta notazione, viene scomposta nei due contributi:

(4.46):

$$\delta_{v,est} = \delta_{v1} + \delta_{v2}$$

con:

$$\delta_{v1} = \frac{1}{8 \times S_p} \times (c_{vv} \times q_{v1} + c_{vh} \times q_{h1} + c_{vh}^* \times q_{h1}^*)$$

$$\delta_{v2} = \frac{1}{8 \times S_p} \times (c_{vv} \times q_{v2} + c_{vh} \times q_{h2} + c_{vh}^* \times q_{h2}^*)$$

04 - CALCOLI STATICI

Deformazione orizzontale

La deformazione della condotta flessibile in direzione orizzontale, tenendo conto dell'interazione tubo – terreno, è data dalla seguente relazione:

(4.47):

$$\delta_h = 2 \times \frac{\Delta_h}{d_m} + \delta_{h,io}$$

ove:

Δ_h è lo spostamento orizzontale determinato attraverso la (4.40) considerando il sistema tubo - terreno;

d_m è il diametro medio;

e $\delta_{h,io}$ è la deformazione orizzontale che deriva dall'ovalizzazione iniziale e può essere determinata attraverso la seguente espressione:

(4.48):

$$\delta_{h,io} = \frac{c_{hh}^*}{c_{vh}^*} \times \delta_{v,io}$$

con c_{hh}^* e c_{vh}^* riportati in **Tabella 4.10**.

La reazione orizzontale q_{io} dovuta alla compattazione iniziale del rinfianco è data dalla seguente relazione:

(4.49):

$$q_{io} = \frac{8 \times S_p}{c_{vh}^*} \times \delta_{v,io}$$

4.2.7. DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI INDOTTE DAI CARICHI ESTERNI - VERIFICHE

Nel presente paragrafo si forniscono le espressioni che consentono di determinare le sollecitazioni indotte dai carichi esterni su una tubazione circolare; tali sollecitazioni possono essere determinate nei punti che si trovano sulla circonferenza del tubo, in corrispondenza della generatrice orizzontale superiore, di quella inferiore e in corrispondenza delle generatrici orizzontali alla quota del centro del cerchio. Nelle espressioni delle sollecitazioni compaiono dei coefficienti che assumono valori differenti a seconda del punto considerato; tali coefficienti sono riportati nelle **Tablelle 4.12, 4.13 e 4.14** per le tre posizioni suddette, rispettivamente con la sigla C (punto più alto della circonferenza), con la sigla S (punti esterni della circonferenza appartenenti al diametro orizzontale), e con la sigla B (punto più basso della circonferenza). A seconda dei carichi considerati, per i quali la simbologia è quella adottata nei paragrafi precedenti, le espressioni per determinare le sollecitazioni nel tubo sono le seguenti (r_m = raggio medio della tubazione):

04 - CALCOLI STATICI

- sollecitazioni indotte dai carichi verticali del terreno e dell'acqua di falda:

(4.50):

$$M_{qv1} = m_{qv} \times q_{v1} \times r_m^2$$

(4.51):

$$N_{qv1} = n_{qv} \times q_{v1} \times r_m$$

- sollecitazioni indotte dai carichi verticali dovuti al traffico:

(4.52):

$$M_{qv2} = m_{qv} \times q_{v2} \times r_m^2$$

(4.53):

$$N_{qv2} = n_{qv} \times q_{v2} \times r_m$$

- sollecitazioni indotte dai carichi orizzontali dovuti al terreno e all'acqua di falda:

(4.54):

$$M_{qh1} = m_{qh} \times q_{h1} \times r_m^2$$

(4.55):

$$N_{qh1} = n_{qh} \times q_{h1} \times r_m$$

- sollecitazioni indotte dai carichi orizzontali dovuti al traffico:

(4.56):

$$M_{qh2} = m_{qh} \times q_{h2} \times r_m^2$$

(4.57):

$$N_{qh2} = n_{qh} \times q_{h2} \times r_m$$

- sollecitazioni indotte dalle reazioni orizzontali del terreno dovute al terreno o a carichi agenti:

(4.58):

$$M_{qh1*} = m_{qh*} \times q_{h1*} \times r_m^2$$

(4.59):

$$N_{qh1*} = n_{qh*} \times q_{h1*} \times r_m$$

- sollecitazioni indotte dalle reazioni orizzontali del terreno dovute traffico:

(4.60):

$$M_{qh2*} = m_{qh*} \times q_{h2*} \times r_m^2$$

(4.61):

$$N_{qh2*} = n_{qh*} \times q_{h2*} \times r_m$$

Le sollecitazioni dovute al peso proprio e all'acqua contenuta all'interno del tubo sono irrilevanti e possono essere trascurate.

La tensione orizzontale iniziale dovuta alla compattazione del rinfianco, q_{io} , (v. eq. 4.49) induce le seguenti sollecitazioni:

(4.62):

$$M_{io} = m_{io} \times q_{io} \times r_m^2$$

(4.63):

$$N_{io} = n_{io} \times q_{io} \times r_m$$

04 - CALCOLI STATICI

Le sollecitazioni così calcolate vengono sommate in condizioni di breve e lungo termine per ottenere i valori totali risultanti.

Tabella 4.12: Condotta circolare – supporto costituito da terreno;
coefficienti che compaiono nelle espressioni dei momenti indotti dai carichi.

α_v	POSIZIONE (*)	m_{qv}	m_{qh}
30°	C	+0.296	-0.250
	S	-0.303	+0.250
	B	+0.468	-0.250
60°	C	+0.286	-0.250
	S	-0.293	+0.250
	B	+0.377	-0.250
90°	C	+0.274	-0.250
	S	-0.279	+0.250
	B	+0.314	-0.250
120°	C	+0.261	-0.250
	S	-0.265	+0.250
	B	+0.275	-0.250
180°	C	+0.250	-0.250
	S	-0.250	+0.250
	B	+0.258	-0.250

(*) Nota:

C = crown, in corrispondenza della generatrice orizzontale superiore della condotta;

S = springline, in corrispondenza della generatrice orizzontale laterale della condotta;

B = bottom, in corrispondenza della generatrice orizzontale alla base della condotta.

Tabella 4.13: Condotta circolare – supporto costituito da terreno;
coefficienti che compaiono nelle espressioni degli sforzi normali indotti dai carichi.

α_v	POSIZIONE (*)	n_{qv}	n_{qh}
30°	C	+0.099	-1.000
	S	-1.000	0.000
	B	-0.099	-1.000
60°	C	+0.080	-1.000
	S	-1.000	0.000
	B	-0.080	-1.000
90°	C	+0.053	-1.000
	S	-1.000	0.000
	B	-0.053	-1.000
120°	C	+0.027	-1.000
	S	-1.000	0.000
	B	-0.027	-1.000
180°	C	0.000	-1.000
	S	-1.000	0.000
	B	0.000	-1.000

04 - CALCOLI STATICI

Tabella 4.14: Condotta circolare –coefficienti che compaiono nelle espressioni delle sollecitazioni indotte dalla reazione del terreno.

α_h	POSIZIONE (*)	$m_{qh^*}=m_{io}$	$n_{qh^*}=n_{io}$
100°	C	-0.166	-0.511
	S	+0.198	0.000
	B	-0.166	-0.511
120°	C	-0.181	-0.577
	S	+0.208	0.000
	B	-0.181	-0.577
140°	C	-0.191	-0.627
	S	+0.215	0.000
	B	-0.191	-0.627
180°	C	-0.199	-0.667
	S	+0.220	0.000
	B	-0.199	-0.667

A partire dalle sollecitazioni, si calcolano le tensioni e le deformazioni della tubazione nelle tre posizioni su indicate.

Nella superficie interna del tubo si ha:

(4.64):

$$\sigma_{j,i} = \frac{N_j}{A} + c_{ci} \times \frac{M_j}{W_p} = \frac{N_j}{t} + c_{ci} \times \frac{6 \times M_j}{t^2}$$

Nella superficie esterna del tubo si ha:

(4.65):

$$\sigma_{j,o} = \frac{N_j}{A} - c_{co} \times \frac{M_j}{W_p} = \frac{N_j}{t} - c_{co} \times \frac{6 \times M_j}{t^2}$$

essendo:

$$A = 1 \times t;$$

$$W_p = 1 \times t^2/6;$$

t = spessore del tubo;

c_{ci} = coefficiente correttivo che tiene conto della curvatura della superficie interna del tubo:

$$c_{ci} = 1 + \frac{2 \times t}{3 \times d_m}$$

c_{co} = coefficiente correttivo che tiene conto della curvatura della superficie esterna del tubo:

$$c_{co} = 1 - \frac{2 \times t}{3 \times d_m}$$

Dai tali valori di sollecitazione, possono essere determinate le deformazioni in corrispondenza dei tre punti suddetti sulla circonferenza.

Noto il modulo elastico E_p della tubazione, per la superficie interna si ha:

(4.66):

$$\varepsilon_{j,i} = \frac{N_j}{A \times E_p} + c_{ci} \times \frac{M_j}{W_p \times E_p} = \frac{N_j}{t \times E_p} + c_{ci} \times \frac{6 \times M_j}{t^2 \times E_p}$$

04 - CALCOLI STATICI

Nota la rigidezza circonferenziale S_p della condotta, per la superficie interna si ha:

(4.67):

$$\varepsilon_{j,i} = \frac{t}{12 \times d_m^3 \times S_p} + (N_j \times t + c_{ci} \times 6 \times M_j)$$

Nota il modulo elastico E_p della tubazione, per la superficie esterna si ha:

(4.68):

$$\varepsilon_{j,o} = \frac{N_j}{A \times E_p} - c_{co} \times \frac{M_j}{W_p \times E_p} = \frac{N_j}{t \times E_p} - c_{co} \times \frac{6 \times M_j}{t^2 \times E_p}$$

Nota la rigidezza circonferenziale S_p della condotta, per la superficie esterna si ha:

(4.69):

$$\varepsilon_{j,o} = \frac{t}{12 \times d_m^3 \times S_p} + (N_j \times t - c_{co} \times 6 \times M_j)$$

Poiché le espressioni riportate si basano sull'assunzione di una forma circolare indeformata del tubo (teoria del 1° ordine), la norma prevede che se i valori delle deformazioni così calcolati eccedono il 5% e il rapporto di deformazione $\chi > 1$, i valori delle deformazioni devono essere moltiplicati per opportuni coefficienti di amplificazione per i quali si rimanda nel dettaglio alla normativa (teoria del 2° ordine); in tal caso il limite di deformazione cresce dal 5% al 9%.

In condizioni di breve termine si determina un fattore di sicurezza η_R :

(4.70):

$$\eta_R = \frac{\sigma_{ult}}{\sigma_{tot}} = \frac{\varepsilon_{ult}}{\varepsilon_{tot}}$$

ove :

σ_{tot} e ε_{tot} sono le massime tensioni/deformazioni relative alle condizioni di breve termine;

σ_{ult} e ε_{ult} sono i valori di tensione e deformazione ultimi del materiale a breve termine.

In condizioni di lungo termine la verifica prevede 3 step successivi:

1. si determina un fattore di sicurezza $\eta_{R,1}$, in cui le tensioni e deformazioni ultime del materiale in condizioni di lungo termine ($\sigma_{ult,LT}$ e $\varepsilon_{ult,LT}$) vengono confrontati con i valori massimi di tensione e deformazione condizioni di lungo termine:

(4.70a):

$$\eta_{R,1} = \frac{\sigma_{ult,LT}}{\sigma_{tot,1}} = \frac{\varepsilon_{ult,LT}}{\varepsilon_{tot,1}}$$

2. si calcola il fattore di sicurezza $\eta_{R,2}$, in cui i massimi delle tensioni e deformazioni dovute ai carichi di traffico sono confrontati con i valori ultimi in condizioni di breve termine:

(4.70b):

$$\eta_{R,2} = \frac{\sigma_{ult,ST}}{\sigma_{tot,2}} = \frac{\varepsilon_{ult,ST}}{\varepsilon_{tot,2}}$$

04 - CALCOLI STATICI

3. A partire dai due coefficienti di sicurezza parziali si determina il fattore di sicurezza globale:

(4.70c):

$$\frac{1}{\eta_R} = \frac{1}{\eta_{R,1}} + \frac{1}{\eta_{R,2}}$$

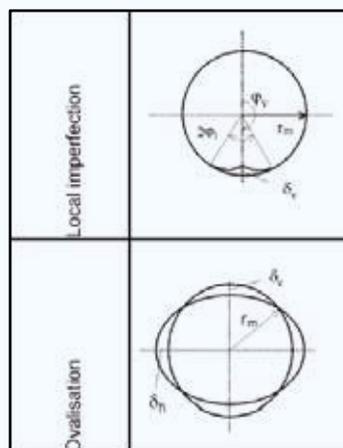
Il fattore di sicurezza η_R deve essere maggiore o uguale di valori prestabiliti che dipendono dal tipo di materiale e dalla classe di sicurezza. Vi sono due differenti classi di sicurezza, classe A e classe B, le quali sono associate a due probabilità di rottura (la classe A è costituita da eventi che provocano danni entità maggiore, e hanno una probabilità inferiore di verificarsi). Per le materie plastiche il fattore di sicurezza η_R deve essere maggiore o uguale di 2.5, per la classe di sicurezza A, e di 2.0 per la classe B.

4.2.8. ANALISI DI STABILITÀ

Una condotta soggetta ad una pressione esterna è sottoposta a sforzi di compressione che tendono ad instabilizzarla, rendendo necessaria una verifica all'instabilità elastica (carico critico secondo la formula di Eulero).

Tali valori del carico critico tengono conto anche degli effetti di eventuali imperfezioni, cioè delle deformazioni iniziali, sia quelle localizzate in uno o più punti e che derivano dalle caratteristiche del materiale o da effetti di trasporto, sia quelle indotte dall'ovalizzazione iniziale del tubo stesso sottoposto a tensioni iniziali (**Figura 4.9**). Le verifiche vengono condotte attraverso l'uso di opportuni fattori di sicurezza che tengono conto della eventuale presenza dell'acqua di falda.

Figura 4.9: Tipi di imperfezioni geometriche della tubazione.



04 - CALCOLI STATICI

Carichi verticali in assenza di acqua di falda

La norma prevede che venga eseguita la verifica del carico critico per schiacciamento del materiale (buckling).

Il carico critico $q_{v,crit}$ viene calcolato con una delle due seguenti espressioni:

(4.71):

$$V_{PS} \leq 0.1 \rightarrow q_{v,crit} = 16 \times \kappa_v \times S_p \times V_{PS}^{-0.5}$$

(4.72):

$$V_{PS} > 0.1 \rightarrow q_{v,crit} = 8 \times \kappa_v \times S_p \times [3 + 1/(3 \times V_{PS})]$$

dove:

V_{PS} = rigidezza del sistema tubo – terreno (v. eq. 4.24)

(4.73):

$$\kappa_v = x_{kv} + 0.36 \times (\log V_{PS} + 4) \leq 0.9$$

in cui il parametro x_{kv} viene dedotto dalla **Tabella 4.15** in funzione dell'angolo di attrito del rinfiamento.

Tabella 4.15: Valore del parametro x_{kv} .

ϕ (°)	x_{kv}
37	0.53
35	0.52
30	0.50
25	0.46
20	0.40
10	0.30
0	0.15

La verifica di stabilità è effettuata calcolando un fattore di sicurezza definito nella (4.74):

(4.74):

$$\eta_{I,kv} = \frac{q_{v,crit}}{q_v}$$

La normativa prescrive che il fattore di sicurezza sia maggiore di 2.5 in classe di sicurezza A e di 2.2 in classe di sicurezza B.

04 - CALCOLI STATICI

Pressione dell'acqua di falda

La pressione critica dovuta alla spinta idrostatica dell'acqua di falda viene determinata secondo la (4.75):

(4.75):

$$p_{w,crit} = 8 \times \kappa_w \times S_p \times \alpha_D$$

con:

α_D = coefficiente di riduzione dipendente dalla rigidità tubo-terreno V_{PS} e dal rapporto diametro medio/spessore tubo (v. **Figura 4.10**);

κ_w = fattore di riduzione che tiene conto delle imperfezioni. Tenendo conto sia di imperfezioni locali sia dell'ovalizzazione iniziale della condotta il coefficiente κ_w può essere così determinato:

(4.76):

$$\kappa_w = \kappa_{w1} \times \kappa_{w2}$$

ove:

κ_{w1} è il fattore di riduzione che tiene conto delle imperfezioni localizzate (v. **Figura 4.9**);

κ_{w2} è il fattore di riduzione che tiene conto dell'ovalizzazione iniziale della tubazione (v. **Figura 4.9**).

I coefficienti κ_{w1} e κ_{w2} si determinano attraverso le seguenti correlazioni empiriche:

$$\kappa_{w1} = a \times (\log V_{PS})^2 + b \times \log(V_{PS}) + k_0$$

con:

$$a = (k_0 - 2 \times k_2 + k_4) / 8$$

$$b = (3 \times k_0 - 4 \times k_2 + k_4) / 4$$

ove:

$$k_0 = 0.9856 - 0.0256 \times \delta_v + 0.0408 \times \left(0.005 \times \frac{d_m}{t} - 1\right)^6$$

$$k_2 = 0.8633 - 0.0633 \times \delta_v + 0.2177 \times (1 + 0.1 \times \delta_v) \times \left(0.005 \times \frac{d_m}{t} - 1\right)^6$$

$$k_4 = 0.7959 - 0.186 \times \delta_v + 0.121 \times \delta_v^2 + 0.4625 \times (1 + 0.0625 \times \delta_v) \times \left(0.005 \times \frac{d_m}{t} - 1\right)^6$$

04 - CALCOLI STATICI

$$\kappa_{w2} = a \times (\log V_{PS})^2 + b \times \log(V_{PS}) + k_0$$

con:

$$a = (k_1 - 2 \times k_3 + k_5) / 8$$

$$b = (3 \times k_1 - 4 \times k_3 + k_5) / 4$$

ove:

$$k_1 = 0.9722 - 0.0222 \times \delta_v + 0.0544 \times \left(0.005 \times \frac{d_m}{t} - 1\right)^6$$

$$k_3 = 0.8567 - 0.0667 \times \delta_v + 0.204 \times \left(0.005 \times \frac{d_m}{t} - 1\right)^6$$

$$k_5 = 0.9833 - 0.0633 \times \delta_v + 0.0222 \times (1 + \delta_v) \times \left(0.005 \times \frac{d_m}{t} - 1\right)^2$$

La verifica di stabilità è effettuata calcolando un fattore di sicurezza definito nella **(4.77)**; la verifica risulta soddisfatta se il fattore di sicurezza è maggiore di 2.5 per la classe di sicurezza A e di 2.2 per la classe di sicurezza B.

(4.77):

$$\eta_{I,pw} = \frac{P_{w,crit}}{P_w}$$

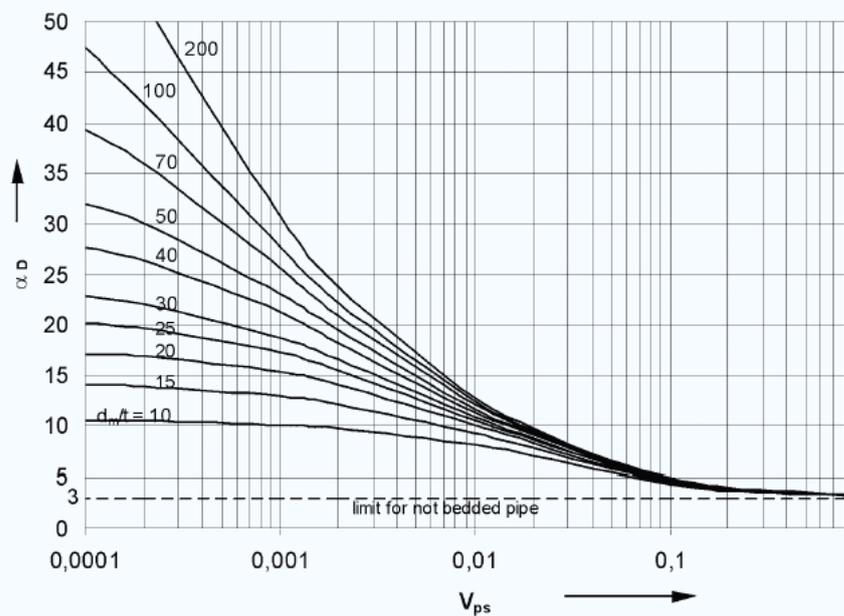
ove:

$$P_w = \gamma_w \times (h_w + d_e/2)$$

è la pressione idrostatica dell'acqua di falda alla quota del centro del tubo.

04 - CALCOLI STATICI

Figura 4.10: Fattore di riduzione α_D in funzione di V_{ps} e di $d_{m/t}$.



La verifica globale del carico critico (ai carichi agenti - acqua di falda) si esegue calcolando un fattore di sicurezza complessivo (eq. 4.78), che, per tutti i tipi di materiale, deve risultare maggiore di 2.5 (classe di sicurezza A) e di 2.2 (classe di sicurezza B).

(4.78):

$$\eta_{I,qp} = \frac{1}{\frac{q_{s,v}}{q_{v,crit}} + \frac{p_w}{p_{w,crit}}}$$

04 - CALCOLI STATICI

4.2.9. APPLICAZIONE DELLA prCEN/TR 1295: ANALISI PARAMETRICA

Nel presente paragrafo viene mostrato un esempio di applicazione della prCEN 1295 per il calcolo statico delle tubazioni KINGCOR SN4 e SN8.

I calcoli sono eseguiti nelle seguenti ipotesi di progetto:

- posa in opera delle tubazioni all'interno di una trincea a pareti verticali di larghezza $b = 1.5\text{m}$;
- assenza di livello piezometrico al disopra delle tubazioni;
- assenza di carichi superficiali distribuiti o concentrati;
- classe di compattazione buona, W , del materiale di rinfiango;
- condizione di posa in opera di tipo ET2, per le quali la condotta ha un letto inferiore di posa costituito da terreno compattato dello stesso materiale adottato per il rinfiango;
- condizione di installazione I1 ($\delta = 2/3 \phi$);
- assenza di imperfezioni localizzate per le verifiche a carico critico.

Vengono eseguite analisi parametriche al variare di alcune grandezze, in modo da valutare gli effetti di queste sulle verifiche statiche delle tubazioni; in particolare, le analisi prevedono l'adozione dei seguenti parametri:

- altezza h del ricoprimento del tubo in trincea, variabile tra 1 e 7m;
- terreno di rinfiango/appoggio appartenente a quattro differenti tipologie, $G_s = 1 \div 4$;
- terreno naturale in cui è prevista l'esecuzione della trincea appartenente a cinque diverse tipologie, $G_s = 1 \div 5$.

Nella **Tabella 4.16** sono riassunte le limitazioni prescritte dalla normativa, per le condizioni di breve e lungo termine.

Tabella 4.16: Verifiche di sicurezza; limitazioni previste dalla prCEN 1295.

DEFORMAZIONI DIAMETRALI		SOLLECITAZIONI/DEFORMAZIONI		CARICO CRITICO			
$ \delta_v (\%) < 5 \%$		$ \delta_h (\%) < 5 \%$		$\eta_R > 2.5$		$\eta_{I,qp} > 2.5$	
ST	LT	ST	LT	ST	LT	ST	LT

Nella **Tabella 4.17** vengono riportati i risultati delle analisi parametriche; in particolare, per ogni analisi eseguita al variare del diametro e della classe di rigidità della tubazione, del tipo di terreno naturale e di rinfiango, vengono evidenziati i valori ammissibili delle altezze di ricoprimento h , affinché siano soddisfatte contemporaneamente tutte le verifiche previste dalla norma, in termini di deformazioni diametrali, sollecitazioni e deformazioni circonferenziali e carico critico. Nei calcoli si è assunto $\sigma_{ult,ST} = 53 \text{ N/mm}^2$ e $\sigma_{ult,LT} = 27 \text{ N/mm}^2$ in accordo con i risultati di prove sperimentali.

04 - CALCOLI STATICI

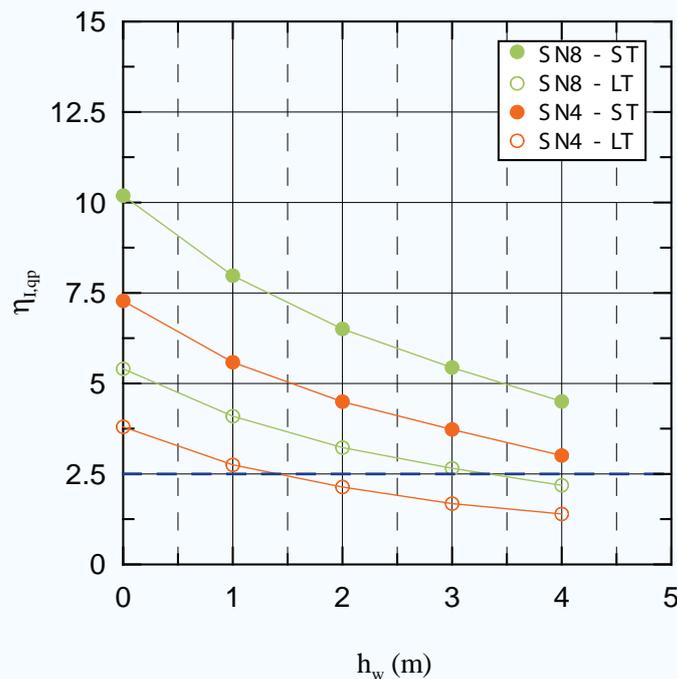
Tabella 4.17: Risultati analisi parametriche.

TERRENO NATURALE													
TERRENO DI RINFIANCO/ APPOGGIO	$G_s = 5$			$G_s = 4$			$G_s = 3$			$G_s = 2$		$G_s = 1$	
	DN	RICOPRIMENTO AMMISSIBILE	DN	RICOPRIMENTO AMMISSIBILE	DN	RICOPRIMENTO AMMISSIBILE							
$G_s = 4$	200 ÷ 300	$2 \leq h \leq 6$ m											
	400	$2 \leq h \leq 5$ m	200 ÷ 600	$h \geq 2$ m									
	500	$3 \leq h \leq 4$ m											
	600	$h = 3$ m											
$G_s = 3$	200 ÷ 300	$h \geq 1$ m	200 ÷ 600	$h \geq 1$ m	200 ÷ 600	$h \geq 1$ m							
	400 ÷	$h \geq 2$ m											
	500	$2 \leq h \leq 6$ m											
	600	$h \geq 1$ m											
$G_s = 2$	200 ÷	$h \geq 1$ m	200 ÷ 600	$h \geq 1$ m	200 ÷ 600	$h \geq 1$ m							
	400	$h \geq 2$ m											
	500 ÷ 600	$h \geq 1$ m											
	200 ÷	$h \geq 1$ m											
$G_s = 1$	400	$h \geq 1$ m	200 ÷ 600	$h \geq 1$ m	200 ÷ 600	$h \geq 1$ m							
	500 ÷ 600	$h \geq 2$ m											
	200 ÷	no	200 ÷ 600	no									
	600	$h \geq 2$ m											
$G_s = 4$	200 ÷ 300	$h \geq 2$ m	200 ÷ 400	$h \geq 2$ m	200 ÷ 400	$h \geq 2$ m							
	400	$2 \leq h \leq 5$ m	500	$2 \leq h \leq 6$ m	500	$2 \leq h \leq 6$ m							
	500 ÷ 600	no	600	$2 \leq h \leq 5$ m	600	$2 \leq h \leq 5$ m							
	200 ÷ 300	$h \geq 1$ m	200 ÷ 500	$h \geq 2$ m	200 ÷ 400	$h \geq 1$ m							
$G_s = 3$	400	$h \geq 2$ m	600	$2 \leq h \leq 6$ m	500 ÷ 600	$h \geq 2$ m							
	500	$2 \leq h \leq 4$ m											
	600	no											
	200 ÷ 300	$h \geq 1$ m	200 ÷ 500	$h \geq 1$ m	200 ÷ 500	$h \geq 1$ m							
$G_s = 2$	400	$h \geq 2$ m	600	$h \geq 2$ m	600	$h \geq 2$ m							
	500	$2 \leq h \leq 4$ m											
	600	no											
	200 ÷ 300	$h \geq 1$ m	200 ÷ 500	$h \geq 1$ m	200 ÷ 500	$h \geq 1$ m							
$G_s = 1$	400	$h \geq 2$ m	600	$h \geq 2$ m	600	$h \geq 2$ m							
	500	$2 \leq h \leq 6$ m											
	600	$h = 3$ m											
	200 ÷ 300	$h \geq 1$ m	200 ÷ 500	$h \geq 1$ m	200 ÷ 500	$h \geq 1$ m							
$G_s = 1$	400	$h \geq 2$ m	600	$h \geq 2$ m	600	$h \geq 2$ m							
	500	$2 \leq h \leq 6$ m											
	600	$h = 3$ m											
	200 ÷ 300	$h \geq 1$ m	200 ÷ 500	$h \geq 1$ m	200 ÷ 500	$h \geq 1$ m							

04 - CALCOLI STATICI

I risultati sintetizzati in **Tabella 4.17** mostrano, a parità di tubazione e di altezza di ricoprimento, l'influenza esercitata sulle verifiche di sicurezza dal tipo di terreno di rinfiango; si sottolinea che tali risultati hanno validità per i casi esaminati nelle ipotesi sopra descritte: variazioni della geometria della trincea, del grado di compattazione del terreno di rinfiango, delle condizioni di posa in opera, o l'eventuale presenza di carichi superficiali concentrati o distribuiti e del livello piezometrico al disopra della condotta, richiedono l'esecuzione di valutazioni sulla sicurezza relative ad ogni caso specifico. A titolo di esempio, la **Figura 4.11** mostra la variazione del fattore di sicurezza del carico critico (in condizioni di breve e lungo termine) al variare dell'altezza del livello piezometrico al disopra dell'estradosso superiore della tubazione (h_w); in dettaglio, la figura si riferisce all'ipotesi di utilizzo di tubazioni DN200 con rigidzze circonferenziali SN4 e SN8, posate in una trincea ($b = 1.5\text{m}$) con altezza di ricoprimento $h = 4\text{m}$, terreno di rinfiango del gruppo $G_s = 3$ e terreno naturale del gruppo $G_s = 4$. Dal grafico si evince che il fattore di sicurezza all'instabilità per carico critico, a parità di tutte le altre condizioni, risulta notevolmente influenzato dalla posizione del livello piezometrico.

Figura 4.11: Variazione del fattore di sicurezza a carico critico con l'altezza del livello piezometrico.



04 - CALCOLI STATICI

4.3. METODO DI MARSTON – SPANGLER

Nel presente paragrafo si descrive l'approccio secondo la formula di Marston – Spangler [13], ad oggi spesso ancora utilizzata nella pratica professionale.

Tale metodologia consente di eseguire la verifica statica di una tubazione interrata determinando i carichi permanenti e accidentali che gravano su di essa, il carico idraulico dovuto alla presenza della falda, e verificando che non venga raggiunto uno stato limite di deformazione. A differenza degli acquedotti, per le fognature non si considera la pressione idraulica interna perché il flusso avviene quasi sempre a pelo libero.

4.3.1. CARICO DEL TERRENO

Il carico del terreno sul tubo flessibile si determina in modo diverso in funzione delle modalità con le quali è stata realizzata la trincea.

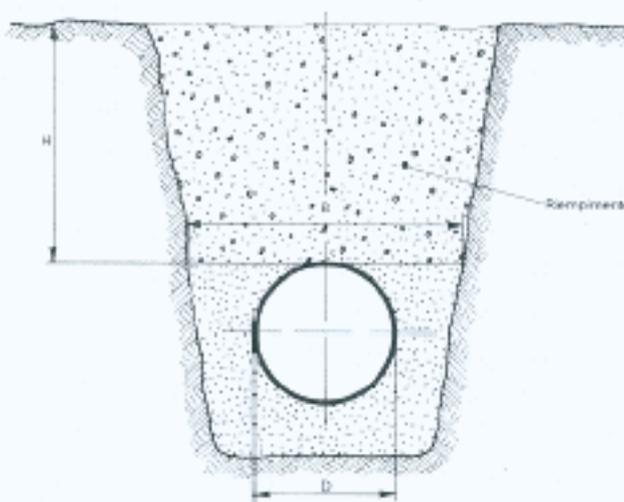
Posa in trincea stretta

Una condotta viene considerata posata in trincea stretta (Figura 4.12), quando sia soddisfatta una delle seguenti condizioni:

1ª condizione	$B \leq 2D_e$	$H \geq 1.5B$
2ª condizione	$2D_e \leq B \leq 3D_e$	$H \geq 3.5B$

essendo B e H , rispettivamente, la larghezza della trincea all'estradosso superiore del tubo e l'altezza del ricoprimento del tubo, e D_e il diametro esterno della condotta.

Figura 4.12: Posa in trincea stretta.



04 - CALCOLI STATICI

Il carico del terreno alla quota della generatrice superiore di una condotta flessibile è dato da:

(4.79):

$$Q_t = C \cdot \gamma_t \cdot B \cdot D_e \quad (\text{kN/m})$$

dove:

$$C = \frac{1 - e^{-2K_a \tan \delta \frac{H}{B}}}{2K_a \tan \delta} \quad \text{rappresenta un coefficiente di carico per il riempimento in trincea stretta;}$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{coefficiente di spinta attiva del terreno di rinfianco;}$$

ϕ = angolo di attrito interno del terreno di rinfianco;

δ = angolo di attrito tra il materiale di rinfianco e le pareti della trincea;

γ_t = peso specifico del materiale di riempimento;

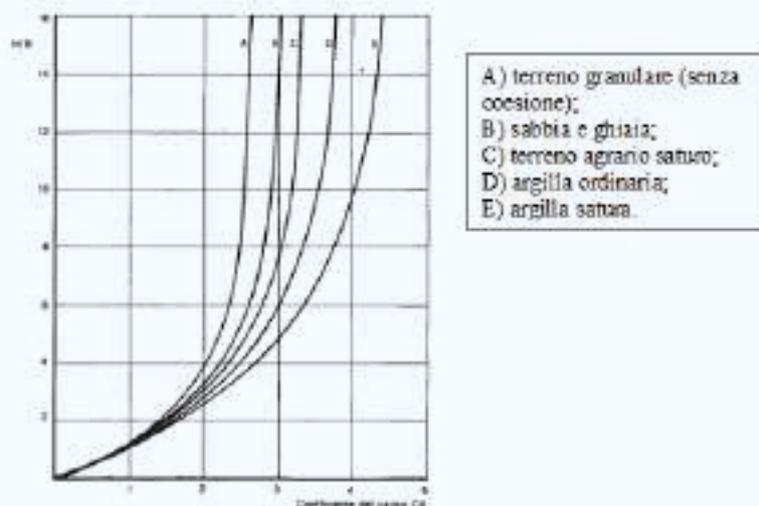
H = altezza del riempimento a partire dalla generatrice superiore del tubo;

B = larghezza della trincea misurata in corrispondenza dell'estradosso superiore del tubo;

D_e = diametro esterno della tubazione.

L'andamento del coefficiente di carico C è mostrato in **Figura 4.13** nella quale esso è posto in funzione del rapporto H/B e del materiale di riempimento.

Figura 4.13: Coefficiente di carico C per posa in trincea stretta.



Nel caso di posa in trincea larga il carico del terreno è dato dalla seguente espressione:

(4.80):

$$Q_t = \gamma_t \cdot H \cdot D_e \quad (\text{kN/m})$$

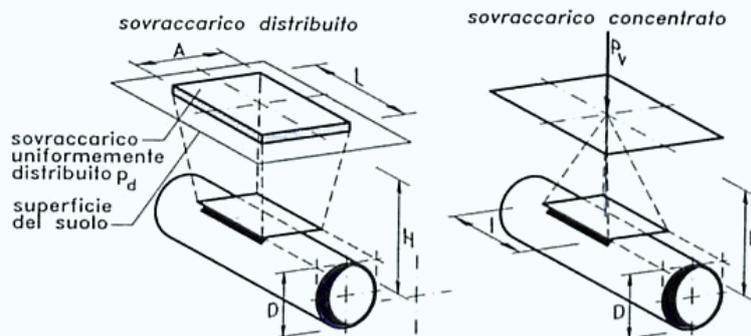
04 - CALCOLI STATICI

4.3.2. AZIONE DEI SOVRACCARICHI VERTICALI

Il problema della diffusione dei carichi verticali statici e dinamici viene preso in esame dal metodo di Marston – Spangler nei seguenti casi (v. schema **Figura 4.14**):

- carichi uniformemente distribuiti;
- carichi concentrati da convoglio.

Figura 4.14: Azione di un sovraccarico distribuito o concentrato su una condotta⁽⁵⁾.



(5) NOTA: Nel caso di sovraccarico distribuito, nel metodo si indica con L la lunghezza dell'impronta di carico (di larghezza A); nel caso di carico concentrato viene indicata con l la lunghezza della condotta interessata dal carico esterno concentrato (simbologia in **Figura 4.14**).

Carichi concentrati per il "convoglio tipo"

I convogli tipo, come indicato dalla norma DIN 1072 [14], sono rappresentati da due tipi di autocarro: pesante (HT) e leggero (LT); le caratteristiche dei veicoli sono riportate in **Tabella 4.18**.

Tabella 4.18: Carichi dinamici

CLASSE	CARICO PER RUOTA P (kN)	CLASSE	CARICO PER RUOTA (kN)	
			ANTERIORE P_a	POSTERIORE P_p
60	100	12	20	40
45	75	6	10	20
38	62.5	3	5	10

A partire dalla teoria della diffusione delle tensioni di Boussinesq, con una serie di operazioni per le quali si rimanda alla letteratura tecnica, si ottengono le due seguenti equazioni che permettono di calcolare il valore della tensione verticale indotta a seconda del tipo di convoglio:

(4.81):

$$\sigma_z = 0.5281 \frac{P}{H^{1.0461}} \quad \text{convoglio HT}$$

04 - CALCOLI STATICI

(4.82):

$$\sigma_z = 0.8743 \frac{P_a}{H^{1.5194}} \quad \text{convoglio LT}$$

in cui:

H è la distanza tra il punto di applicazione del carico e la generatrice superiore della condotta e P è il valore del carico.

I valori di σ_z così calcolati vengono incrementati attraverso un coefficiente dinamico Φ che assume i seguenti valori:

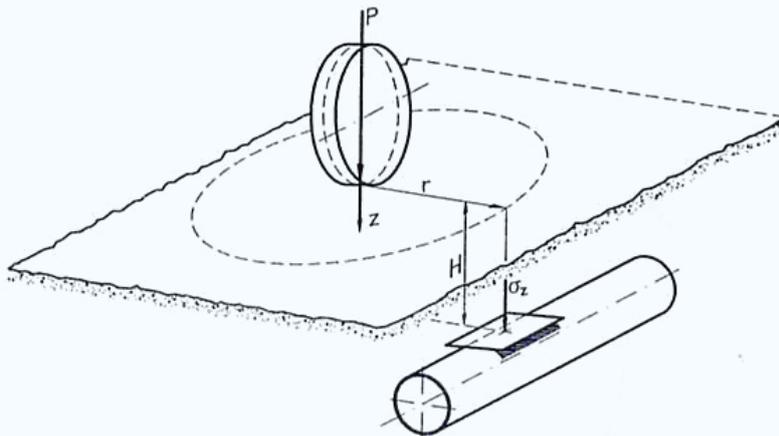
$\Phi = 1$	carico statico
$\Phi = 1 + 0.3/H$	per strade e autostrade
$\Phi = 1 + 0.6/H$	per ferrovie

In definitiva il carico dinamico che sollecita una condotta di diametro esterno D_e posta ad una profondità H per unità di lunghezza della condotta è:

(4.83):

$$Q_d = \sigma_z \Phi D_e \quad (\text{kN/m})$$

Figura 4.15: Schema della diffusione delle tensioni: simbologia.



04 - CALCOLI STATICI

Convoglio di composizione qualsiasi

Convogli diversi da quelli standard generano sulla condotta carichi esprimibili dalla seguente relazione:

(4.84):

$$Q_{d,q} = mC_d \frac{P}{l} \Phi \quad (\text{kN/m})$$

dove:

P è il sovraccarico massimo per ruota (kN);

m è un coefficiente empirico che, per $0.6 \leq H \leq 2\text{m}$, vale $1.33 + 0.31D_e$ per un convoglio a due assi oppure $1.51 + 0.42D_e$ per un convoglio a tre assi;

C_d è un coefficiente funzione di $D/2H$ (oppure $A/2H$) e $l/2H$ (oppure $L/2H$) (v. terminologia in **Figura 4.14**); il coefficiente C_d , per carichi concentrati e distribuiti, è desumibile dalla **Tabella 4.19**;

l è la lunghezza del tratto di condotta interessato dal carico (effettuando i calcoli per unità di lunghezza, si assume $l = 1.0\text{m}$ oppure la lunghezza effettiva per tubi di lunghezza inferiore);

Φ è il coefficiente dinamico.

Sovraccarichi distribuiti

Il carico per unità di lunghezza agente sulla generatrice superiore del tubo indotto da un carico superficiale, p, uniformemente distribuito su un'area AL, è dato dalla seguente equazione:

(4.85):

$$Q_{d,d} = C_d p \Phi D_e \quad (\text{kN/m})$$

con la notazione dei simboli descritta.

04 - CALCOLI STATICI

Tabella 4.19: Valori del coefficiente C_g per carichi concentrati e distribuiti centrati sulla condotta.

A/2H (CARICO DISTRIBUITO) O D/2H (CARICO CONCENTRATO)	L/2H (CARICO DISTRIBUITO) OPPURE l/2H (CARICO CONCENTRATO)						
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
0.1	0.019	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097
0.2	0.037	0.072	0.103	0.131	0.155	0.174	0.189
0.3	0.053	0.103	0.149	0.190	0.224	0.252	0.274
0.4	0.067	0.131	0.190	0.241	0.284	0.320	0.349
0.5	0.079	0.155	0.224	0.284	0.336	0.379	0.414
0.6	0.089	0.174	0.252	0.320	0.379	0.428	0.467
0.7	0.097	0.189	0.274	0.349	0.414	0.467	0.511
0.8	0.103	0.202	0.292	0.373	0.441	0.499	0.546
0.9	0.108	0.211	0.306	0.391	0.463	0.524	0.574
1.0	0.108	0.219	0.318	0.405	0.481	0.544	0.597
1.2	0.117	0.229	0.333	0.425	0.505	0.572	0.628
1.5	0.121	0.238	0.345	0.440	0.525	0.596	0.650
2.0	0.124	0.244	0.355	0.454	0.540	0.613	0.674

A/2H (CARICO DISTRIBUITO) O D/2H (CARICO CONCENTRATO)	L/2H (CARICO DISTRIBUITO) OPPURE l/2H (CARICO CONCENTRATO)						
	0.8	0.9	1.0	1.2	1.5	2.0	5.0
0.1	0.103	0.108	0.112	0.117	0.121	0.124	0.128
0.2	0.202	0.211	0.219	0.229	0.238	0.244	0.248
0.3	0.292	0.306	0.318	0.333	0.345	0.355	0.360
0.4	0.373	0.391	0.405	0.425	0.440	0.454	0.460
0.5	0.441	0.463	0.481	0.505	0.525	0.540	0.548
0.6	0.499	0.524	0.544	0.572	0.596	0.613	0.624
0.7	0.546	0.584	0.597	0.628	0.650	0.674	0.688
0.8	0.584	0.615	0.639	0.674	0.703	0.725	0.740
0.9	0.615	0.647	0.673	0.711	0.742	0.766	0.784
1.0	0.639	0.673	0.701	0.740	0.774	0.800	0.816
1.2	0.674	0.711	0.740	0.783	0.820	0.849	0.868
1.5	0.703	0.742	0.774	0.820	0.861	0.894	0.916
2.0	0.725	0.766	0.800	0.849	0.894	0.930	0.956

04 - CALCOLI STATICI

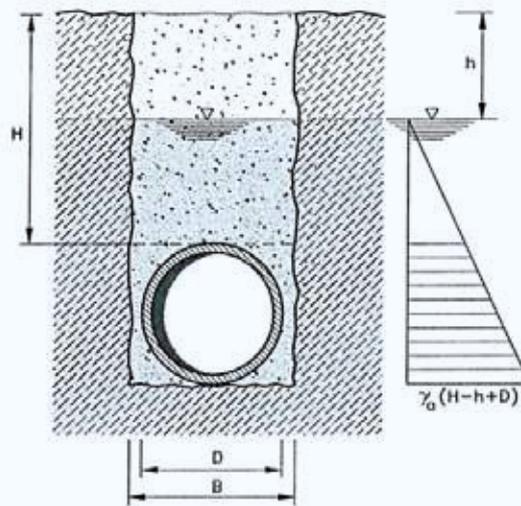
4.3.3. AZIONE DELL'ACQUA

Nel caso in cui la condotta venga posta in opera al disotto del livello di falda è necessario considerare gli effetti della pressione idrostatica. In particolare, facendo riferimento alla schematizzazione di **Figura 4.16**, il carico idrostatico riferito all'asse della condotta vale:

(4.86):

$$Q_{idr} = \gamma_w \left(H - h + \frac{D_e}{2} \right) D_e \quad (\text{kN/m})$$

Figura 4.16: Posa di una condotta sotto il livello della falda.



Il carico verticale del rinterro, per la parte interessata dall'acquifero, deve essere calcolato facendo riferimento al peso di volume sommerso $\gamma' = \gamma_t - \gamma_w$.

04 - CALCOLI STATICI

4.3.4. VERIFICA ALLA DEFORMAZIONE

Per le tubazioni flessibili il criterio di dimensionamento riguarda, come già accennato, uno stato limite ultimo di deformazione. Si ammette che la rottura avvenga quando le deformazioni raggiungono livelli inaccettabili rendendo vane le ipotesi idrauliche e creando discontinuità sui giunti. La teoria proposta da Spangler consente di valutare il grado di deformazione di una condotta inteso come rapporto tra lo spostamento del tubo in corrispondenza del diametro orizzontale e il diametro esterno; tale rapporto che non deve eccedere alcuni punti percentuali.

La formula proposta da Spangler che consente di determinare il massimo spostamento orizzontale diametrale, è la seguente:

(4.87):

$$\Delta x = \frac{K_S (f_r Q_t + Q_d)}{\frac{E_t J}{R_m^3} + 0.061 E_s}$$

dove:

K_S = coefficiente di appoggio dipendente dalle condizioni di posa del tubo (**Tabella 4.20 e Figura 4.17**);

f_r = fattore di ritardo d'inflessione, che pone in conto l'incremento di deformazione che la condotta può subire nel tempo e assume valori variabili tra 1.25 e 1.50;

Q_t = carico permanente per unità di lunghezza del tubo;

Q_d = sovraccarichi al metro di lunghezza del tubo;

E_t = modulo di elasticità della condotta;

J = momento d'inerzia per unità di lunghezza calcolato come $t^3/12$;

R_m = raggio medio del tubo;

E_s = modulo di elasticità del terreno (**Tabella 4.21**).

La relazione (4.87) di Spangler, tenendo conto dell'espressione della rigidezza circonferenziale SN secondo la EN-ISO 9969 (v. eq. 4.16), può essere scritta nella forma seguente:

(4.88):

$$\Delta x = \frac{K_S (f_r Q_t + Q_d)}{8 \times SN + 0.061 E_s}$$

Affinché la verifica secondo la formula di Marston – Spangler risulti soddisfatta, la variazione diametrale così ottenuta, espressa in percentuale rispetto al diametro esterno della tubazione, non deve superare il valore limite massimo di deformazione pari al 5%:

(4.89):

$$\delta D = \frac{\Delta x}{D_e} \leq 5 \%$$

04 - CALCOLI STATICI

Tabella 4.20: Valori del coefficiente di appoggio.

ANGOLO DI APPOGGIO 2α	0	30	45	60	90	120	150	180
K_s	0.121	0.110	0.105	0.103	0.096	0.090	0.085	0.083

Figura 4.17: Angolo di appoggio.

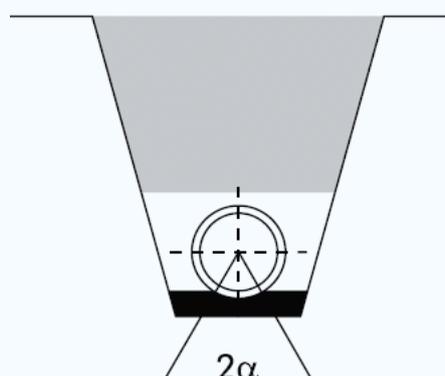


Tabella 4.21: Modulo di elasticità E_s (MPa) per alcuni tipi di terreno e per diversi gradi di compattazione.

TIPO DI TERRENO	MATERIALE ALLA RINFUSA INDICE PROCTOR DENSITA' RELATIVA	COMPATTAZIONE		
		LEGGERA	MODERATA	ALTA
		< 85 % < 40 %	85 ÷ 90 % 40 ÷ 70 %	> 95 % > 70 %
<i>Terreno coesivo $LL > 50\%$</i> Argilla e limo ad alta plasticità	0	0	0	0.35
<i>Terreno coesivo $LL < 50\%$</i> Argilla e limo a media e bassa plasticità con meno del 25% di particelle di fango	0.35	1.4	2.8	7
<i>Terreno granulare coesivo</i> Ghiaia con particelle fini con bassa o media plasticità. Sabbia con particelle fini con bassa o media plasticità.	0.7	2.8	7	14
<i>Terreno senza coesione</i> Ghiaia con curva granulometrica ben assortita o non ben assortita	0.7	7	14	21
<i>Rocce macinate</i>	7	21	21	21

05

APPLICAZIONE, USO ED INSTALLAZIONE

05 - APPLICAZIONE, USO ED INSTALLAZIONE

5.1. TRASPORTO E ACCATASTAMENTO DEI TUBI

PREMESSA: Vista l'affinità dei tubi **KINGCOR** con altri tipi di tubazioni (Es.: Tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione in PVC – Norma UNI EN 1401-1), i seguenti paragrafi sono stati estratti integralmente dal Capitolo 5 del Quaderno N°1 dell'Istituto Italiano dei Plastici (IIP) – Installazione delle fognature di PVC – Norma UNI EN 1401 [15]

5.1.1. TRASPORTO

Nel trasporto, bisogna supportare i tubi per tutta la loro lunghezza onde evitare di danneggiare le estremità a causa delle vibrazioni.

Si devono evitare urti, inflessioni e sporgenze eccessive, contatti con corpi taglienti ed acuminati.

Le imbragature per il fissaggio del carico possono essere realizzate con funi o bande di canapa, di nylon o similari; se si usano cavi d'acciaio, i tubi devono essere protetti nelle zone di contatto. Si deve fare attenzione affinché i tubi, generalmente provvisti di giunto ad una delle estremità, siano adagiati in modo che il giunto stesso non provochi una loro inflessione. Se necessario si può intervenire con adatti distanziatori tra tubo e tubo.

È buona norma, nel caricare i mezzi di trasporto, procedere ad adagiare prima i tubi più pesanti, onde evitare la deformazione di quelli più leggeri.

Qualora il trasporto venga effettuato su autocarri, è buona norma che i tubi non sporgano più di un metro dal piano di carico. Durante la movimentazione in cantiere e soprattutto durante il posizionamento lungo gli scavi, si deve evitare il trascinarsi dei tubi sul terreno.

Ciò potrebbe infatti provocare danni irreparabili dovuti a rigature profonde prodotte da sassi o da altri oggetti acuminati.

IMPORTANTE: Carico e scarico – Queste operazioni devono essere effettuate con grande cura. I tubi non devono essere né buttati, né fatti strisciare sulle sponde degli automezzi; devono essere sollevati ed appoggiati con cura. Se non si seguono queste raccomandazioni è possibile, specialmente alle basse temperature della stagione invernale, provocare rotture o fessurazioni.

5.1.2. ACCATASTAMENTO

I tubi devono essere immagazzinati su superfici piane prive di parti taglienti e di sostanze che potrebbero intaccare i tubi stessi.

Oltre alle avvertenze di cui sopra, i tubi bicchierati devono essere accatastati su traversine di legno, in modo che i bicchieri della fila non subiscano deformazioni; inoltre i bicchieri stessi devono essere sistemati alternativamente dall'una e dall'altra parte della catasta in modo da essere sporgenti. In questo modo i bicchieri non subiscono sollecitazioni ed i tubi si presentano appoggiati lungo un'intera generatrice.

I tubi non devono essere accatastati ad un'altezza superiore a m 1,50 (qualunque sia il loro diametro), per evitare possibili deformazioni nel tempo.

05 - APPLICAZIONE, USO ED INSTALLAZIONE

Se i tubi non vengono adoperati per un lungo periodo, devono essere protetti dai raggi solari diretti con schermi opachi che però non impediscano una regolare aerazione.

Qualora i tubi venissero spediti in fasci realizzati con traversine in legno, occorre fare in modo che le traversine stesse poggino una sull'altra e non sui tubi. Nei cantieri dove la temperatura ambientale può superare agevolmente e per lunghi periodi i 25°C, è da evitare l'accatastamento di tubi infilati l'uno nell'altro.

Ciò infatti provocherebbe certamente l'ovalizzazione, per eccessivo peso, dei tubi sistemati negli strati inferiori.

Infine è da tenere presente che alle basse temperature aumentano le possibilità di rottura per i tubi. In queste condizioni climatiche le operazioni di movimentazione (trasporto, accatastamento, posa in opera, ecc.), devono essere effettuate con maggiore cautela.

5.2. PRESCRIZIONI PER IL MONTAGGIO: LA GIUNZIONE

La giunzione **KINGCOR** con guarnizione preinserita all'interno del bicchiere è un sistema ampiamente utilizzato e conosciuto nel campo delle tubazioni di materie plastiche (in particolare nei tubi in PVC) da almeno 50 anni.

È quindi un tipo di giunzione la cui conoscenza è largamente diffusa fra gli operatori del settore.

Al fine di eseguire un corretto accoppiamento delle estremità del tubo **KINGCOR** (bicchiere e codolo) è consigliabile seguire le seguenti istruzioni :

- Dopo averne verificato l'integrità, provvedere ad una accurata pulizia delle parti da congiungere;
- Lubrificare la superficie interna della guarnizione con apposito lubrificante (grasso od olio silconato, vaselina, acqua saponosa, ecc.) evitando rigorosamente di usare olii o grassi minerali che potrebbero danneggiare la guarnizione elastomerica stessa, compromettendo così la tenuta della giunzione,
- Cercando di garantire il massimo della assialità delle due estremità, infilare la punta del codolo all'interno del bicchiere fino al punto di battuta;
- Controllare attentamente che la guarnizione non fuoriesca dalla propria sede.

Il buon esito dell'operazione descritta dipenderà unicamente dall'allineamento dei tubi da accoppiare e dalla lubrificazione.

5.3. LA POSA IN TRINCEA

Quanto di seguito riportato ha lo scopo di evidenziare gli aspetti principali relativi alla posa in opera delle tubazioni **KINGCOR** senza entrare nel merito di ciò che concerne l'organizzazione di cantiere, l'operare in sicurezza e l'esecuzione dello scavo.

Una corretta posa in opera è di fondamentale importanza per quanto riguarda il buon funzionamento e la durata dell'infrastruttura.

05 - APPLICAZIONE, USO ED INSTALLAZIONE

Per quanto riguarda la progettazione della trincea ed i calcoli statici in generale, l'argomento è stato ampiamente discusso nel Cap. 4 del presente manuale, comunque, in generale è sempre raccomandabile la prescrizione della trincea stretta (max 2-3 volte il diametro esterno del tubo da installare) realizzata con parete più possibile verticali.

Qualora le altezze di ricoprimento non rendano possibile la realizzazione di installazioni classificabili in "trincea stretta" e comunque in ogni caso in cui l'installazione avvenga in trincea larga o terrapieno, è auspicabile la realizzazione di opportuni sostegni permanenti o zone di supporto del materiale di ricoprimento, tali da ricondurre il più possibile l'installazione verso la situazione di "trincea stretta".

5.3.1. PRESCRIZIONI PER LA POSA

Una volta realizzato lo scavo della trincea secondo le prescrizioni di progetto, è buona norma procedere alla fasi successive dell'installazione secondo il seguente ordine:

- Verificare la completa stabilizzazione del fondo della trincea eliminando ogni possibile ostacolo o asperità che possano danneggiare il tubo;
- Realizzare il letto di posa con sabbia, ghiaia o pietrisco dello spessore massimo di 10-15 mm, livellando e compattando fino a raggiungere i valori previsti dal progetto per pendenze ed indice Proctor;
- Controllare uno ad uno i tubi, i raccordi ed i pezzi speciali verificando attentamente l'integrità di codoli, bicchieri e guarnizioni. Eliminare ogni componente che risulti danneggiato nelle fasi di carico, scarico e movimentazione;
- Sistemare i tubi sul letto di posa verificando che il contatto con esso sia continuo per l'intera lunghezza dell'installazione. N.B. E' assolutamente da evitare il posizionamento su mattoni, cumuli di calcestruzzo ed ogni altro tipo di appoggi discontinui;
- Procedere alla giunzione di tubi e raccordi come indicato al par. 5.3;

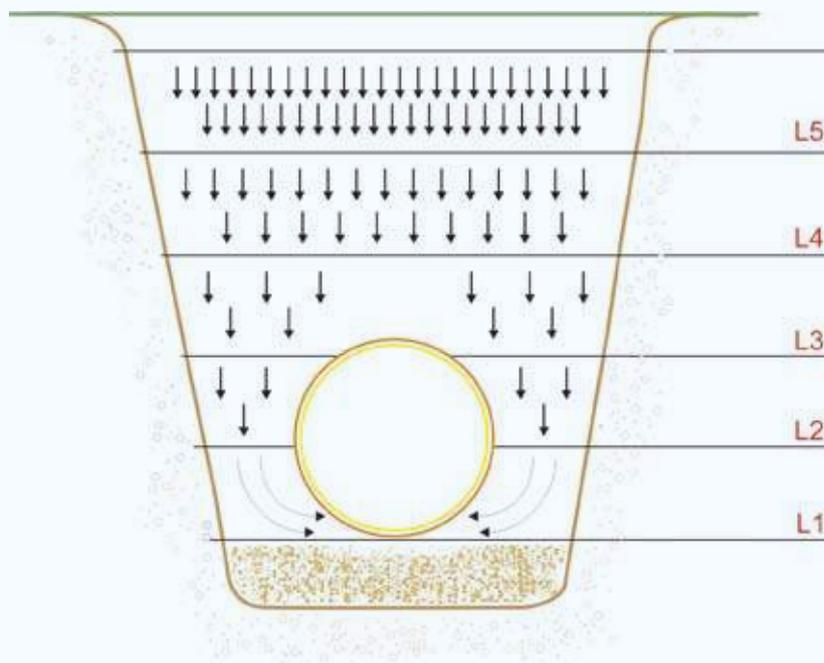
5.3.2. RIEMPIMENTO DELLA TRINCEA

Il riempimento della trincea ed in generale dello scavo è l'operazione fondamentale per garantire alla condotta realizzata con tubi **KINGCOR**, adeguate condizioni di esercizio ed affidabilità nel tempo. **KINGCOR**, come ogni altra tubazione flessibile, riesce facilmente a sopportare i carichi imposti purchè il terreno circostante usato per il riempimento, sia uniformemente distribuito, senza vuoti e compatto fino ai valori di densità prossimi a quelli usati nei calcoli.

Pertanto, seguendo le prescrizioni date dal progettista, si procede al rinfiacco con il materiale già usato per il letto di posa (vedi par. 5.4.1), operando con la tecnica della compattazione a strati successivi, così come schematizzato nella **Figura 5.1**

05 - APPLICAZIONE, USO ED INSTALLAZIONE

Figura 5.1.:



Lo spessore di ogni singolo strato di materiale deve essere circa 20-30 cm e la compattazione deve essere effettuata con mezzi idonei facendo attenzione a:

- Evitare vuoti e assenze di materiale, specie nello strato L1;
- Evitare sollevamenti del tubo dal letto di posa;
- Compattare solo lateralmente e mai sulla verticale del tubo almeno fino allo strato L3 compreso;
- Curare la continuità della compattazione evitando zone non uniformi che potrebbero causare assestamenti localizzati e, quindi, sovraccarichi e disassamenti sul tubo;
- Usare mezzi leggeri per la compattazione fino ad almeno 1 metro sopra il tubo.

A partire da 1 metro oltre la generatrice superiore del tubo **KINGCOR**, approssimativamente oltre lo strato L5, per ultimare il riempimento è utilizzabile anche il materiale di risulta dallo scavo e l'uso di normali mezzi di compattazione.

5.3.3. PRESENZA DI FALDA ACQUIFERA

In tutti i casi in cui l'installazione avvenga in presenza d'acqua, occorre prestare la massima attenzione alla spinta di galleggiamento che **KINGCOR** riceve una volta in immersione.

L'installazione può avvenire solo assicurando con opportuni accorgimenti, condizioni di trincea asciutta e possibilità di eseguire quanto indicato nei precedenti paragrafi relativamente alla realizzazione dello scavo, alla preparazione del letto di posa ed al ricoprimento.

Soprattutto in questa ultima fase è bene prestare attenzione affinché il materiale di riempimento non possa migrare nel tempo nel terreno nativo (presumibilmente molle/fangoso).

05 - APPLICAZIONE, USO ED INSTALLAZIONE

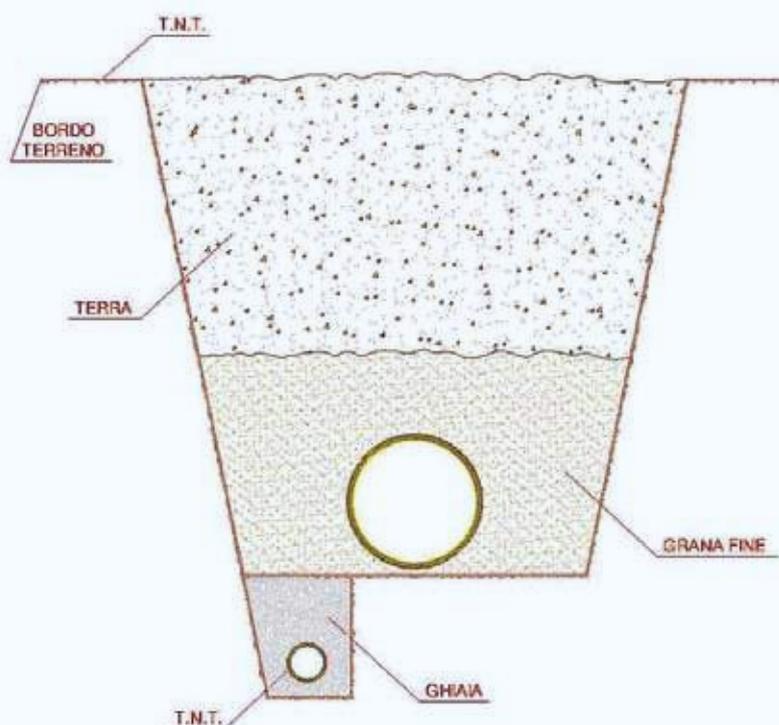
Oltre alla granulometria opportuna del materiale previsto a progetto, possono essere valutate caso per caso due soluzioni che, applicate singolarmente o in sinergia, possono portare notevoli miglioramenti e stabilizzazioni nella infrastruttura.

La prima soluzione è quella di utilizzare per rivestire la trincea, apposite membrane in geotessile aventi la funzione di impedire il mescolamento tra il materiale nobile di riempimento ed il terreno nativo dove è stata realizzata la trincea.

La seconda è quella di prevedere in fase progettuale la presenza di una tubazione drenante da collocare alla base della trincea, magari al di sotto del letto di posa del tubo **KINGCOR**, che abbia la funzione di contenimento dell'altezza di falda (vedi Figura 5.2.).

In questo caso è buona norma installare un tubo drenante opportunamente fessurato e rivestito da apposita calza in geotessile che eviti il trascinarsi da parte del flusso d'acqua, di particelle di terreno e/o del materiale di riempimento, evitando l'intasamento del tubo drenante ed il lento svuotamento della trincea (vedi DRENOFILTER sul sito www.riccini.it).

Figura 5.2.:



5.4. COLLAUDO IDRAULICO

La garanzia di tenuta idraulica di una condotta in tutte le sue parti, in particolare in corrispondenza delle giunzioni, rappresenta un fattore di sicurezza fondamentale in quanto eventuali infiltrazioni esterne possono alterare il regime idraulico della condotta, mentre eventuali fuoriuscite di liquami possono dar luogo a gravi fenomeni di inquinamento ambientale.

Così come previsto dai Decreti vigenti del Ministero dei Lavori Pubblici, anche per le fognature è necessario verificare in opera a mezzo collaudo idraulico a 0,5 bar, il corretto funzionamento dell'infrastruttura. Tale operazione di collaudo è da realizzarsi prima del ricoprimento delle tubazioni in modo da poter verificare visivamente ogni singola giunzione

In conformità a quanto riportato dalla norma EN 13476, il sistema di giunzione **KINGCOR** è garantito per resistere a pressioni di 0,5 bar e -0,3 bar alla temperatura di 23 °C con deflessioni diametrali del 10% del codolo e del 5% del bicchiere.

Alle stesse condizioni di pressione il sistema è altresì garantito per resistere ad una deflessione angolare della giunzione variabile da 1° a 2° secondo il diametro della tubazione.

Invece il test, definito come COLLAUDO IDRAULICO, verrà effettuato sull'infrastruttura secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1610.

Secondo tale Norma è possibile avvalersi di due diverse metodologie di prova:

1. il collaudo con acqua (metodo "W");
2. il collaudo con aria (metodo "L").

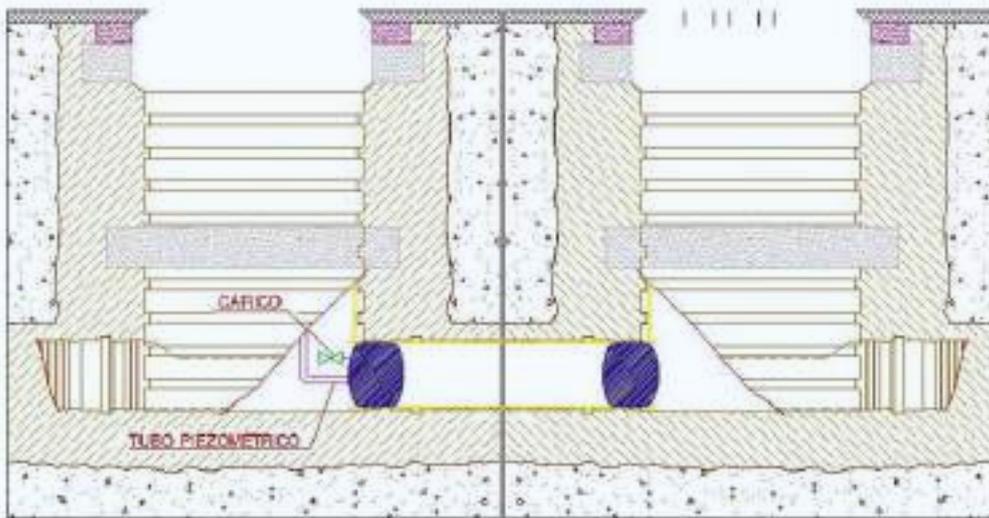
Il collaudo ad aria è sicuramente di più semplice attuazione in cantiere, ma il collaudo ad acqua permette, nel caso di tubazione non ancora interrata, di trascurare le precauzioni necessarie ad evitare le escursioni termiche nei tubi (irraggiamento solare, temperatura variabile nell'arco della giornata, ecc.) alle quali l'aria, in quanto gas comprimibile, è estremamente sensibile.

05 - APPLICAZIONE, USO ED INSTALLAZIONE

5.4.1. COLLAUDO CON ACQUA – METODO “W”

Figura 5.3.:

SCHEMA COLLAUDO IDRAULICO



L'attrezzatura per l'effettuazione del collaudo del tratto di condotta in esame è costituita da due sistemi di chiusura delle due estremità tratto stesso (anelli / cuscinetti di tenuta o tappi / palloni ad espansione), uno dei quali (testata di prova) dovrà essere raccordato con un tubo verticale per consentire la creazione della pressione idrostatica voluta e con un altro tubo trasparente facente funzione di colonna piezometrica, necessario per verificare sia del grado di riempimento che la pressione idraulica, mentre l'altro sarà cieco (testata cieca).

Le operazioni da eseguire sono le seguenti:

- Pulire accuratamente le estremità a monte ed a valle del tratto di condotta in esame (soprattutto la parte interna).
- Inserire all'interno delle due estremità i sistemi di chiusura ritenuti più opportuni dal collaudatore (nel caso si scelgano dei palloni ad espansione, gli stessi devono essere gonfiati ad una pressione di 1,5 bar).
- I due sistemi di chiusura vanno poi dotati di un sistema di contropinta per compensare la pressione idraulica che si verrà a creare all'interno della condotta in prova.
- Collegare il tubo di riempimento ed il tubo piezometrico alla testata di prova.
- Iniziare l'operazione di riempimento del tratto di condotta in prova in modo da favorire la fuoriuscita di tutta l'aria presente all'interno del tratto stesso.
- Riempire la colonna piezometrica fino ad un'altezza di 5 m equivalenti ad una pressione di 0,5 bar.
- Attendere un periodo tempo necessario alla stabilizzazione del sistema in prova (generalmente è sufficiente 1 h).
- Mantenere la pressione di prova a 0,5 per 30 ± 1 minuti.
- La pressione di prova deve essere mantenuta rabboccando con acqua.

05 - APPLICAZIONE, USO ED INSTALLAZIONE

La quantità di acqua utilizzata per il rabbocco deve essere misurata e, per poter considerare positivo l'esito del collaudo, non dovrà superare i seguenti valori :

$\leq 0,15$ l/m² nel tempo di 30 minuti per le tubazioni ;

$\leq 0,20$ l/m² nel tempo di 30 minuti per le tubazioni ed i pozzetti ;

$\leq 0,40$ l/m² nel tempo di 30 minuti per i pozzetti e le camere di ispezione.

N.B.: I m² si riferiscono alla superficie interna bagnata

06

ACCESSORI

06 - ACCESSORI

Per realizzare infrastrutture fognarie con i tubi **KINGCOR**, la **RICCINI** ha sviluppato e realizzato una serie di accessori come i raccordi (prolunghe, curve, derivazioni, aumenti, riduzioni, ecc...) e pozzetti che consentono di effettuare le seguenti connessioni :

- 1) **KINGCOR** su **KINGCOR**
- 2) **KINGCOR** su pozzetti
- 3) **KINGCOR** su altri tipi di tubazioni

6.1. RACCORDI

I raccordi per il tubo **KINGCOR** vengono realizzati a partire da una tubazione in PP a parete piena dimensionata sullo standard Diametro Interno come il **KINGCOR** (DN/ID) e realizzata in conformità alle caratteristiche previste dalla norma UNI EN 1852-1.

Le figure prodotte per saldatura ad elementi termici per contatto (testa a testa) vengono testate c/o il ns.Laboratorio Prove/Controlli/Collaudi in accordo a quanto stabilito sia dalla norma sopra citata che dalla norma EN 13476 secondo la **Tabella 6.1**:

Tabella 6.1:

CARATTERISTICA	REQUISITI	METODO DI PROVA	PARAMETRI DI PROVA
INDICE DI FLUIDITA' DI MASSA (M.F.R.)	$\leq 1,5 \text{ g/10 min}$	ISO 1133:1992	230°C / 2,16 Kg
RESISTENZA ALLA PRESSIONE INTERNA	NESSUN CEDIMENTO DURANTE IL PERIODO DI PROVA	EN 921	A) 80°C / $\sigma = 4,2 \text{ MPa}$ / ≥ 140 ore B) 95°C / $\sigma = 2,5 \text{ Pa}$ / ≥ 1000 ore
TEMPO DI INDUZIONE ALL'OSSIDAZIONE (O.I.T.)	$\geq 8 \text{ min}$	EN 728	200°C
FLESSIBILITA' O RESISTENZA MECCANICA	NESSUN SEGNO DI FESSURAZIONE, DI SPACCATURE, DI SEPARAZIONI E/O DI PERDITE	UNI EN 12256	15 min / APPLICAZIONE DEL MOMENTO O SPOSTAMENTO DA APPLICARE A SECONDA DEL DN IN ESAME
RESISTENZA AGLI URTI	NESSUN DANNEGGIAMENTO	UNI EN 12061	0°C / ALTEZZA DI CADUTA 500 mm

06 - ACCESSORI

CARATTERISTICA	REQUISITI	METODO DI PROVA	PARAMETRI DI PROVA
EFFETTO DEL RISCALDAMENTO	Nessuna presenza di screpolature, di delaminazioni o bolle intorno ai punti di iniezione. in caso di presenza di screpolature ecc..., le stesse non devono superare il 20% dello spessore di parete intorno ai punti di iniezione. la linea di saldatura non si deve aprire in alcun punto per piu' del 20% dello spessore di parete.	ISO 580	T =150°C TEMPO = PER e ≤ 10 mm : 30 min ; PER e ≥ 10 mm : 60 min
TENUTA DEI GIUNTI CON GUARNIZIONE ELASTOMERICA AD ANELLO	A : NESSUNA PERDITA B : NESSUNA PERDITA C : ≤ - 0,27 bar	EN 1277 CONDIZIONE B	23°C ± 5 / DEFORMAZIONE DEL CODOLO ≥ 10% ; DEFORMAZIONE DEL BICCHIERE ≥ 5% A : 0,05 bar B : 0,5 bar C : - 0,3 bar
COMPORTEMENTO A LUNGO TERMINE DELLE GUARNIZIONI	PRESSIONE DI TENUTA: 1) A 90 GIORNI ≥ 1,3 bar 2) CON ESTRAPOLAZIONE A 100 ANNI : ≥ 0,6 bar	UNI EN 14741	TEMPERATURA DI PROVA 23°C ± 5
RIGIDITA' ANULARE (SN)	≥ 8 KN/m ² (SN8)	ISO 13967	DEFLESSIONE DEL 4% DEL DIAMETRO INTERNO
TENUTA ALL'ACQUA	SENZA PERDITE	UNI EN 1053	0,5 bar / 1 min
PROVA A TRAZIONE DELLA GUARNIZIONE FUSA O SALDATA	SENZA ROTTURE NELLA GIUNZIONE	UNI EN 1979	PROVINO LUNGHEZZA = 115÷120 mm ; LARGHEZZA = 14,75÷15,25 mm FORZA DI TRAZIONE : DN < 400 = 380 N 400 ≤ DN < 600 = 510 N 600 ≤ DN < 800 = 760 N VELOCITA' : 15 mm/min

Fra i test sopra elencati riveste una particolare importanza quello di "Tenuta dei giunti con guarnizione elastomerica ad anello (EN 1277)" in quanto le prove, sia in pressione che in depressione vengono effettuate, come per il **KINGCOR**, al fine di verificare le prestazioni ed eventuali perdite dei raccordi e quindi dell'intero sistema.

06 - ACCESSORI

Figura 6.1: Alcuni esempi della raccorderia KINGCOR



6.2. POZZETTI DI ISPEZIONE

Presso il Reparto Pezzi Speciali della **RICCINI srl**, oltre alla gamma di raccordi di cui sopra, vengono realizzati anche tutta la serie di pozzetti di ispezione, di derivazione e di salto, necessari al completamento dell'opera idraulica.

La tipologia del pozzetto è quella che prevede il corpo costituito da tubazioni a parete strutturata in Polipropilene al quale vengono saldate le opportune entrate ed uscite ottenute da tubo in PP.

Questi pozzetti, come può evincersi dalle fotografie seguenti, hanno la caratteristica fondamentale di garantire la continuità idraulica dell'infrastruttura.

Infatti tutte le giunzioni sono le stesse adottate dal sistema **KINGCOR**.

In base alle esigenze del progettista, vengono realizzati con fondo piatto o con fondo a canaletta e vengono consegnati in cantiere già con altezze stabilite a progetto o nel corso dei lavori.

Figura 6.2: Pozzetto d'ispezione

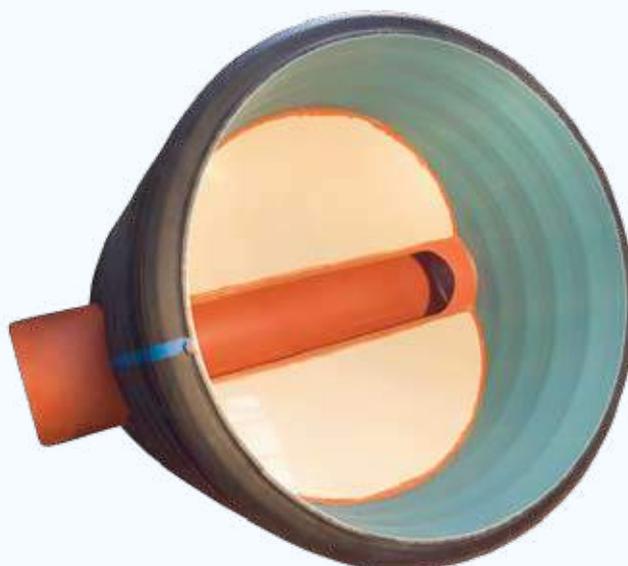


06 - ACCESSORI

Figura6.3: Pozzetto d'ispezione con fondo piatto



Figura6.4: Pozzetto d'ispezione con fondo a canaletta



6.3 INSTALLAZIONE DEI POZZETTI

6.3.1. SCAVO

Lo scavo per l'alloggiamento del pozzetto deve essere eseguito da imprese dotate di mezzi idonei, personale qualificato ed esperienza necessaria al tipo di lavoro.

Dopo aver verificato tramite campionamento la composizione e l'adeguatezza tecnica del terreno secondo le normative correnti, si esegue uno scavo avente dimensioni tali da lasciare tra il terreno originale e le pareti del pozzetto almeno 30-40 cm.

Il letto di posa sul fondo dello scavo può essere realizzato con vari metodi alternativi:

- 15-20 cm di sabbia fine, compattata al 95% secondo Proctor standard;
- 30 cm di ghiaia addensata (gran. Max 8/16) compattata al 95% secondo Proctor standard, seguita da 5-10 cm di sabbia costipata;
- 15 cm di soletta di calcestruzzo (soprattutto su terreni molli o cedevoli ed inadatti a sostenere il peso del pozzetto).

6.3.2. POSA

La posa del pozzetto deve avvenire con tutte le opportune precauzioni onde evitare danneggiamenti al manufatto per urti o carichi eccessivi.

Inoltre in questa fase devono essere verificate accuratamente le seguenti condizioni:

- centraggio del pozzetto rispetto allo scavo e posizionamento verticale (piombo);
- allineamento con le tubazioni in ingresso ed uscita;
- rispetto delle pendenze previste a progetto tra ingresso ed uscita.

NB: evitare qualunque operazione sul pozzetto per correggere la posizione una volta eseguito il rinfianco anche parziale.

6.3.3. RIEMPIMENTO DELLO SCAVO

Il riempimento dovrà essere eseguito con la tecnica della compattazione a strati successivi onde evitare vuoti all'interno dello scavo.

Il materiale utilizzabile è sabbia fine o pietrisco arrotondato con granulometria max 10 mm inserito nello scavo a strati di 30-40 cm compattati al 95% secondo Proctor standard.

6.3.4. PRESENZA DI FALDA

In presenza di falda e, comunque, su terreni impermeabili è sempre buona norma prevedere un drenaggio per le acque di accumulo.

Un importante miglioramento del drenaggio, sia nello scavo per i pozzetti che nelle trincee dei tubi, si ottiene posizionando sul letto di fondo una tubazione corrugata flessibile dotata di apposite fessurazioni e rivestita con geotessili filtranti (tipo DRENOFILTER: vedi catalogo **RICCINI srl** e/o sito www.riccini.it).

Predisponendo ad intervalli regolari delle uscite verso fossi di colmo, canalizzazioni di acque bianche o torrenti, si realizza così una via di fuga alle acque di accumulo (tubo drenante) evitando lo svuotamento dello scavo per asportazione del materiale di riempimento (geotessile filtrante).

Il peso del terreno di riempimento che agisce sulla superficie corrugata del corpo del pozzetto con un angolo di 16° (valore di riferimento per terreni molto fluidi), è di per se sufficiente a contrastare l'eventuale spinta di galleggiamento anche quando i calcoli vengono eseguiti con elevati coefficienti di sicurezza cioè non considerando l'effetto stabilizzante di fattori come:

- peso del pozzetto, del chiusino e delle piastre di ripartizione in cls;
- presenza delle tubazioni allacciate;
- attrito del terreno sulle pareti del pozzetto.

Per aumentare ulteriormente il coefficiente di sicurezza, possono essere realizzati in fase di riempimento dello scavo, ad altezze inferiori alla metà del pozzetto, dei getti di calcestruzzo di 10 – 15 cm addossati alla parete corrugata del pozzetto (**Figura 6.5** - particolare A), con lo scopo, un volta indurito, di creare un anello antigalleggiamento di diametro superiore alla sezione esterna del pozzetto stesso.

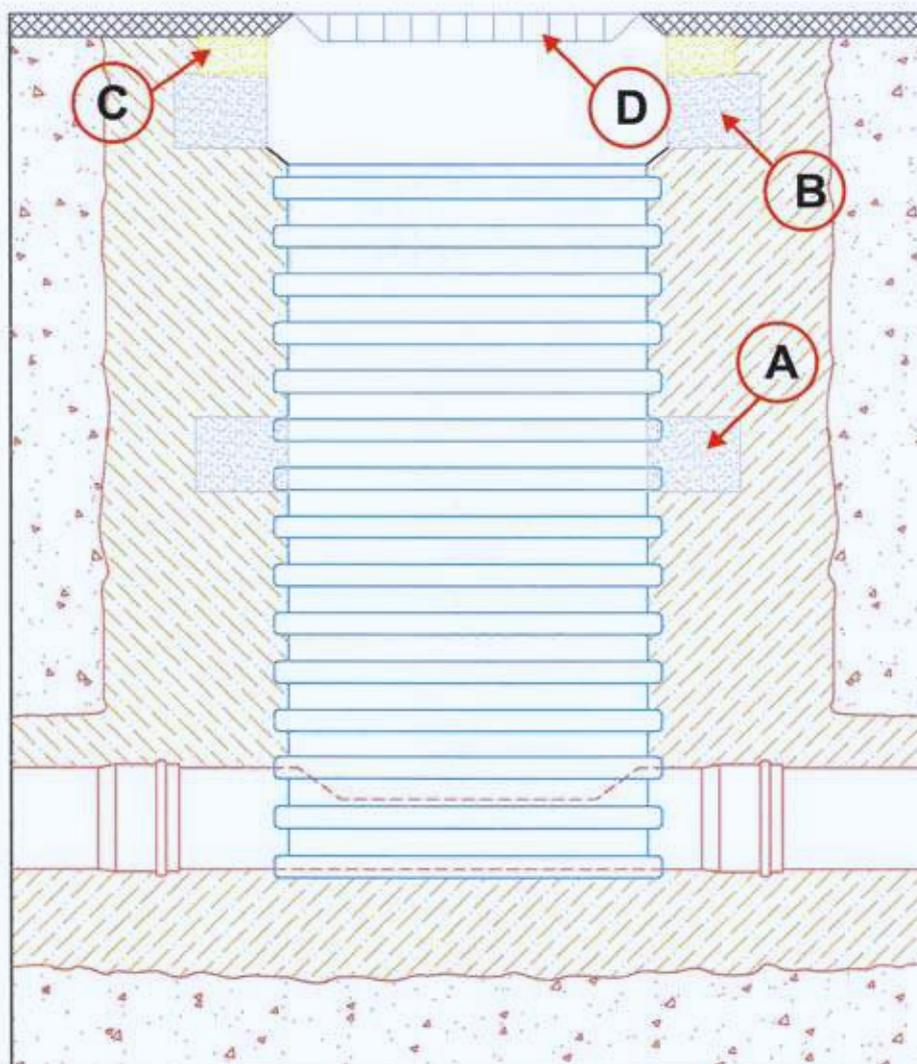
6.3.5. INSTALLAZIONE DEL CHIUSINO

Per sopportare ai carichi gravanti sulla struttura, principalmente dovuti al traffico, occorre posizionare una piastra di ripartizione in calcestruzzo armato (**Figura 6.5. – particolare B**) di spessore 15-20 cm, avente dimensioni maggiori di 30-40 cm del raggio esterno del pozzetto (realizzata in loco o prefabbricata).

Tale piastra avrà un foro centrale avente raggio maggiore di almeno 5 cm rispetto al raggio esterno del pozzetto e sarà posizionata in modo tale da essere completamente svincolata dal pozzetto stesso.

In tale maniera la piastra potrà assolvere alle funzioni di assorbire i carichi, ripartirli al terreno senza sollecitare il pozzetto e fungere da appoggio alla piastra superiore o agli eventuali anelli di calcestruzzo per l'adeguamento alle altezze di progetto (**Figura 6.5. – particolare C**) predisposta per l'alloggiamento del chiusino (**Figura 6.5. – particolare D**).

Figura 6.5:



6.4. COLLEGAMENTO AD ALTRI PRODOTTI

Per agevolare la realizzazione di infrastrutture fognarie ove sono previste o sono già esistenti tubazioni in materia plastica di altre tipologia, la gamma **KINGCOR** è stata dotata di tutta una serie di pezzi speciali che permettono il collegamento e le transizioni ai principali prodotti presenti nel mercato.

Ciò è valido sia per tubi (PVC, PE, ecc.) che per pozzetti (PE monolitico rotazionale, calcestruzzo, ecc.)

Per quanto non previsto nei cataloghi e nei listini, la **RICCINI** srl mette a disposizione del progettista e dell'installatore il proprio reparto di realizzazione pezzi speciali e l'esperienza del proprio personale tecnico.

Figura 6.6: Esempio di pezzi speciali – Simple Crown





07

VOCI DI CAPITOLATO

MANUALE TECNICO KINGCOR

07 - VOCI DI CAPITOLATO

TUBAZIONI A PARETE STRUTTURATA IN PP PER FOGNATURE NON IN PRESSIONE

Fornitura e posa in opera di tubo strutturato in Polipropilene (PP) per la realizzazione di condotte di scarico interrate non in pressione, prodotto da azienda certificata ISO 9001:2000, coestruso a doppia parete, corrugato esternamente di colore Brown RAL 8023 e internamente liscio di colore Giallo RAL 1021 per facilitare ispezioni visive, del Diametro Nominale Interno DN/ID mm

Il tubo deve essere rispondente alla norma Italiana UNI 10968 ed alla norma Europea EN 13476 parte 1 e parte 3, tipo B con guarnizione di tenuta ad anello locata nel bicchiere, classe di rigidità SN..... (SN4 o SN8) KN/m² misurata secondo UNI EN ISO 9969, con marchio di conformità di prodotto rilasciato da Istituto o Ente riconosciuto e accreditato Sincert, in barre di lunghezza nominale pari a m 6.

Il tubo strutturato deve essere dotato di apposito sistema di giunzione integrato in ogni barra e costituito dalle due estremità del tubo a parete piena di cui una liscia (codolo) ed una bicchierata e dotata di alloggiamento o sede preformata per l'unica guarnizione elastomerica di tenuta del tipo a labbro, realizzata in EPDM secondo la Norma UNI EN 681/1 WC

Le estremità a parete piena dei tubi devono avere classe spessore SDR 41 ($\varnothing_{EST}/Spessore = 41$).

Inoltre il tubo dovrà riportare la marcatura prevista dalla Norma di riferimento ed il Marchio di Qualità IIP e/o pIIP/a (certificazione di prodotto) e dovrà essere fornito, su richiesta del committente, con relativo certificato di collaudo o dichiarazione di conformità alle seguenti prove/norme:

- la prove di rigidità anulare (SN) secondo UNI EN ISO 9969;
- le prove di resistenza all'abrasione secondo EN 295-3;
- le prove di tenuta idraulica del sistema di giunzione a 0,5 bar in pressione ed a 0,3 bar in depressione per 15 min secondo il EN 13476-1, condotta secondo UNI EN 1277;
- la conformità del sistema di qualità aziendale alla UNI EN ISO 9001:2000.

08

APPENDICE

RESISTENZE AGLI AGENTI CHIMICI DEI TUBI E RACCORDI IN POLIPROPILENE (PP)

- **Premesse**

La seguente tabella stabilisce una classificazione della resistenza chimica del PP nei confronti di molte sostanze fluide.

Essa, quindi, da direttive generali sulla possibile utilizzazione di tubi di PP per il trasporto di fluidi:

- a temperature fino a 20, 60 e a 100° C
- in assenza di pressione interna e di sollecitazioni meccaniche esterne (per es. sforzi a flessione, sforzi dovuti a spinte ed ai carichi rotolanti, ecc.).

- **Definizioni, simboli e abbreviazioni**

I criteri di classificazione, le definizioni, i simboli e le abbreviazioni adottate nella presente norma sono i seguenti:

S = soddisfacente

La resistenza chimica del PP esposto all'azione di un fluido è classificata "soddisfacente" quando i risultati delle prove sono riconosciute soddisfacenti dalla maggioranza dei Paesi partecipanti alla valutazione.

L = limitata

La resistenza del PP esposto all'azione di un fluido è classificata "limitata" quando i risultati delle prove sono riconosciuti limitati dalla maggioranza dei Paesi partecipanti alla valutazione. Sono anche classificate "limitate" le resistenze all'azione dei fluidi chimici per i quali i giudizi S o NS oppure S ed L sono ripartiti in parti uguali.

NS = non soddisfacente

La resistenza chimica del PP esposto all'azione di un fluido è classificata "non soddisfacente" quando i risultati delle prove sono considerati come non soddisfacenti dalla maggioranza dei Paesi partecipanti alla valutazione. Sono anche classificate "non soddisfacenti" le resistenze all'azione dei fluidi chimici per i quali i giudizi L e NS sono ripartiti in parti uguali.

Sol. sat. = Soluzione acquosa satura, preparata a 20° C

Sol. = Soluzione acquosa di concentrazione maggiore del 10%, ma non satura

Sol. dil. = Soluzione acquosa diluita di concentrazione inferiore o uguale al 10%

Conc. lav. = Concentrazione di lavoro, cioè la concentrazione abituale di soluzione acquosa per utilizzazione

industriale.

Le concentrazioni indicate sono espresse come percentuali in massa.

Le soluzioni acquose dei prodotti chimici debolmente solubili sono considerate, per quanto riguarda la loro azione sul PP, come soluzioni sature.

Le caratteristiche di resistenza (S, L, NS) sono riportate alla destra di ciascun fluido ma sono da considerare come relative al PP e non ai fluidi.

In generale sono stati usati nomi chimici comuni.

08 - APPENDICE

RESISTENZA CHIMICA DEL PP, NON SOTTOPOSTO A SOLLECITAZIONI MECCANICHE, A FLUIDI DIVERSI, FINO A 20, 60 E A 100° C

Reagente o prodotto	Concentraz.	Temperat. (°C)			Reagente o prodotto	Concentraz.	Temperat. (°C)		
		20	60	100			20	60	100
Acetato (vedere al nome dell'acetato)					Bromo (liquido)	100%	NS	NS	NS
Acetico, acido glaciale	> 96%	S	L	NS	Bromo (vapori secchi)		L	NS	NS
Acetico, acido glaciale	fino a 40%	S	S	-	Butano	100%	S	-	-
Acetico, acido glaciale	50%	S	S	L	Butanolo	100%	S	L	L
Acetica, anidride	100%	S	-	-	Butile acetato	100%	L	NS	NS
Aceto		S	S	-	Butilglicole	100%	S	-	-
Acetone	100%	S	S	-	Butilfenolo	Sol. sat. fredda	S	-	-
Acido (vedere al nome dell'acido)					Butile ftalato	100%	S	L	L
Acqua distillata	100%	S	S	S	Di-butile ftalato	100%	S	L	NS
Acqua di mare		S	S	S	Calcio carbonato	Sol. sat.	S	S	S
Acqua salmastra		S	S	S	Calcio cloruro	Sol. sat.	S	S	S
Acqua minerale		S	S	S	Calcio idrossido	Sol. sat.	S	S	-
Acqua potabile		S	S	S	Calcio ipoclorito	Sol.	S	-	-
Acqua di cloro	Sol. sat.	S	L	-	Calcio nitrato	Sol. sat.	S	S	-
Acqua regia	HCl/HNO ₃ =3/1	NS	NS	NS	Carbonio disolfuro	100%	S	NS	NS
Acqua ossigenata	fino a 10%	S	-	-	Cloro, liquido	100%	NS	NS	NS
Acqua ossigenata	fino a 30%	S	L	-	Cloro, gassoso secco	100%	NS	NS	NS
Acetofenone	100%	S	L	-	Cloro-etanolo	100%	S	-	-
Acrlonitrile	100%	S	-	-	Cloroformio	100%	L	NS	NS
Alcole (vedere al nome dell'alcole)					Cloridrico, acido	2 a 7%	S	S	S
Allume	Sol.	S	-	-	Cloridrico, acido	10 a 20%	S	S	-
Amilico acetato	100%	L	-	-	Cloridrico, acido	30%	S	L	L
Amilico alcole	100%	S	S	S	Cloridrico, acido	35 a 36%	S	-	-
Ammoniaca (gas)	100%	S	-	-	Cloridrico, acido gassoso secco	100%	S	S	-
Ammoniaca (liquefatta)	100%	S	-	-	Cloroacetici, acidi (vedere: monocloro acetico, dicloroacetico, tricloroacetico)				
Ammoniacale (acqua)	fino a 30%	S	-	-	Clorosolfonico, acido	100%	NS	NS	NS
Ammonio acetato	Sol. sat.	S	S	-	Cloruro di benzoile	100%	L	-	-
Ammonio bicarbonato	Sol. sat.	S	S	-	Cloruro di etile	100%	NS	NS	NS
Ammonio cloruro	Sol. sat.	S	-	-	Cloruro di etile (mono e di)	100%	L	L	-
Ammonio fluoruro	Sol.	S	S	-	Citrico, acido	10%	S	S	S
Ammonio fosfato	Sol. sat.	S	-	-	Cresolo	> 90%	S	-	-
Ammonio idrossido	Sol.	S	-	-	Cromico, acido	fino a 40%	S	L	NS
Ammonio metafosfato	Sol. sat.	S	S	S	Cromo, allume di	Sol.	S	S	-
Ammonio nitrato	Sol. sat.	S	S	S	Cicloesano	100%	S	-	-
Ammonio solfato	Sol. sat.	S	S	S	Cicloesanolo	100%	S	L	-
Anidride carbonica gassosa secca	100%	S	S	-	Cicloesanone	100%	L	NS	NS
Anidride carbonica gassosa umida		S	S	-	Decalina (decaidronaftalina)	100%	NS	NS	NS
Anidride solforosa gassosa secca	100%	S	-	-	Destrina	Sol.	S	S	-
Anidride solforosa gassosa umida	100%	S	-	-	Destrosio	Sol.	S	S	-
Anilina	100%	S	S	-	Dicloroacetico, acido	100%	L	-	-
Anisolo	100%	L	-	-	Dicloro etilene (α, β)	100%	L	-	-
Argento nitrato	Sol. sat.	S	S	L	Diethyl-etero	100%	S	L	-
Aria		S	S	S	Dimetilammina	100%	S	-	-
Bario carbonato	Sol. sat.	S	S	S	Dimetil-formamide	100%	S	S	-
Bario cloruro	Sol. sat.	S	S	S	Diotill-ftalato	100%	L	L	-
Bario idrossido	Sol. sat.	S	S	S	Diossano	100%	L	L	-
Bario solfato	Sol. sat.	S	S	S	Eptano	100%	L	NS	NS
Benzene	100%	L	NS	NS	Esano	100%	S	L	-
Benzina (idrocarburi alifatici)		L	NS	NS	Etanolammina	100%	S	-	-
Benzilico, alcole	100%	S	L	-	Di-etanolammina	100%	S	-	-
Benzoico, acido	Sol. sat.	S	-	-	Etere di petrolio (ligroina)		L	L	-
Borace	Sol.	S	S	-					
Borico, acido	Sol. sat.	S	-	-					
Bromidrico, acido	fino a 48%	S	L	NS					

08 - APPENDICE

Reagente o prodotto	Concentraz.	Temperat. (°C)			Reagente o prodotto	Concentraz.	Temperat. (°C)		
		20	60	100			20	60	100
Etile acetato	100%	L	NS	NS	Oleico, acido	100%	S	L	-
Etilenglicole	100%	S	S	S	Oleum (acido solforico con 60% di SO ₃)		NS	NS	NS
Di-etilenglicole	100%	S	S	-	Olio di arachide		S	S	-
Etilico, alcole (etanolo)	fino a 95%	S	S	S	Olio di canfora		S	L	-
Fenolo	5%	S	S	-	Olio di cereali (di mais)		S	-	-
Fenolo	90%	S	-	-	Olio di cocco		S	-	-
Fosforico, acido	fino a 85%	S	S	S	Olio di mandorla		S	-	-
Fluoridrico, acido	Sol. dil.	S	-	-	Olio di menta piperita		S	-	-
Fluoridrico, acido	40%	S	-	-	Olio di oliva		S	S	L
Formaldeide	40%	S	-	-	Olio di paraffina (FL-65)		S	L	NS
Formico, acido	10%	S	S	L	Olio di ricino	100%	S	S	-
Formico, acido	85%	S	NS	NS	Olio di semi di cotone		S	S	-
Formico, acido anidro	100%	S	L	L	Olio di semi di lino		S	S	S
Fosforo ossicloruro	100%	L	-	-	Olio di silicone		S	S	S
Fruttosio	Sol.	S	S	S	Olio di soia		S	L	-
Gelatina		S	S	-	Ossalico, acido	Sol. sat.	S	L	NS
Glicerina	100%	S	S	S	Ossigeno	100%	S	-	-
Glicolico, acido	30%	S	-	-	Perclorico, acido	2N	S	-	-
Di-glicolico, acido	Sol. sat.	S	-	-	Picrico, acido	Sol. sat.	S	-	-
Glucosio	20%	S	S	S	Piridina	100%	L	-	-
Idrogeno	100%	S	-	-	Potassio bicarbonato	Sol. sat.	S	S	-
Iodio (soluzione alcolica)		S	-	-	Potassio borato	Sol. sat.	S	S	-
Iso-ottano	100%	L	NS	NS	Potassio bromato	fino a 10%	S	S	-
Di-iso-ottil-ftalato	100%	S	L	-	Potassio bromuro	Sol. sat.	S	S	-
Isopropilico alcole	100%	S	S	S	Potassio carbonato	Sol. sat.	S	-	-
Isopropilico etere	100%	L	-	-	Potassio clorato	Sol. sat.	S	S	-
Lattico, acido	fino a 90%	S	S	-	Potassio cloruro	Sol. sat.	S	-	-
Lanolina	Sol. sat.	S	L	-	Potassio cromato	Sol. sat.	S	S	-
Latte		S	S	S	Potassio cianuro	Sol.	S	-	-
Magnesio carbonato	Sol. sat.	S	S	S	Potassio fluoruro	Sol. sat.	S	S	-
Magnesio cloruro	Sol. sat.	S	S	-	Potassio idrossido	fino a 50%	S	S	S
Magnesio solfato	Sol. sat.	S	S	-	Potassio ioduro	Sol. sat.	S	-	-
Malico, acido	Sol.	S	S	-	Potassio nitrate	Sol. sat.	S	S	-
Mercurio	100%	S	S	-	Potassio perclorato	10%	S	S	-
Mercurio (II) cianuro	Sol. sat.	S	S	-	Potassio permanganato	2N	S	-	-
Mercurio (II) cloruro	Sol. sat.	S	S	-	Potassio persolfato	Sol. sat.	S	-	-
Mercurio (I) nitrato	Sol.	S	S	-	Potassio solfato	Sol. sat.	S	-	-
Metilammina	fino a 32%	S	-	-	Propano	100%	S	-	-
Metilico, alcole	5%	S	L	L	Propionico, acido	> 50%	S	-	-
Metile acetato	100%	S	S	-	Rame (II) cloruro	Sol. sat.	S	S	-
Metile, bromuro	100%	NS	NS	NS	Rame (II) nitrato	30%	S	S	S
Metilene cloruro	100%	L	NS	NS	Rame (II) solfato	Sol. sat.	S	S	-
Metil-etil-chetone	100%	S	-	-	Soda caustica (vedere sodio idrossido)				
Monocloro acetico, acido	> 85%	S	S	-	Sodio acetato	Sol. sat.	S	S	S
Nafta		S	NS	NS	Sodio benzoato	35%	S	-	-
Nichel cloruro	Sol. sat.	S	S	-	Sodio bicarbonato	Sol. sat.	S	S	S
Nichel nitrato	Sol. sat.	S	S	-	Sodio bicromato	Sol. sat.	S	S	S
Nichel solfato	Sol. sat.	S	S	-	Sodio bisolfato	Sol. sat.	S	S	-
Nitrico, acido	10%	S	NS	NS	Sodio bisolfito	Sol.	S	-	-
Nitrico, acido	30%	S	-	-	Sodio carbonato	fino a 50%	S	S	L
Nitrico, acido	40 a 50%	L	NS	NS	Sodio clorato	Sol. sat.	S	-	-
Nitrico, acido fumante (con ossido di azoto)		NS	NS	NS	Sodio clorito	2%	S	L	NS
Nitro-benzene	100%	S	L	-	Sodio clorito	20%	S	L	NS
					Sodio cloruro	10%	S	S	S
					Sodio idrossido	1%	S	S	S

08 - APPENDICE

Reagente o prodotto	Concentraz.	Temperat. (°C)			Reagente o prodotto	Concentraz.	Temperat. (°C)		
		20	60	100			20	60	100
Sodio idrossido	10 a 60%	S	S	S	Succinico, acido	Sol. sat.	S	S	-
Sodio ipoclorito	5%	S	S	-	Succo di frutta		S	S	S
Sodio ipoclorito	10%	S	-	-	Succo di mele		S	-	-
Sodio ipoclorito	20%	S	L	-	Tartarico, acido	10%	S	S	-
Sodio metafosfato	Sol.	S	-	-	Tetracloruro di carbonio	100%	NS	NS	NS
Sodio orto-fosfato	Sol. sat.	S	S	S	Tetraidrofurano	100%	L	NS	NS
Sodio nitrato	Sol. sat.	S	S	-	Tetralina	100%	NS	NS	NS
Sodio perborato	Sol. sat.	S	-	-	Tiofene	100%	S	L	-
Sodio silicato	Sol.	S	S	-	Toluene	100%	L	NS	NS
Sodio solfato	Sol. sat.	S	S	-	Trementina (essenza)		NS	NS	NS
Sodio solfuro	Sol. sat.	S	S	S	Tricloroacetico, acido	fino a 50%	S	S	-
Sodio solfito	40%	S	-	-	Tricloroetilene	100%	NS	NS	NS
Sodio tiosolfato	Sol. sat.	S	-	-	Trietanolammina	Sol.	S	-	-
Solfidrico, acido gassoso secco	100%	S	S	-	Urea	Sol. sat.	S	-	-
Solfuroso, acido	Sol.	S	-	-	Vino		S	-	-
Solfurico, acido	fino a 10%	S	S	S	Whisky		S	-	-
Solfurico, acido	10 a 30%	S	S	-	Xilene	100%	NS	NS	NS
Solfurico, acido	50%	S	L	L	Zinco cloruro	Sol. sat.	S	S	-
Solfurico, acido	96%	S	L	NS	Zinco solfato	Sol. sat.	S	S	-
Solfurico, acido	98%	L	NS	NS					
Stagno (II) cloruro	Sol. sat.	S	S	-					
Stagno (IV) cloruro	Sol. sat.	S	S	-					

FLUIDI DI CUI È POSSIBILE IL TRASPORTO, SENZA PRESSIONE, FINO A 100° C A MEZZO DI TUBI DI PP CHE NON SUBISCONO SOLLECITAZIONI MECCANICHE

Reagente o prodotto	Concentrazione	Reagente o prodotto	Concentrazione
Acqua distillata	100%	Glicerina	100%
Acqua di mare		Glucosio	20%
Acqua salmastra		Isopropilico, alcole	100%
Acqua minerale		Latte	
Acqua potabile		Magnesio, carbonato	Sol. sat.
Amilico, alcole	100%	Olio di semi di lino	
Ammonio metafosfato	Sol. sat.	Olio di silicone	
Ammonio nitrato	Sol. sat.	Potassio idrossido	fino a 50%
Ammonio solfato	Sol. sat.	Rame (II) nitrato	30%
Bario, carbonato	Sol. sat.	Sodio acetato	Sol. sat.
Bario, cloruro	Sol. sat.	Sodio bicarbonato	Sol. sat.
Bario, idrossido	Sol. sat.	Sodio bicromato	Sol. sat.
Bario, solfato	Sol. sat.	Sodio cloruro	10%
Calcio, carbonato	Sol. sat.	Sodio idrossido	1%
Calcio, cloruro	Sol. sat.	Sodio idrossido	10 a 60%
Citrico, acido	10%	Sodio orto fosfato	Sol. sat.
Cloridrico, acido	2 a 7%	Sodio solfato	40%
Etilen-glicole	100%	Solfurico, acido	fino a 10%
Etilico alcole	fino a 95%	Succhi di frutta	
Fosforico, acido	fino a 85%		
Fruttosio	Sol.		

08 - APPENDICE

FLUIDI DI CUI È POSSIBILE IL TRASPORTO, SENZA PRESSIONE, FINO A 60° C A MEZZO DI TUBI DI PP CHE NON SUBISCONO SOLLECITAZIONI MECCANICHE

Reagente o prodotto	Concentrazione	Reagente o prodotto	Concentrazione
Acetico		Nichel solfato	Sol. sat.
Acetico, acido	fino a 50%	Olio di arachide	
Acetone	100%	Olio di oliva	
Ammonio acetato	Sol. sat.	Olio di ricino	100%
Ammonio bicarbonato	Sol. sat.	Olio di semi di cotone	
Ammonio fluoruro	Sol.	Potassio bicarbonato	Sol. sat.
Anidride carbonica gassosa secca	100%	Potassio borato	Sol. sat.
Anidride carbonica gassosa umida		Potassio bromato	fino a 10%
Anilina	100%	Potassio bromuro	Sol. sat.
Argento nitrato	Sol. sat.	Potassio clorato	Sol. sat.
Aria		Potassio cromato	Sol. sat.
Borace	Sol.	Potassio fluoruro	Sol. sat.
Calcio idrossido	Sol. sat.	Potassio nitrato	Sol. sat.
Calcio nitrato	Sol. sat.	Potassio perclorato	10%
Cloridrico, acido	10 a 20%	Rame (II) cloruro	Sol. sat.
Cloridrico, acido gassoso secco	100%	Rame (II) solfato	Sol. sat.
Cromo, allume di	Sol.	Sodio bisolfato	Sol. sat.
Fenolo	5%	Sodio carbonato	fino a 50%
Formico, acido	10%	Sodio ipoclorito	5%
Gelatina		Sodio nitrato	Sol. sat.
Lattico, acido	fino a 90%	Sodio silicato	Sol.
Magnesio cloruro	Sol. sat.	Sodio solfato	Sol. sat.
Magnesio solfato	Sol. sat.	Solfidrico, acido gassoso secco	100%
Malico, acido	Sol.	Solforico, acido	10 a 30%
Mercurio	100%	Stagno (II) cloruro	Sol. sat.
Mercurio (II) cianuro	Sol. sat.	Stagno (IV) cloruro	Sol. sat.
Mercurio (II) cloruro	Sol. sat.	Succinico, acido	Sol. sat.
Mercurio (I) nitrato	Sol.	Tartarico, acido	10%
Metile acetato	100%	Tricloroacetico, acido	fino a 50%
Monocloro acetico, acido	> 85%	Zinco cloruro	Sol. sat.
Nichel cloruro	Sol. sat.	Zinco solfato	Sol. sat.
Nichel nitrato	Sol. sat.		

08 - APPENDICE

FLUIDI DI CUI È POSSIBILE IL TRASPORTO, SENZA PRESSIONE, FINO A 20° C A MEZZO DI TUBI DI PP CHE NON SUBISCONO SOLLECITAZIONI MECCANICHE

Reagente o prodotto	Concentrazione	Reagente o prodotto	Concentrazione
Acetica anidride	100%	Metilammina	fino a 32%
Acetico, acido glaciale	> 96%	Metilico, alcole	5%
Acetofenone	100%	Metil-etil chetone	100%
Acqua di cloro	Sol. sat.	Nafta	
Acqua ossigenata	fino a 30%	Nitrico, acido	fino a 30%
Acrlonitrile	100%	Nitrobenzene	100%
Allume	Sol.	Olio di cereali (di mais)	
Ammoniaca secca	100%	Olio di cocco	
Ammoniaca liquida	100%	Olio di mandorle	
Ammoniaca soluzione	fino a 30%	Olio di menta piperita	
Ammonio cloruro	Sol. sat.	Olio di soia	
Ammonio fosfato	Sol. sat.	Ossalico, acido	Sol. sat.
Ammonio idrossido	Sol. sat.	Ossigeno	100%
Anidride solforosa gassosa secca o umida	100%	Perclorico, acido	2N
Benzilico, alcole	100%	Picrico, acido	Sol. sat.
Benzoico, acido	Sol. sat.	Potassio carbonato	Sol. sat.
Borico, acido	Sol. sat.	Potassio cloruro	Sol. sat.
Bromidrico, acido	fino a 48%	Potassio cianuro	Sol. sat.
Butano	100%	Potassio ioduro	Sol. sat.
Butanolo	100%	Potassio permanganato	2N
Butilglicole	100%	Potassio persolfato	Sol. sat.
Butilfenolo	Sol. sat. fredda	Potassio solfato	Sol. sat.
Butilftalato	100%	Propano	100%
Di-butil-ftalato	100%	Propionico, acido	> 50%
Calcio ipoclorito	Sol.	Soda caustica (vedere sodio idrossido)	
Carbonio disolfuro	100%	Sodio benzoato	35%
Cicloesano	100%	Sodio bisolfito	Sol.
Cicloesano	100%	Sodio clorato	Sol. sat.
Cloridrico, acido	30 a 36%	Sodio clorito	fino a 20%
Cloroacetici, acidi	Sol.	Sodio ipoclorito	10%
Cloro etanolo	100%	Sodio ipoclorito	20%
Cresolo	> 90%	Sodio metafosfato	Sol.
Cromico, acido	fino a 40%	Sodio perborato	Sol. sat.
Dietanolammina	100%	Sodio solfuro	Sol. sat.
Dietil-etero	100%	Sodio tiosolfato	Sol. sat.
Dimetilammina	100%	Solfonico, acido	30 a 96%
Esano	100%	Solforoso, acido	Sol.
Etanolammina	100%	Succo di mele	
Etere etilico	100%	Tiofene	100%
Fenolo	90%	Trietanolammina	100%
Fluoridrico, acido	Sol. dil.	Urea	Sol. sat.
Formaldeide	35%	Vino	
Formico, acido	85 a 100%	Whisky	
Glicolico, acido	30%		
Di-glicolico, acido	Sol. sat.		
Idrogeno	100%		
Iodio, soluzione alcolica			
Di-iso-ottil-ftalato	100%		
Lanolina			

08 - APPENDICE

FLUIDI DI CUI NON È POSSIBILE IL TRASPORTO, PER MEZZO DI TUBI DI PP

Reagente o prodotto	Concentrazione
Acqua regia	HCl/HNO ₃ = 3/1
Benzene	100%
Benzina (idrocarburi alifatici)	
Bromo, vapori secchi	
Bromo, liquido	100%
Butile acetato	100%
Cicloesano	100%
Cloroformio	100%
Cloro, gassoso secco	100%
Cloro liquido	100%
Clorosolfonico, acido	100%
Decalina	100%
Eptano	100%
Etile acetato	100%
Etile cloruro	100%
Fenolo	90%
Fluoridrico, acido	Sol. dil.
Formaldeide	35%
Formico, acido	85 a 100%
Iso-ottano	100%
Metile bromuro	100%
Metilene cloruro	100%
Nitrico, acido	> 40%
Oleico, acido	100%
Oleum (acido solforico con 60% di SO ₃)	
Olio di canfora	
Olio di paraffina	
Solfonico, acido	98%
Tetralina	100%
Tetraidrofurano	100%
Toluene	100%
Trementina	100%
Tricloroetilene	100%
Xilene	100%



09

BIBLIOGRAFIA

MANUALE TECNICO KINGCOR

09 - BIBLIOGRAFIA

- [1] G.Kania, *Überzeugende Alternative: Polymere Abwasserrohrsysteme in der Abwasserentsorgung*, Wiesbaden Pipe days, 2003, Wiesbaden, 23-24 Aprile 2003.
- [2] H.Saechtling, *"Manuale delle materie plastiche"* 7° ed. 12/96.
- [3] *"Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto"*. Circolare Ministeriale LL.PP. n. 11633/74.
- [4] prEN 13476 *"Plastic 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)"*, Agosto 2006..
- [5] ENV 1401 *"Plastics piping systems for non-pressure underground drainage and sewerage – Unplasticized poly (vinyl chloride) (PVC-U)"*, Maggio 2001.
- [6] *"Pipeline construction using plastic pipe systems"*. The Nordic Plastic Pipe Association, Marzo 2001.
- [7] *"Fognature"*, L. Da Deppo, C. Datei. Università degli Studi di Padova, Ed. Libreria Cortina, 2000.
- [8] *"Acquedotti: guida alla progettazione"*, V. Milano. HOEPLI, 1996.
- [9] *"prCEN/TR 1295-3: Structural design of buried pipelines under various conditions of loading – part 3: common method"*, Marzo 2005.
- [10] ATV 127: *"Standard for the static calculation of drainage sewers and pipelines"*. Second edition, 1988.
- [11] UNI EN 1991. *"Eurocodice 1 – Criteri generali di progettazione strutturale"*, 2004.
- [12] ISO EN 9969: *"Thermoplastic pipes – Determination of ring stiffness"*. 1994.
- [13] M. G. Spangler. *"Underground conduits. An appraisal of modern research"*. ASCE 113, 1948.
- [14] DIN 1072 *"Road and foot bridges; design loads"*, Dicembre 1985.
- [15] *"Installazione delle fognature di PVC – Norma UNI EN 1401"* cap. 5 quaderno n°1 dell'Istituto Italiano dei Plastici (IIP)



IT, 06134 Perugia, Loc. P. Felcino,
Str. Tiberina Nord, 28/A

tel. +39 075 591031
fax +39 075 5917020
email info@riccini.it
web www.riccini.it