



AUTORITA' PORTUALE DI ANCONA



Progetto di fattibilità tecnica ed economica banchinamento fronte esterno molo Clementino nel porto di Ancona

Progetto:



Studio
Zoppi
INGEGNERIA
& Associati

Dott. Ing. Paolo Zoppi
Dott. Ing. Caterina Zoppi
Dott. Ing. Giuseppe Di Cosmo

Il Responsabile del Procedimento:

Dott. Ing. Gianluca Pellegrini

RELAZIONE IDROLOGICA

base:

scala

data: giugno 2016

N.	AGGIORNAMENTI E MODIFICHE	DATA
1		
2		
3		

INDICE

1.	Premessa.....	3
2.	Impianti per la raccolta e il trattamento delle acque meteoriche	3
2.1	Riferimenti legislativi.....	4
2.2	Metodo di calcolo utilizzato per le tubazioni	5
2.2.1	Legge di pioggia.....	6
2.2.2	Verifiche idrauliche	7
2.2.3	Dimensionamento idraulico	8
2.2.4	VERIFICHE CON IL METODO DELL'INVASO	9
2.3	Verifica statica delle tubazioni	13
2.3.1	Definizione del peso di ricoprimento del terreno	13
2.3.2	Definizione del sovraccarico mobile.....	14
2.3.3	Fenomeno della ovalizzazione delle tubazioni.....	15
2.3.4	Risultati delle verifiche statiche	18
3.	Impianto trattamento acque di prima pioggia	19
3.1	Schema di processo	20
3.2	Descrizione dell'impianto di trattamento delle acque meteoriche	22
4.	Impianto di adduzione idrica	23
4.1.	Descrizione dei lavori	23
4.2.	Dimensionamento della condotta di adduzione idrica.....	24

1. Premessa

Nella seguente relazione sono descritte tutte le opere idrauliche da realizzare a servizio della nuova banchina in oggetto nel porto di Ancona.

In particolare sarà necessario prevedere i seguenti sottoservizi:

- *impianto di fognatura per la raccolta delle sole acque meteoriche cadute sulla banchina;*
- *impianto per il trattamento delle acque di prima pioggia costituito da n. 1 vasca di decantazione/accumulo/rilancio e n. 2 vasche di decantazione/accumulo con copertura carrabile per traffico pesante (Normativa di riferimento scarico trattato tab. 3, all. 5, D.Lgs 152/2006 - corpo idrico superficiale);*
- *impianto disoleatore statico per separazione grassi/oli minerali e idrocarburi non emulsionati;*
- *impianto di erogazione idrica da collegare al punto presa della Multiservizi s.p.a. esistente al molo Clementino.*

L'installazione dell' impianto disoleatore garantisce il rispetto della Tab. 3 dell'allegato 5 del D.Lgs. 152/2006 per scarichi in fognatura o corpo idrico superficiale solo per quanto riguarda gli idrocarburi in sospensione.

In questo modo la condotta in uscita dalla vasca di prima pioggia non va rilanciata a depurazione evitando così la realizzazione di una fognatura in pressione da collegare al primo pozzetto disponibile in corrispondenza della Portella S. Maria ¹.

Tale sistema è inoltre costituito da una distribuzione di caditoie, poste circa ogni 20,00 m, situate nei punti di compluvio della superficie scolante, pozzetti di ispezione e postazione per prese impianti.

L'intera superficie scolante misura circa 21.000,00 mq.

2. Impianti per la raccolta e il trattamento delle acque meteoriche

L'impianto in oggetto potrebbe essere costituito da una rete di collettori di fognatura che recapita le acque fino alla vasca di accumulo acqua prima pioggia per il trattamento degli oli.

L'intera superficie scolante del presente progetto misura circa 21.000,00 mq; la linea fognaria potrebbe essere collegata da 20 tratti, così come meglio indicato nel seguito e nella relativa Tavola 11.

E' stato ipotizzata l'installazione di condotte in PVC in quanto materiale che maggiormente soddisfa i seguenti requisiti:

- *materiali che assicurino una messa in opera veloce ed economica;*
- *un'efficiente tenuta nel tempo;*
- *un decadimento modesto per "invecchiamento", al fine di garantire un'adeguata durata del sistema;*
- *una ridotta incidenza dei costi di esercizio e degli interventi di manutenzione.*

¹ Esiste una posizione di allaccio più vicina all'interno dell'area Fincantieri che serve solo le utenze della stessa.

Il polivinilcloruro è, come ben noto, una resina sintetica di tipo termoplastico (che rammollisce con l'aumentare della temperatura durante il processo di lavorazione ed indurisce dopo il raffreddamento, conservando la forma impartita a caldo), costituita da macromolecole di composti del carbonio.

Le tubazioni in PVC vengono prodotte per estrusione, previa miscelazione del polimero con additivi che ne migliorano le caratteristiche di stabilità e di lavorabilità.

Le caratteristiche principali del materiale sono riassunte di seguito sinteticamente:

- *massa volumica: 1.37 / 1.45 g/cm³*
- *modulo di elasticità: ~ 3.000 MPa*
- *resistenza a trazione: ~ 48 MPa*
- *allungamento a snervamento: < 10%*

Le condotte prodotte in Italia sono attualmente conformi alle prescrizioni UNI EN 1401-1 (tubi in PVC impiegati nelle fognature), con le quali si prevedono tre serie di produzione basate sugli spessori e sulla rigidità anulare:

- a) la classe SN2 (SDR 51) sostituisce il tipo 303/2² della UNI 7447;*
- b) la classe SN4 (SDR 41) sostituisce il tipo 303/1³ della UNI 7447;*
- c) la classe SN8 (SDR 34) è una nuova serie non definita dalla UNI 7447, più resistente allo schiacciamento.*

2.1 Riferimenti legislativi

La tutela delle acque e la disciplina degli scarichi delle fognature sono dei settori in cui le normative sono ancora in fase di sviluppo.

La prima legge in merito è stata redatta dalla Regione Lombardia (L.R. 27 maggio 1985 n. 62) con la quale si definivano i seguenti principi:

- *"sono considerate acque di prima pioggia quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio. Ai fini del calcolo delle portate, si stabilisce che tale valore si verifichi in quindici minuti".*

² Agli spessori della serie 303/1 corrisponde una rigidità anulare di circa 4000 N/m²; per tali tubazioni si ammettono, per posa in opera corretta, le seguenti condizioni d'impiego:

- *temperatura massima permanente 40 °C*
- *massimo ricoprimento sulla generatrice superiore del tubo pari a 6 m*
- *traffico stradale pesante pari a 180 KN/asse max*
- *trincea larga o stretta*

³ Per le tubazioni della serie 303/2, caratterizzate da una rigidità anulare di circa 2000 N/m², si ammettono, per posa in opera corretta, le seguenti condizioni d'impiego:

- *temperatura massima permanente 40 °C*
- *massimo ricoprimento sulla generatrice superiore del tubo pari a 4 m*
- *traffico stradale pesante pari a 120 KN/asse max*
- *trincea stretta.*

Successivamente, con Decreto Legislativo 11 maggio 1999 n. 152, veniva emanata la disciplina generale per la tutela delle acque superficiali, marine e sotterranee, perseguendo i seguenti obiettivi:

- a) *prevenire e ridurre l'inquinamento e attuare il risanamento dei corpi idrici inquinati;*
- b) *conseguire il miglioramento dello stato delle acque ed adeguate protezioni di quelle destinate a particolari usi;*
- c) *perseguire usi sostenibili e durevoli delle risorse idriche, con priorità per quelle potabili;*
- d) *mantenere la capacità naturale di auto-depurazione dei corpi idrici.*

In data odierna la Regione Marche non ha ancora emanato una Legge in merito al trattamento delle acque di prima pioggia; pertanto l'unico riferimento legislativo cogente è il D. Lgs. 152 /99; per le considerazioni sopra esposte è presa a riferimento anche la legge della Regione Lombardia del 24 marzo 2006 n° 4, relativa alla "Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne" in quanto maggiormente dettagliata rispetto al panorama legislativo.

2.2 Metodo di calcolo utilizzato per le tubazioni

Il metodo della corrivazione tiene conto, per il carico delle portate pluviali, del tempo necessario affinché la pioggia, caduta in una certa zona del bacino, raggiunga la sezione terminale di un tratto della rete drenante.

Il bacino imbrifero è visto come un dispositivo atto a trasformare gli afflussi in deflussi, con modalità dipendenti da ipotesi di linearità e stazionarietà; la portata, transitante attraverso la sezione terminale considerata, si è valutata come somma dei contributi delle aree elementari gravanti a monte della sezione stessa.

Il tempo di corrivazione t_c , cioè il tempo necessario affinché una goccia precipitata nel punto più lontano del bacino raggiunga la sezione di chiusura, è valutato indipendentemente dalla possibile interferenza nel deflusso della goccia con altre particelle d'acqua. I processi di trasferimento sono indipendenti dalla condizione in rete.

Nel caso di una rete di fognatura si ha la seguente espressione:

$$t_c = t_r + t_p$$

dove:

t_r tempo di ruscellamento; indica il tempo che impiega la particella per raggiungere il collettore;

t_p tempo di percorrenza; indica il tempo che impiega la particella per percorrere il collettore fognario.

Si ammette che la pioggia critica, per una data sezione di fognatura, abbia una durata pari al t_c dell'acqua caduta nel punto più lontano del bacino sotteso dalla sezione.

2.2.1 Legge di pioggia

Ai fini della presente relazione si è utilizzata un'espressione della curva di probabilità pluviometrica del tipo:

$$h = a * t^n$$

dove:

h è l'altezza di pioggia in mm;

t è la durata di pioggia in ore;

a, n sono parametri della curva di probabilità pluviometrica, ricavati dalla letteratura tecnica.

Nel caso in oggetto i parametri valgono:

$$a = 55 \text{ mm/h}^n$$

$$n = 0,45$$

Oltre alla legge di probabilità sopra citata si è tenuto conto di ulteriori parametri: l'effetto di riduzione dell'area e la variabilità temporale del coefficiente di afflusso.

L'effetto di riduzione dell'area tiene conto del fatto che sulle aree circostanti l'area servita da un pluviografo l'altezza di pioggia, connessa ad un evento piovoso di durata t , risulta inferiore alla massima altezza che il pluviografo registra quando su di esso passa il centro di pioggia. Tale fenomeno, considerato con il metodo proposto da Puppini, prevede la modifica dei coefficienti della legge nel modo seguente:

$$a' = a * \left(1 - 0.052 * \frac{A}{100} + 0.002 * \frac{A^2}{100} \right)$$

$$n' = n + 0.0175 * \frac{A}{100}$$

con A espressa in ettari.

La variabile temporale del coefficiente di afflusso f è presa in esame con il metodo proposto da Fantoli il quale considera come esponente di pioggia n_0 :

$$n_0 = \frac{4}{3} * n$$

La trasformazione afflussi-deflussi utilizzata è stata quella del metodo percentuale. Il coefficiente di afflusso è funzione di numerosi effetti; in pratica racchiude tutti gli elementi che contribuiscono a determinare le perdite idrologiche, quali laminazione dell'onda sul bacino, risposta del bacino ecc.

2.2.2 Verifiche idrauliche

Oggetto del presente paragrafo è la verifica idraulica delle tubazioni di smaltimento delle acque meteoriche.

Per il calcolo idraulico di condotti a pelo libero si ammette che la portata in essi defluente si muova con moto uniforme.

Il calcolo delle caratteristiche idrauliche è stato svolto adottando la formula di Chezy:

$$Q = A * \chi * \sqrt{R * i}$$

dove.

Q è la portata in m^3/s ;

A è l'area della sezione bagnata in m^2 ;

c è un coefficiente che tiene conto della scabrezza della condotta;

R è il raggio idraulico in m ;

i è la pendenza di fondo del condotto.

Per il calcolo del coefficiente c si è adottata l'espressione di Strickler:

$$\chi = K_s * R^{1/6}$$

Si è posto K (coeff. scabrezza) = 116. Tale valore è superiore al valore della scabrezza (101 utilizzato nel caso di condotti in PVC) al fine di tener conto di:

- diminuzione della sezione per depositi e incrostazioni;
- modifica della scabrezza della parete del tubo nel corso dell'esercizio;
- giunzioni non perfettamente allineate;
- ovalizzazione del tubo;
- modifiche di direzione;
- presenza di immissioni laterali.

Conformemente alla Circ. Min. LL.PP. n. 11633 (Pres. Cons. Sup. – Serv. Tecn. Centr.) del 07.01.1974 "Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto", si sono adottate caratteristiche delle tubazioni (diametro, pendenza, materiale) tali da rispettare le seguenti condizioni:

$$v_{\max} < 5 \text{ m/s (cap. III, cfr. A, punto VIII)}$$

2.2.3 Dimensionamento idraulico

Si riportano di seguito le caratteristiche delle sezioni utilizzate, le tabelle contenenti i dati di progetto, le tabelle dei risultati (tabella pioggia e tabella verifiche). Ogni tabella è corredata di legenda.

TABELLA SEZIONI CIRCOLARI

N.	Nome	Materiale	Diametro [m]	Formula	Scabrezza (K_s)
1	Circolare \varnothing 400	PVC (SN4/SN8)	0.38	GS	110.00
2	Circolare \varnothing 500	PVC (SN4/SN8)	0.47	GS	110.00
3	Circolare \varnothing 630	PVC (SN4/SN8)	0.60	GS	110.00

GS = formula di Gauckler-Strickler: $V = K_s * R^{2/3} * i^{1/2}$

TABELLA DATI TRATTI

Tratto	Sezione	Lungh.	Pendenza	Superficie afflusso	f_i	Wo	Tr
	[mm]	[m]	[-]	[ha]		[mc/ha]	[min]
1	Circolare \varnothing 400	20,00	0,003	0,18	0,90	50,60267	5,00
2	Circolare \varnothing 400	20,00	0,003	0,0806	0,90	70,97235	5,00
3	Circolare \varnothing 500	20,00	0,003	0,1006	0,90	69,24992	5,00
4	Circolare \varnothing 500	20,00	0,003	0,1200	0,90	70,60622	5,00
5	Circolare \varnothing 630	20,00	0,003	0,12	0,90	73,0706	5,00
6	Circolare \varnothing 630	20,00	0,003	0,12	0,90	76,55004	5,00
7	Circolare \varnothing 630	20,00	0,003	0,12	0,90	79,02767	5,00
8	Circolare \varnothing 630	20,00	0,003	0,12	0,90	81,3086	5,00
9	Circolare \varnothing 630	20,00	0,003	0,1200	0,90	83,55889	5,00
10	Circolare \varnothing 630	20,00	0,003	0,12	0,90	85,74143	5,00
11	Circolare \varnothing 630	20,00	0,003	0,12	0,90	88,87779	5,00
12	Circolare \varnothing 630	20,00	0,003	0,12	0,90	79,5011	5,00
13	Circolare \varnothing 500	20,00	0,003	0,1036	0,90	91,30932	5,00
14	Circolare \varnothing 500	20,00	0,003	0,0770	0,90	97,88656	5,00
15	Circolare \varnothing 500	20,00	0,003	0,0924	0,90	76,12116	5,00
16	Circolare \varnothing 500	20,00	0,003	0,0796	0,90	77,7642	5,00
17	Circolare \varnothing 400	37,00	0,003	0,0720	0,90	91,0996	5,00
18	Circolare \varnothing 400	20,00	0,003	0,0999	0,90	67,7214	5,00
19	Circolare \varnothing 400	20,00	0,003	0,1436	0,90	61,0547	5,00

Legenda:

Sezione = diametro della sezione assegnato al tratto

Lunghezza = lunghezza del tratto

Pendenza = pendenza del tratto

Ac = area colante che grava sul tratto

f_i = coefficiente di afflusso; indica l'aliquota impermeabile dell'area gravante che effettivamente contribuisce alla formazione della portata nel tratto

w_0 = volume dei piccoli invasi; rappresenta la quantità di acqua che resta invasata sul terreno prima che possa cominciare a defluire

t_r = tempo di ruscellamento; rappresenta il tempo che una goccia d'acqua caduta nel punto più sfavorito del bacino impiega per arrivare alla rete

2.2.4 VERIFICHE CON IL METODO DELL'INVASO

Si ipotizza un volume dei piccoli invasi w_0 con il quale si calcola il coefficiente udometrico u con la formula:

$$u = \left(\frac{k_c}{w_0} \right)^{\frac{1-n}{n}}$$

dove: $k_c = \left(\frac{10\varphi a}{\varepsilon 3.6^n} \right)^{\frac{1}{1-n}} \frac{1}{\ln \frac{\varepsilon}{\varepsilon - 1}}$

con: $\varepsilon = 3.94 - 8.21n + 6.23n^2$

Calcolato il coefficiente udometrico e nota la superficie colante che grava sul tratto si calcola la portata Q ($Q = u \cdot A$).

Fissato un diametro di primo tentativo della condotta si procede alla verifica per iterazione del grado di riempimento per mezzo delle scale di deflusso tabellate. Questo non deve essere maggiore del 90 %.

Verificato il grado di riempimento corrispondente al diametro fissato, si verifica inoltre che:

- la velocità ($v=Q/A$), per ogni singolo tratto, sia $V < 5,00$ m/s;
- la forza tangenziale τ , sia $\tau > 2$ Pa, per evitare ristagni di acqua in condotta.

TABELLE DI VERIFICA CON IL METODO DELL'INVASO

TRATTO 1													
W_0 [m ³ /ha]	u [l/s,ha]	Q [l/s]	D [m]	$Q/Ks\sqrt{i}$ [m ^{8/3}]	$AR_H^{2/3}/D^{8/3}$ [m]	A/D^2	y/D	A [m ²]	W_{op} [m ³]	Rh/D	Rh	$v=Q/A$	τ
40,0000	1077,44	193,94	0,40	0,0322	0,3706	0,68	0,81	0,1090	2,1808				
52,1156	779,74	140,35	0,40	0,0233	0,2682	0,60	0,71	0,0954	1,9085				
50,6027	808,33	145,50	0,40	0,0241	0,2780	0,60	0,71	0,0954	1,9085				
50,6027	808,33	145,50	0,40	0,0241	0,2780	0,59	0,71	0,0950	1,9008	0,2753	0,1101	1,5309	3,2375
TRATTO 2													
W_0 [m ³ /ha]	u [l/s,ha]	Q [l/s]	D [m]	$Q/Ks\sqrt{i}$ [m ^{8/3}]	$AR_H^{2/3}/D^{8/3}$ [m]	A/D^2	y/D	A [m ²]	W_{op} [m ³]	Rh/D	Rh	$v=Q/A$	τ
47,2939	877,98	228,80	0,40	0,0380	0,4372	0,68	0,81	0,1090	2,1808				
74,3510	505,06	131,62	0,40	0,0218	0,2515	0,58	0,69	0,0925	1,8496				
70,2418	541,40	141,09	0,40	0,0234	0,2696	0,60	0,71	0,0954	1,9085				
70,9723	534,60	139,32	0,40	0,0231	0,2662	0,60	0,71	0,0954	1,9085	0,2753	0,1101	1,4600	3,2375

TRATTO 3													
W_0 [m ³ /ha]	u [l/s,ha]	Q [l/s]	D [m]	$Q/Ks\sqrt{i}$ [m ^{8/3}]	$AR_H^{2/3}/D^{8/3}$ [m]	A/D^2	y/D	A [m ²]	W_{op} [m ³]	Rh/D	Rh	$v=Q/A$	τ
45,2837	925,84	334,42	0,50	0,0555	0,3524	0,63	0,75	0,1580	3,1595				
76,6903	486,29	175,65	0,50	0,0292	0,1851	0,44	0,55	0,1107	2,2130				
67,2817	570,65	206,12	0,50	0,0342	0,2172	0,48	0,59	0,1206	2,4110				
69,2499	550,89	198,98	0,50	0,0330	0,2097	0,48	0,59	0,1206	2,4110	0,2592	0,1296	1,6506	3,8102
TRATTO 4													
W_0 [m ³ /ha]	u [l/s,ha]	Q [l/s]	D [m]	$Q/Ks\sqrt{i}$ [m ^{8/3}]	$AR_H^{2/3}/D^{8/3}$ [m]	A/D^2	y/D	A [m ²]	W_{op} [m ³]	Rh/D	Rh	$v=Q/A$	τ
45,0104	932,72	448,83	0,50	0,0745	0,4730	0,68	0,81	0,1704	3,4075				
73,4062	513,01	246,86	0,50	0,0410	0,2602	0,50	0,71	0,1255	2,5090				
65,9187	585,11	281,55	0,50	0,0467	0,2967	0,56	0,67	0,1399	2,7970				
68,3187	560,08	269,51	0,50	0,0447	0,2840	0,63	0,75	0,1580	3,1595				
71,3396	531,23	255,63	0,50	0,0424	0,2694	0,61	0,73	0,1536	3,0715				
70,6062	537,99	258,88	0,50	0,0430	0,2728	0,61	0,73	0,1536	3,0715	0,2799	0,1400	1,6857	4,1145
TRATTO 5													
W_0 [m ³ /ha]	u [l/s,ha]	Q [l/s]	D [m]	$Q/Ks\sqrt{i}$ [m ^{8/3}]	$AR_H^{2/3}/D^{8/3}$ [m]	A/D^2	y/D	A [m ²]	W_{op} [m ³]	Rh/D	Rh	$v=Q/A$	τ
45,1089	930,23	559,25	0,63	0,0928	0,3182	0,68	0,81	0,2705	5,4097				
90,1902	398,87	239,80	0,63	0,0398	0,1365	0,40	0,51	0,1598	3,1966				
71,7476	527,54	317,16	0,63	0,0526	0,1805	0,42	0,53	0,1678	3,3554				
73,0706	515,89	310,16	0,63	0,0515	0,1765	0,42	0,53	0,1678	3,3554	0,2948	0,1857	1,8487	5,4603
TRATTO 6													
W_0 [m ³ /ha]	u [l/s,ha]	Q [l/s]	D [m]	$Q/Ks\sqrt{i}$ [m ^{8/3}]	$AR_H^{2/3}/D^{8/3}$ [m]	A/D^2	y/D	A [m ²]	W_{op} [m ³]	Rh/D	Rh	$v=Q/A$	τ
44,6525	941,87	679,27	0,63	0,1127	0,3865	0,68	0,81	0,2705	5,4097				
89,7337	401,35	289,45	0,63	0,0480	0,1647	0,40	0,51	0,1598	3,1966				
71,2911	531,68	383,44	0,63	0,0636	0,2182	0,48	0,59	0,1914	3,8277				
76,5500	487,38	351,50	0,63	0,0583	0,2000	0,48	0,59	0,1914	3,8277	0,3031	0,1910	1,8366	5,6140
TRATTO 7													
W_0 [m ³ /ha]	u [l/s,ha]	Q [l/s]	D [m]	$Q/Ks\sqrt{i}$ [m ^{8/3}]	$AR_H^{2/3}/D^{8/3}$ [m]	A/D^2	y/D	A [m ²]	W_{op} [m ³]	Rh/D	Rh	$v=Q/A$	τ
44,5503	944,51	794,52	0,63	0,1319	0,4521	0,68	0,81	0,2705	5,4097				
89,6315	401,91	338,08	0,63	0,0561	0,1924	0,46	0,51	0,1836	3,6713				
75,1447	498,54	419,37	0,63	0,0696	0,2386	0,54	0,65	0,2145	4,2897				
80,2977	459,72	386,72	0,63	0,0642	0,2201	0,52	0,63	0,2069	4,1373				
79,0277	468,77	394,33	0,63	0,0654	0,2244	0,52	0,63	0,2069	4,1373	0,2592	0,1633	1,9062	4,8009
TRATTO 8													
W_0 [m ³ /ha]	u [l/s,ha]	Q [l/s]	D [m]	$Q/Ks\sqrt{i}$ [m ^{8/3}]	$AR_H^{2/3}/D^{8/3}$ [m]	A/D^2	y/D	A [m ²]	W_{op} [m ³]	Rh/D	Rh	$v=Q/A$	τ
44,3043	950,92	914,03	0,63	0,1517	0,5201	0,68	0,81	0,2705	5,4097				
89,3855	403,26	387,61	0,63	0,0643	0,2206	0,52	0,51	0,2069	4,1373				
78,7817	470,56	452,30	0,63	0,0751	0,2574	0,58	0,69	0,2294	4,5882				
82,5390	444,51	427,27	0,63	0,0709	0,2431	0,56	0,67	0,2220	4,4405				
81,3086	452,75	435,18	0,63	0,0722	0,2476	0,56	0,67	0,2220	4,4405	0,2703	0,1703	1,9600	5,0065

TRATTO 9													
W_0 [m ³ /ha]	u [l/s,ha]	Q [l/s]	D [m]	$Q/Ks\sqrt{i}$ [m ^{8/3}]	$AR_H^{2/3}/D^{8/3}$ [m]	A/D ²	y/D	A [m ²]	W_{op} [m ³]	Rh/D	Rh	v=Q/A	τ
44,1070	956,12	1033,76	0,63	0,1716	0,5882	0,68	0,81	0,2705	5,4097				
89,1883	404,35	437,18	0,63	0,0726	0,2488	0,56	0,53	0,2220	4,4405				
81,1113	454,09	490,97	0,63	0,0815	0,2794	0,61	0,73	0,2438	4,8763				
84,7430	430,42	465,37	0,63	0,0772	0,2648	0,60	0,71	0,2367	4,7342				
83,5589	437,89	473,45	0,63	0,0786	0,2694	0,60	0,71	0,2367	4,7342	0,2842	0,1790	2,0001	5,2640
TRATTO 10													
W_0 [m ³ /ha]	u [l/s,ha]	Q [l/s]	D [m]	$Q/Ks\sqrt{i}$ [m ^{8/3}]	$AR_H^{2/3}/D^{8/3}$ [m]	A/D ²	y/D	A [m ²]	W_{op} [m ³]	Rh/D	Rh	v=Q/A	τ
44,1724	954,39	981,21	0,63	0,1629	0,5583	0,68	0,81	0,2705	5,4097				
89,2537	403,99	415,34	0,63	0,0689	0,2363	0,44	0,55	0,1757	3,5134				
73,4504	512,63	527,04	0,63	0,0875	0,2999	0,56	0,67	0,2220	4,4405				
81,1768	453,65	466,39	0,63	0,0774	0,2654	0,56	0,67	0,2220	4,4405	0,2917	0,1838	2,1006	5,4029
TRATTO 11													
W_0 [m ³ /ha]	u [l/s,ha]	Q [l/s]	D [m]	$Q/Ks\sqrt{i}$ [m ^{8/3}]	$AR_H^{2/3}/D^{8/3}$ [m]	A/D ²	y/D	A [m ²]	W_{op} [m ³]	Rh/D	Rh	v=Q/A	τ
44,3864	948,77	861,58	0,63	0,1430	0,4903	0,68	0,81	0,2705	5,4097				
89,4676	402,81	365,79	0,63	0,0607	0,2081	0,50	0,61	0,1992	3,9833				
77,5805	479,48	435,42	0,63	0,0723	0,2478	0,56	0,67	0,2220	4,4405				
81,3907	452,19	410,63	0,63	0,0682	0,2337	0,54	0,65	0,2145	4,2897				
80,1339	460,87	418,52	0,63	0,0695	0,2382	0,54	0,65	0,2145	4,2897				
80,1339	460,87	418,52	0,63	0,0695	0,2382	0,54	0,65	0,2145	4,2897	0,2917	0,1838	1,9513	5,4029
TRATTO 12													
W_0 [m ³ /ha]	u [l/s,ha]	Q [l/s]	D [m]	$Q/Ks\sqrt{i}$ [m ^{8/3}]	$AR_H^{2/3}/D^{8/3}$ [m]	A/D ²	y/D	A [m ²]	W_{op} [m ³]	Rh/D	Rh	v=Q/A	τ
44,1169	955,86	753,31	0,63	0,1250	0,4287	0,68	0,81	0,2705	5,4097				
89,1981	404,30	318,63	0,63	0,0529	0,1813	0,44	0,55	0,1757	3,5134				
73,3949	513,11	404,38	0,63	0,0671	0,2301	0,54	0,65	0,2145	4,2897				
79,8643	462,77	364,71	0,63	0,0605	0,2075	0,48	0,59	0,1914	3,8277				
76,0144	491,58	387,41	0,63	0,0643	0,2205	0,50	0,61	0,1992	3,9833				
77,3109	481,52	379,49	0,63	0,0630	0,2159	0,50	0,61	0,1992	3,9833	0,2975	0,1874	1,9054	5,5103
TRATTO 13													
W_0 [m ³ /ha]	u [l/s,ha]	Q [l/s]	D [m]	$Q/Ks\sqrt{i}$ [m ^{8/3}]	$AR_H^{2/3}/D^{8/3}$ [m]	A/D ²	y/D	A [m ²]	W_{op} [m ³]	Rh/D	Rh	v=Q/A	τ
44,4634	946,76	632,53	0,5	0,1050	0,6666	0,68	0,81	0,1704	3,4075				
77,3543	481,19	321,49	0,5	0,0534	0,3388	0,63	0,75	0,1580	3,1595				
74,9605	500,04	334,08	0,5	0,0554	0,3521	0,67	0,79	0,1664	3,3275				
76,5821	487,13	325,45	0,5	0,0540	0,3430	0,65	0,77	0,1622	3,2445				
75,7810	493,43	329,66	0,5	0,0547	0,3474	0,65	0,77	0,1622	3,2445	0,2998	0,1499	2,0321	4,4071
TRATTO 14													
W_0 [m ³ /ha]	u [l/s,ha]	Q [l/s]	D [m]	$Q/Ks\sqrt{i}$ [m ^{8/3}]	$AR_H^{2/3}/D^{8/3}$ [m]	A/D ²	y/D	A [m ²]	W_{op} [m ³]	Rh/D	Rh	v=Q/A	τ
45,1196	929,96	524,96	0,5	0,0871	0,5533	0,68	0,81	0,1704	3,4075				
89,3728	403,33	227,68	0,5	0,0378	0,2399	0,48	0,59	0,1206	2,4110				
76,4313	488,31	275,65	0,5	0,0458	0,2905	0,63	0,75	0,1580	3,1595				

86,1520	421,84	238,13	0,5	0,0395	0,2510	0,60	0,71	0,1491	2,9820				
83,8468	436,05	246,15	0,5	0,0409	0,2594	0,60	0,71	0,1491	2,9820	0,2998	0,1499	1,6509	4,4071
TRATTO 15													
W_0 [m ³ /ha]	u [l/s,ha]	Q [l/s]	D [m]	$Q/Ks\sqrt{i}$ [m ^{8/3}]	$AR_H^{2/3}/D^{8/3}$ [m]	A/D ²	y/D	A [m ²]	W_{op} [m ³]	Rh/D	Rh	v=Q/A	τ
44,8441	936,95	456,76	0,5	0,0758	0,4814	0,68	0,81	0,1704	3,4075				
81,7218	449,95	219,35	0,5	0,0364	0,2312	0,54	0,65	0,1351	2,7020				
74,0865	507,26	247,29	0,5	0,0410	0,2606	0,60	0,71	0,1491	2,9820				
77,1168	483,01	235,46	0,5	0,0391	0,2482	0,58	0,69	0,1445	2,8900				
76,1212	490,74	239,23	0,5	0,0397	0,2521	0,58	0,69	0,1445	2,8900	0,2998	0,1499	1,6556	4,4071
TRATTO 16													
W_0 [m ³ /ha]	u [l/s,ha]	Q [l/s]	D [m]	$Q/Ks\sqrt{i}$ [m ^{8/3}]	$AR_H^{2/3}/D^{8/3}$ [m]	A/D ²	y/D	A [m ²]	W_{op} [m ³]	Rh/D	Rh	v=Q/A	τ
48,0971	860,09	339,82	0,5	0,0564	0,3581	0,67	0,79	0,1664	3,3275				
89,8999	400,44	158,21	0,5	0,0263	0,1667	0,40	0,51	0,1007	2,0135				
73,3923	513,13	202,74	0,5	0,0336	0,2137	0,50	0,61	0,1255	2,5090				
79,6172	464,53	183,54	0,5	0,0305	0,1934	0,46	0,57	0,1156	2,3125				
77,1486	482,76	190,74	0,5	0,0317	0,2010	0,48	0,59	0,1206	2,4110				
78,3861	473,46	187,07	0,5	0,0310	0,1971	0,47	0,58	0,1181	2,3615				
77,7642	478,10	188,90	0,5	0,0314	0,1991	0,47	0,58	0,1181	2,3615	0,2998	0,1499	1,5998	4,4071
TRATTO 17													
W_0 [m ³ /ha]	u [l/s,ha]	Q [l/s]	D [m]	$Q/Ks\sqrt{i}$ [m ^{8/3}]	$AR_H^{2/3}/D^{8/3}$ [m]	A/D ²	y/D	A [m ²]	W_{op} [m ³]	Rh/D	Rh	v=Q/A	τ
46,6668	892,42	281,56	0,4	0,0467	0,6815	0,68	0,81	0,1090	4,0345				
102,7012	340,31	107,37	0,4	0,0178	0,2052	0,40	0,51	0,0644	2,3840				
79,7776	463,39	146,20	0,4	0,0243	0,5964	0,68	0,81	0,1090	4,0345				
102,7012	340,31	107,37	0,4	0,0178	0,2052	0,40	0,51	0,0644	2,3840				
79,7776	463,39	146,20	0,4	0,0243	0,2794	0,56	0,67	0,0895	3,3116				
92,6619	385,90	121,75	0,4	0,0202	0,2326	0,54	0,65	0,0865	3,1992				
91,0996	394,01	124,31	0,4	0,0206	0,2375	0,54	0,65	0,0865	3,1992	0,2998	0,1199	1,4377	3,5256
TRATTO 18													
W_0 [m ³ /ha]	u [l/s,ha]	Q [l/s]	D [m]	$Q/Ks\sqrt{i}$ [m ^{8/3}]	$AR_H^{2/3}/D^{8/3}$ [m]	A/D ²	y/D	A [m ²]	W_{op} [m ³]	Rh/D	Rh	v=Q/A	τ
46,6668	892,42	217,30	0,40	0,0361	0,4152	0,68	0,81	0,1090	2,1808				
68,4966	558,31	135,95	0,40	0,0226	0,2598	0,65	0,77	0,1038	2,0765				
67,4523	568,89	138,52	0,40	0,0230	0,2647	0,67	0,79	0,1065	2,1296				
67,9841	563,45	137,20	0,40	0,0228	0,2622	0,66	0,78	0,1052	2,1034				
67,7214	566,13	137,85	0,40	0,0229	0,2634	0,66	0,78	0,1052	2,1034	0,2531	0,1012	1,3108	2,98
TRATTO 19													
W_0 [m ³ /ha]	u [l/s,ha]	Q [l/s]	D [m]	$Q/Ks\sqrt{i}$ [m ^{8/3}]	$AR_H^{2/3}/D^{8/3}$ [m]	A/D ²	y/D	A [m ²]	W_{op} [m ³]	Rh/D	Rh	v=Q/A	τ
40,0000	1077,44	262,36	0,40	0,0435	0,5013	0,68	0,81	0,1090	2,1808				
61,8298	632,74	154,07	0,40	0,0256	0,2944	0,65	0,77	0,1038	2,0765				
60,7856	646,05	157,31	0,40	0,0261	0,3006	0,67	0,79	0,1065	2,1296				
61,3173	639,21	155,65	0,40	0,0258	0,2974	0,66	0,78	0,1052	2,1034				
61,0547	642,57	156,47	0,40	0,0260	0,2990	0,66	0,78	0,1052	2,1034	0,2531	0,1012	1,4878	2,9765

Legenda:

L = lunghezza del tratto

w_0 = volume dei piccoli invasi; rappresenta la quantità di acqua che resta invasata sul terreno prima che possa cominciare a defluire

Q = portata di pioggia totale che affluisce al tratto in esame

D = diametro ipotizzato da verificare;

k_s = coefficiente di Gauckler-Strickler;

i = pendenza di ogni singolo tratto;

R_H = raggio idraulico;

y/D = grado di riempimento;

w_{op} = volume invasato da ogni singolo tratto ($= A * L$)

2.3 Verifica statica delle tubazioni

La verifica statica delle condotte fognarie viene fatta con il criterio della massima deformazione ammissibile, in quanto il cedimento di queste tubazioni avviene per eccesso di ovalizzazione.

Le tubazioni, infatti, presentano una resistenza propria molto bassa, e buona parte della capacità di sopportare i carichi verticali deriva dalla spinta passiva indotta orizzontalmente dal movimento della parete.

La capacità di un tubo flessibile di deformarsi, e quindi di utilizzare favorevolmente la spinta passiva, consente di sopportare carichi di terra e sovraccarichi in modo efficace.

Nel calcolo vengono considerati i seguenti fattori:

- forza verticale trasmessa dal peso della terra sovrastante;
- forza verticale trasmessa dai veicoli transitanti;
- distribuzione delle forze verticali lungo la tubazione;
- calcolo della deformazione del tubo sono i carichi previsti;
- confronto con la massima deformazione accettabile.

Non viene considerata la componente dovuta all'acqua per essere in condizioni di sicurezza.

2.3.1 Definizione del peso di ricoprimento del terreno

Per larghezza B di una trincea si intende quella misurata al livello della generatrice inferiore del tubo posato, sia per scavo a pareti verticali che per scavo a pareti inclinate.

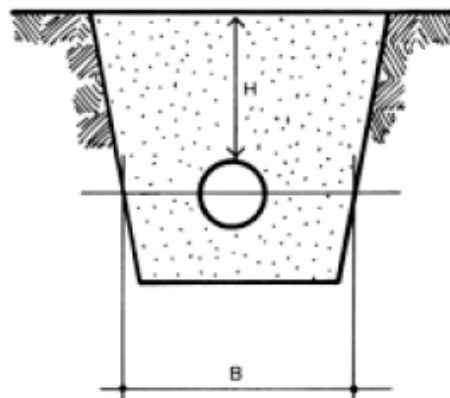
Per altezza del riempimento H si intende quella misurata tra la generatrice superiore della tubazione posata ed il piano di campagna.

La larghezza minima da assegnare alla trincea è stata quella determinata dal valore del diametro D della tubazione aumentato di cm 25 da ciascun lato della tubazione.

$$B = D + 50 \text{ cm}$$

La natura del fondo della trincea o più in generale del terreno in cui la tubazione troverà il suo appoggio deve avere resistenza uniforme e tale da escludere ogni possibilità di cedimenti differenziali da un punto all'altro della tubazione.

Al fondo della trincea livellato e liberato da ogni traccia di pietrame, si sovrappone un letto di posa in cls così da avere la superficie d'appoggio della tubazione perfettamente piana e da potere esercitare l'appoggio su materiali di natura tale che assicurino la ripartizione uniforme dei carichi lungo l'intera tubazione.



Per il calcolo del carico agente dovuto al terreno, si fa riferimento al metodo Imhoff, Gaube, Rottner e allo studio di Marston, i quali esprimono l'equilibrio alla traslazione verticale del prisma con una equazione differenziale che, integrata, individua la forza verticale totale per un'unità di lunghezza.

Il carico dovuto al rinterro, Q_t , è valutato mediante la relazione

$$Q_t = C_g * g_t * B * D \text{ [daN/cm]}$$

indicando con:

g_t il peso specifico del rinterro;

C_g il coefficiente di carico del terreno, desumibile dal diagramma di Marston o dalla equazione che rappresenta il diagramma, dipende dal rapporto H/B e al tipo di terreno sede dello scavo:

$$C_g = \frac{1 - e^{-2 * \frac{H}{B} * K * \text{tg} \varphi}}{2 * K * \text{tg} \varphi};$$

f angolo di attrito interno del terreno;

$K = \text{tg}^2 (45^\circ - f)$;

2.3.2 Definizione del sovraccarico mobile

Lo schema di carico utilizzato per la determinazione dei sovraccarichi mobili è quello relativo ad una condizione di carico pesante.

Nell'ipotesi di terreno elastico, omogeneo ed isotropo, l'effetto di un sovraccarico mobile concentrato può essere valutato mediante la relazione:

$$P = \frac{n * T}{2 * \pi * H^2} \text{ [daN]}$$

indicando con:

n coefficiente del terreno = 3 (compatto);

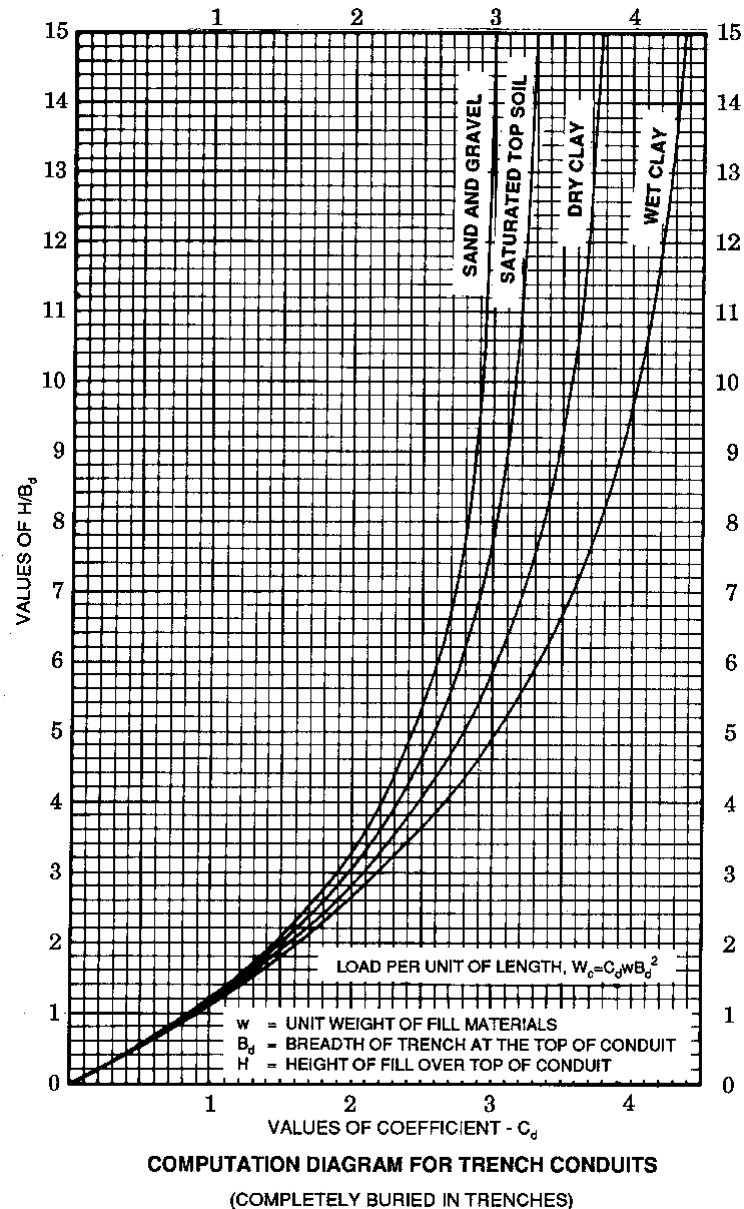
T carico massimo per ruota KN 100 (traffico pesante);

Il carico Q_p su un anello di condotta lungo 1 cm, risulta essere definito dalla seguente relazione:

$$Q_p = f \cdot P \cdot B \text{ [daN/cm]}$$

Indicando con f il coefficiente correttivo per l'effetto dinamico dei carichi applicati:

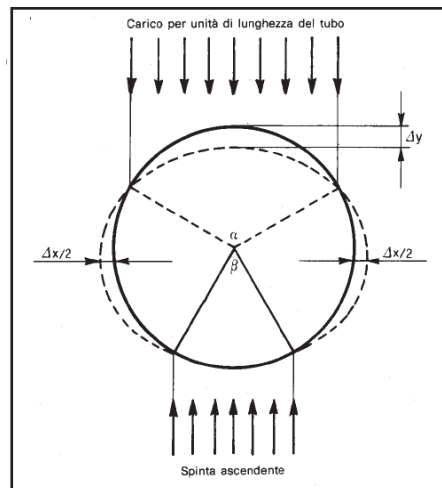
$$f = 1 + \frac{60}{H}$$



2.3.3 Fenomeno della ovalizzazione delle tubazioni

La tubazione, ovalizzandosi, esercita una spinta sul terreno circostante, provocandone una reazione laterale, tanto più efficace quanto maggiore è il grado di compattazione del rinfiacco, che contrasta l'ovalizzazione della condotta contribuendo a migliorarne la stabilità. Si genera, in definitiva, un carico

radiale sulla condotta, che conduce ad una sollecitazione di compressione sulle pareti del tubo analoga a quella tipica dell'arco.



Ai fini del calcolo, le deformazioni di un anello elastico semplicemente appoggiato lungo la generatrice inferiore e sottoposto ad un carico unitario Q lungo la generatrice superiore possono essere valutate, nell'ipotesi di carico distribuito sull'intera semisezione del tubo dalla relazione (Spangler, 1948)

$$\Delta = \frac{N_{\Delta} * Q * D^3}{8 * E * I}$$

indicando con:

E il modulo elastico del materiale;

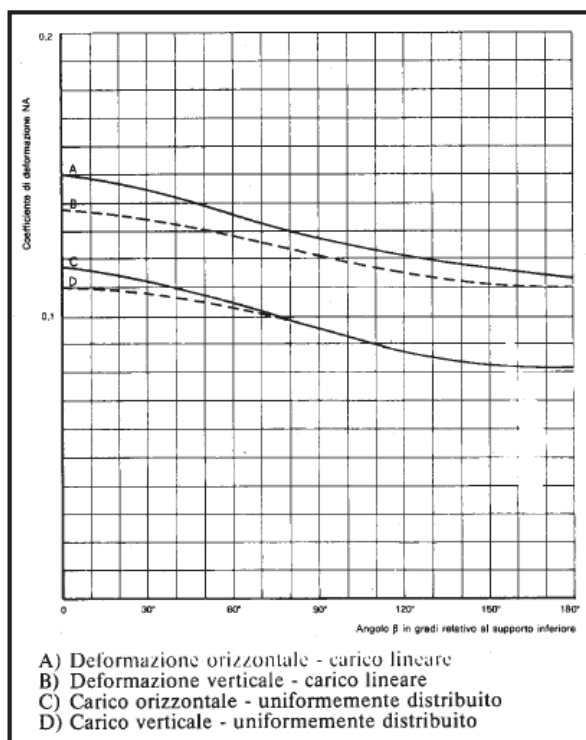
$I = s^3/12$ il momento d'inerzia della parete del tubo;

N_D coefficienti variabili in funzione di a e b ;

a angolo di distribuzione del carico;

b angolo di supporto del letto di posa;

I valori di N_{Dx} ed N_{Dy} , calcolati teoricamente sono rappresentati nella figura seguente:



Da tale diagramma appare che l'andamento della flessione verticale è assai simile a quello della flessione orizzontale e ciò anche nei casi estremi, cioè per:

$\alpha = 0^\circ = \text{carico concentrato sulla generatrice superiore del tubo};$

$\alpha = 180^\circ = \text{carico distribuito sull'intera semisezione del tubo}.$

Ponendo $\alpha = 180^\circ$ e quindi $\beta = 180^\circ$ si ricava $N\Delta y = N\Delta x = 0,083$

La formula di Spangler diventa:

$$\Delta_x = \Delta_y = \frac{0,083 * Q * D^3}{8 * E * I}$$

Le deformazioni effettive della condotta, tenendo conto della reazione laterale del terreno, possono desumersi dalla relazione:

$$\Delta_x = \Delta_y = \frac{0,083 * Q * D^3}{8 * E * I + 0,061 * E_s * D^3}$$

e per un tubo liscio:

$$\Delta_x = \Delta_y = \frac{0,125 * Q}{E * \left(\frac{s}{D}\right)^3 + 0,0915 * E_s}$$

indicando con E_s il modulo di elasticità del rinfiacco.

La suddetta formula è valida per determinare la deformazione iniziale per $t = 0$. Per tenere conto delle variazioni nel tempo sia delle caratteristiche del PVC, sia del comportamento del terreno, si inserisce nella suddetta formula un coefficiente T .

Si ottiene pertanto:

$$\Delta x = \Delta y = \frac{0,125 * Q * T}{\frac{E}{T} * \left(\frac{s}{D}\right)^3 + 0,0915 * E s}$$

dove T = 2 (valore normalmente raccomandato).

I valori massimi di riferimento sono definiti dalla IDO/DTR 7073:

Tipo UNI	deformazione diametrale $\Delta x/D$	
	dopo 1/3 mesi	dopo 2 anni
SN4	5% valore medio 8% volre max.	10% valore max.
SN2	5% valore max.	8% valore max.
Valori raccomandati da ISO/DTR 7073		

Un tubo caratterizzato da pareti mobili molto sottili, invece che per sovratensioni o per eccessiva deformazione diametrale, si può rompere anche per collasso. Per gli spessori previsti per i tipi UNI SN4 ed UNI SN8 il collasso non è pericoloso. Il valore 5% imposto alla deformazione è il vincolo più limitativo.

E' evidente, comunque, in definitiva, che per le tubazioni elastiche la fase di posa in opera assume fondamentale importanza ai fini dell'affidabilità dell'opera.

2.3.4 Risultati delle verifiche statiche

PARAMETRI GEOMETRICI						CARICO DEL TERRENO		SOVRACCARICO MOBILE		VALORI FINALI	
Pozzetto	D [cm]	s [cm]	Di [cm]	H [cm]	B [cm]	Cg	Qt [daN/cm]	P [daN/cmq*]	Qp [daN/cm]	Q [daN/cm]	Dx=Dy
a	40	0,98	38,04	50	90	0,56	3,44	1,91	378,34	381,78	0,02
b	40	0,98	38,04	56	90	0,63	3,86	1,52	283,99	287,84	0,01
c ingresso	40	0,98	38,04	62	90	0,70	4,27	1,24	220,08	224,36	0,01
c uscita	50	1,23	47,54	62	100	0,63	5,34	1,24	244,54	249,87	0,01
d	50	1,23	47,54	68	100	0,69	5,86	1,03	194,47	200,33	0,01
e ingresso	50	1,23	47,54	74	100	0,75	6,38	0,87	157,97	164,35	0,01
e uscita	63	1,54	59,92	74	113	0,66	8,03	0,87	178,50	186,53	0,01
f	63	1,54	59,92	80	113	0,72	8,69	0,75	147,60	156,29	0,01
g	63	1,54	59,92	86	113	0,77	9,35	0,65	123,91	133,26	0,01
h	63	1,54	59,92	92	113	0,83	10,01	0,56	105,37	115,39	0,01
i	63	1,54	59,92	98	113	0,88	10,68	0,50	90,62	101,30	0,00
l sinistra	63	1,54	59,92	104	113	0,94	11,35	0,44	78,70	90,05	0,00
l destra	63	1,54	59,92	115	113	1,04	12,57	0,36	62,11	74,68	0,00
m	63	1,54	59,92	109	113	0,98	11,90	0,40	70,44	82,35	0,00
n	63	1,54	59,92	103	113	0,93	11,23	0,45	80,52	91,76	0,00
o uscita	63	1,54	59,92	97	113	0,87	10,57	0,51	92,86	103,43	0,00
o ingresso	50	1,23	47,54	97	100	0,99	8,41	0,51	82,18	90,58	0,00
p	50	1,23	47,54	91	100	0,93	7,88	0,58	95,72	103,60	0,00

q	50	1,23	47,54	85	100	0,86	7,35	0,66	112,79	120,14	0,01
r	50	1,23	47,54	79	100	0,80	6,82	0,77	134,68	141,50	0,01
S _{uscita}	50	1,23	47,54	73	100	0,74	6,30	0,90	163,32	169,62	0,01
S _{ingresso}	40	0,98	38,04	73	90	0,82	5,05	0,90	146,99	152,03	0,01
t	40	0,98	38,04	62	90	0,70	4,27	1,24	220,08	224,36	0,01
u	40	0,98	38,04	56	90	0,63	3,86	1,52	283,99	287,84	0,01
V _{uscita}	40	0,98	38,04	50	90	0,56	3,44	1,91	378,34	381,78	0,02

Legenda:

Pozzetto: collettori in ingresso e in uscita nel singolo pozzetto;

D = Diametro esterno delle condotte [cm];

s = spessore delle condotte di tipo SN 4 KN/m²;

D_i = diametro interno delle condotte [cm];

H = misurata tra la generatrice superiore della tubazione posata ed il piano di campagna [cm];

B = misurata al livello della generatrice inferiore del tubo posato, sia per scavo a pareti verticali che per scavo a pareti inclinate; la larghezza minima da assegnare alla trincea è stata quella determinata dal valore del diametro D della tubazione aumentato di cm 25 da ciascun lato della tubazione (B = D + 50 cm);

C_g = coefficiente di carico del terreno;

Q_t = carico dovuto al rinterro;

P = sovraccarico mobile concentrato;

Q_p = carico su un anello di condotta lungo 1 cm;

Q = carico unitario lungo la generatrice superiore utilizzato ai fini del calcolo delle deformazioni di un anello elastico semplicemente appoggiato lungo la generatrice inferiore;

Δx = Δy = deformazioni effettive della condotta calcolate considerando il coefficiente T = 2 (per tenere conto delle variazioni nel tempo delle caratteristiche del PVC e del comportamento del terreno).

Comunque nel progetto, per sicurezza, è previsto un rinfianco della tubazione in cls (vedi particolare Tavola 11).

3. Impianto trattamento acque di prima pioggia

Uno degli obiettivi primari ai fini della tutela dei corpi idrici ricettori è la gestione delle acque di prima pioggia. Tali acque infatti, costituite da un notevole carico inquinante comprendente metalli, composti organici e inorganici sottoforma di sostanze disciolte, colloidali e sospese, sono poi scaricate nei corpi idrici ricettori nel corso di rapidi transitori.

Le acque di prima pioggia necessitano pertanto di opportuni trattamenti al fine di assicurare la salvaguardia degli ecosistemi acquatici conformemente agli obiettivi di qualità fissati dalle Direttive Europee 2000/60/CEE (direttiva quadro nel settore delle risorse idriche) e 91/271/CEE (Concernente il trattamento delle acque reflue urbane).

3.1 Schema di processo

Le acque piovane, scorrendo sulle superfici scoperte impermeabili degli insediamenti, raccolgono le sostanze inquinanti ivi depositate. Il tipo di contaminazione presente è vario: polvere, inerti, sostanze organiche, residui vegetali, idrocarburi ed oli.

L'entità dell'inquinamento delle acque di dilavamento dipende:

- a) dall'intensità dell'evento meteorico;*
- b) dalla distanza dall'ultimo evento piovoso;*
- c) dal tipo e dallo stato della superficie dilavata;*
- d) dal parco mezzi normalmente transitante;*
- e) dalla distanza da aree produttive con particolari emissioni atmosferiche;*
- f) dall'eventuale vicinanza a piazzole rifiuti.*

Il trattamento delle acque di prima pioggia prevede un sistema di grigliatura, dissabbiatura e disoleatura. Le acque di prima pioggia vengono convogliate tramite un pozzetto di by-pass (separatore acque di prima pioggia dalle acque di seconda pioggia) in apposite vasche dette "Vasche di prima pioggia". Il sistema di trattamento prevede 3 fasi distinte:

- 1. Separare tramite un pozzetto scolmatore le prime acque meteoriche, che risultano inquinate, dalle seconde.*
- 2. Accumulare temporaneamente le prime acque meteoriche molto inquinate perché dilavano le strade ed i piazzali, per permettere, durante il loro temporaneo stoccaggio, la sedimentazione delle sostanze solide;*
- 3. Convogliare le acque temporaneamente stoccate ad una unità di trattamento per la separazione degli idrocarburi.*

Nella pratica corrente, le acque di prima pioggia vengono separate da quelle successive (seconda pioggia) e rilanciate all'unità di trattamento (disoleatori) tramite un bacino di accumulo interrato di capacità tale da contenere tutta la quantità di acque meteoriche di dilavamento risultante dai primi 5mm di pioggia caduta sulla superficie scolante di pertinenza dell'impianto (vasche di prima pioggia) (Figura 1).

Il bacino è preceduto da un pozzetto separatore o scolmatore (by-pass) che contiene al proprio interno uno stramazzo su cui sfiorano le acque di seconda pioggia, dal momento in cui il pelo libero dell'acqua nel bacino raggiunge il livello della soglia dello stramazzo e chiude l'ingresso alla vasca per mezzo di una valvola.

Le prime piogge confluite nell'accumulo azionano il sensore galleggiante che avvia il temporizzatore del quadro comandi. Trascorse 48 ore dall'inizio dell'evento (intervallo di tempo che si può modificare e impostare secondo specifiche richieste), in assenza di pioggia, la pompa dell'accumulo si avvia e lo svuota. In presenza di pioggia il sensore posto nel pozzetto deviatore non dà il consenso all'avvio della pompa che è ulteriormente rinviato.

In parallelo è previsto il trattamento di disoleazione delle prime piogge avviate alla fognatura per mezzo di un pozzetto per la separazione degli olii a coalescenza.

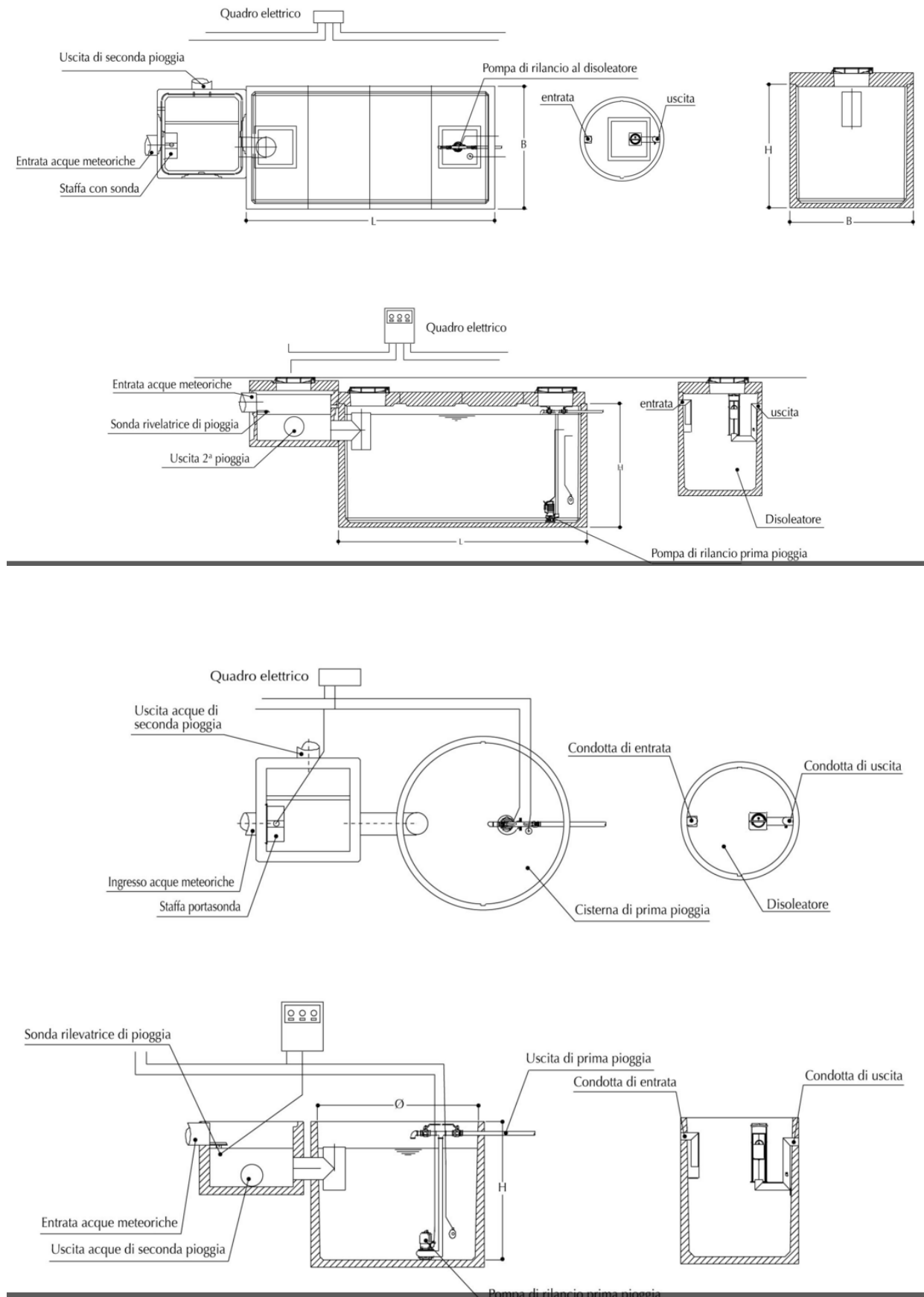


Figura 1. Funzionamento della vasca di prima pioggia

3.2 Descrizione dell'impianto di trattamento delle acque meteoriche

L'impianto di trattamento delle acque meteoriche sarà costituito da un impianto di prima pioggia in discontinuo dimensionato per raccogliere le acque cadute su una superficie scolante impermeabile di 21.000 mq.

I dati utilizzati per il dimensionamento sono:

- *area superficie impermeabile: 21.000 mq;*
- *coefficiente di afflusso: 1 (cautelativo);*
- *volume utile di accumulo I pioggia: 105,00 mc rif.to 5,00 mm su mq;*
- *volume utile di decantazione: 15,00 mc;*
- *peso specifico oli in ingresso: 0,85 g/cm³;*
- *tipo disoleatore: classe I (EN858);*
- *normativa di riferimento scarico trattato (parametri: solidi sospesi + idrocarburi) = tab. 3 all. 5 D.Lgs. 152/2006 - corpo idrico superficiale.*

L'impianto sarà così composto:

- *n. 1 POZZETTO DEVIATORE/SCOLMATORE monoblocco prefabbricato in C.A. avente dimensioni esterne 160,00 x 180,00 x (h=200,00) cm e peso 50,00 ql;*
- *n. 1 COPERTURA CARRABILE per traffico pesante (carichi stradali di I categoria) monoblocco prefabbricata in C.A. avente dimensioni esterne 160,00 x 180,00 x (spessore=20,00) cm e peso 14,00 ql con chiusini in ghisa;*
- *n. VASCA DI DECANTAZIONE/ACCUMULO/RILANCIO monoblocco prefabbricata in C.A. avente dimensioni esterne 250,00 x 950,00 x (h=250,00) cm, volume utile 40,00 mc e peso 260,00 ql;*
- *n. 2 VASCHE DI DECANTAZIONE/ACCUMULO monoblocco prefabbricata in C.A. avente dimensioni esterne 250,00 x 950,00 x (h=250,00) cm cad., volume utile 40,00 mc e peso 250,00 ql;*
- *n. 3 COPERTURE CARRABILI per traffico pesante (carichi stradali di I categoria) monoblocco prefabbricata in C.A. avente dimensioni esterne 250,00 x 950,00(325,00+625,00) x (spessore=20,00) cm e peso 114,00 (38,00+76,00) ql con chiusini in ghisa;*
- *n. 1 DISOLEATORE STATICO PER SEPARAZIONE GRASSI/OLI MINERALI E IDROCARBURI NON EMULSIONATI monoblocco prefabbricato in C.A. avente dimensioni esterne 160,00 x 250,00 x (h=250,00) cm cad., volume utile 6,70 mc e peso 65,00 ql;*
- *n. 1 COPERTURA CARRABILE per traffico pesante (carichi stradali di I categoria) monoblocco prefabbricata in C.A. avente dimensioni esterne 160,00 x 250,00 x (spessore=20,00) cm e peso 18,00 ql con chiusini in ghisa.*

L'impianto descritto è dettagliato nella Tavola 11.

4. Impianto di adduzione idrica

L'adduzione idrica in una banchina portuale ha lo scopo di garantire l'approvvigionamento dell'acqua potabile alle navi, nonché di alimentare i dispositivi di prevenzione ed estinzione degli incendi, laddove dovuti, in relazione alle tipologie d'uso ed ai livelli di pericolosità effettivamente ricorrenti.

In base a quanto sopra, è necessario allestire prese di prelievo dell'acqua potabile lungo il ciglio della predetta banchina portuale, idonee a garantire almeno una portata di 70,00 mc/h ed una pressione minima di 2 bar. Ciò in conformità con i canoni della moderna operatività portuale oltre che a quanto previsto dalla norma UNI 9182:2014 recante i criteri tecnici ed i parametri per il dimensionamento delle reti di distribuzione dell'acqua destinata al consumo umano.

Nel seguito si riportano le scelte progettuali relative all'impianto di adduzione idrica asservito alla banchina interessata dal progetto di *"banchinamento fronte esterno molo Clementino di Ancona"*.

Sentito il gestore "Multiservizi Spa" di Ancona, vi è la possibilità di allacciarsi ad un punto presa esistente del pubblico acquedotto avente diametro \varnothing 100,00 mm (vedi Tavola 9), richiedendo l'installazione di un contatore di erogazione idrica, aventi le seguenti caratteristiche:

- $Q = 100,00 \text{ mc/h}$, $P = 4,00 \text{ atm}$.

Il progetto si propone di individuare un sistema di adduzione che sia in grado di assicurare, nel punto più sfavorevole, una erogazione idrica con le seguenti caratteristiche:

- $Q = 70,00 \text{ mc/h}$, $P = 2,00 \text{ atm}$.

4.1. Descrizione dei lavori

Per l'alimentazione dell'acqua potabile, verrà realizzata una condotta principale interrata in polietilene ad alta densità PN 20, del diametro esterno \varnothing 140,00 mm, a tergo della banchina interessata dall'intervento.

Da tale condotta principale saranno derivate le linee secondarie di alimentazione dei punti di presa dell'acqua, ciascuna costituita da un tubo sempre in polietilene ad alta densità del diametro esterno \varnothing 90,00 mm, da inserire all'interno dei cunicoli di cui le strutture della banchina verranno predisposte. Le condotte saranno alloggiare all'interno di un apposito scavo su un letto di sabbia lavata (granulometria 0/3 ÷ 0/4 mm) e rinfiancata con il medesimo materiale

Per le prese d'acqua, composte da saracinesche in ottone, si utilizzeranno pozzetti delle dimensioni 50,00 x 50,00 cm c.ca.

Nuovi pozzetti di ispezione dovranno essere realizzati in corrispondenza degli innesti delle linee secondarie sulla condotta principale. In essi verranno inseriti appositi raccordi in polietilene di tipo flessibile idonei a compensare le deformazioni eventualmente derivanti nel tempo dagli assestamenti delle strutture di banchina o del terrapieno a queste retrostante.

Come già esposto la condotta principale dovrà essere allacciata al più vicino erogatore Comunale, il quale verrà probabilmente collocato nei pressi dell'estremità est della banchina, previa richiesta alla società Multiservizi S.p.a.

4.2. Dimensionamento della condotta di adduzione idrica

Il dimensionamento della condotta di adduzione idrica asservita alla banchina è conforme alle norme UNI 9182:2014 (*Impianti di alimentazione e distribuzione d'acqua fredda e calda - Progettazione, installazione e collaudo*) e si basa sui parametri forniti dal gestore del servizio idrico nel Comune di Ancona, Società municipalizzata Multiservizi Spa, che nel caso in esame vengono di seguito riportati:

- $Q=100 \text{ mc/h}$
- $P = 4 \text{ bar}$

Come già indicato, la progettazione si pone quale condizione per il dimensionamento della condotta, i seguenti obiettivi:

- *una portata corrispondente a 70,00 mc/h nel punto di prelievo più sfavorevole (richiesta necessaria al soddisfacimento dei fabbisogni delle imbarcazioni normalmente facenti scalo al porto di Ancona);*
- *una pressione dinamica di esercizio pari 3 bar nel punto di prelievo più sfavorevole, onde fronteggiare rifornimenti idrici ad altezze di circa 15,00 m dal piano di banchina.*

Secondo i contenuti della norma di riferimento:

$$P_u = \Delta p_{\text{tot}} + P_{\text{utenza}} + \Delta h \text{ (pressione utilizzabile)}$$

dove:

P_u (Pressione utilizzabile) $< 4 - 1 = 3 \text{ bar}$;

Δp_{tot} = perdita di pressione nelle tubazioni;

P_{utenza} = pressione dinamica da garantire all'utenza;

Δh = differenza di quota fra i punti di alimentazione (nel caso di specie =0)

Il dimensionamento della condotta dovrà dunque contemplare perdite di carico ammontanti al massimo ad 1 bar onde ottenere il valore di progetto di 2 bar di pressione dinamica (P_{utenza}) all'attacco della manichetta da parte dell'utilizzatore.

Con riferimento all'appendice C della Norma 9182:2014 si pone la velocità massima consentita del fluido interno alla condotta pari a 2,00 m/sec.

La lunghezza totale della tubazione dal punto di distribuzione all'ultima presa idrica è pari a 410,00 m.

$$\text{Portata idrica di progetto} = 70,00 \text{ mc/h} \equiv 0,0194 \text{ mc/sec}$$

$$\text{Determinazione della sezione utile } A = Q/V$$

dove Q = portata e V = velocità fluido

$$A = \frac{0,0194}{2} = 0,00982mq$$

$$D_i = \sqrt{\left(\frac{4 \cdot A}{\pi}\right)} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,00972}{3,14}} = 0,11m = 111,00mm \approx 110,00mm$$

La verifica effettuata ai fini della realizzazione di una condotta in polietilene ad alta densità tipo PE 100 PN 20 SDR 17, De 125, Di = 125 – 7,4-7,4 = 110,20 mm, ha dato esito negativo in considerazione che tale scelta progettuale ha scaturito la seguente uguaglianza non conforme ai requisiti della norma di riferimento:

$$P_u = \Delta p_{tot} + P_{utenza} + \Delta h = 1,7 + 3,0 = 4,7 > 3,00$$

Pertanto, in considerazione di quanto suesposto, si ipotizza una condotta in PEAD PE 100 PN 20 di diametro 140,00 mm nel caso si volesse avere la portata richiesta. Ciò comporta però una linea nuova da realizzare da parte di Multiservizi, alla quale va avanzata la richiesta..

4.2.1. Determinazione delle perdite di carico

PERDITE DISTRIBUITE:

La Norma consente di individuare, nel valore di $\varepsilon = 0,007$ mm, la "Rugosità Assoluta" del materiale di riferimento ed oggetto della presente progettazione e di conseguenza la determinazione del valore della "Rugosità Relativa" mediante la formula:

$$E = \frac{\varepsilon}{D_i} = \frac{0,007}{(140 - 8,3 \cdot 2)} = \frac{0,007}{123,40} = 5,67 \cdot 10^{-5}$$

Determinazione del numero di Reynolds:

$$Re = \frac{(D_i \cdot V)}{\nu}$$

dove:

D_i = Diametro interno = 123,4 mm;

V = Velocità del fluido = $Q/A = 0,0194 / (3,14 \times 0,1234 \times 0,1234 / 4) = 0,0194 / 0,0120 = 1,62$ m/sec;

ν = viscosità cinematica desunta dalla Norma che per il caso in esame si indica, con riferimento alla temperatura di 10 °C = $1,298 \times 10^{-6}$;

$Re = 0,1234 \cdot 1,62 / 1,298 \times 10^{-6} = 0,199908 / 0,000001298 = 154012 = 1,54 \times 10^5$;

Rugosità Relativa $E = 5,67 \cdot 10^{-5}$.

I due valori Re ed E consentono la consultazione del diagramma di Moody previsto nella Norma ai fini della determinazione del coefficiente adimensionale λ che, nel caso in esame, corrisponde a 0,016; si determina quindi la perdita distribuita secondo l'uguaglianza:

$$R = J \times L$$

Per calcolare il fattore J (perdita di carico per unità di lunghezza, m/m) si utilizza la formula di Darcy-Weisbach:

$$J = \frac{(\lambda \cdot V^2)}{(2 \cdot g \cdot D_i)} = \frac{(0,016 \cdot 1,622)}{(2 \cdot 9,8 \cdot 0,1234)} = \frac{(0,042)}{(2,419)} = 0,0173 \text{ m/m}$$

quindi:

$$R = 0,0173 \times 410 = 7,09 \text{ m} \equiv 0,71 \text{ bar} \sim \text{arr. } \mathbf{0,7 \text{ bar}}$$
 (perdite di carico distribuite).

PERDITE ACCIDENTALI O LOCALIZZATE

Per la determinazione delle perdite di carico concentrate si utilizza la seguente equazione:

$$Z = \frac{K \cdot \gamma}{2 \cdot V^2}$$

dove

K = coefficiente adimensionale dipendente dall'accidentalità (curve a 90 °) compreso fra 0.7- 4,0 (nel caso della presente progettazione si individua il valore pari a 3 quale valore cautelativo);

γ = peso specifico fluido a 20°C corrispondente a 998,2 kg/mc;

pertanto:

$$Z = 3,0 \times (998,2/2) \times 1,62^2 = 3,0 \times 499,1 \times 2,62 = 3923 \text{ Pa} \equiv 4 \text{ kPa} \equiv 0,04 \text{ bar}$$

Amnesso che per la realizzazione della condotta si utilizzino n. 6 curve o comunque equivalenti elementi per corrispondenti perdite di carico accidentali, il valore di $Z_{\text{tot}} = 6 \times 0,04 = \mathbf{0,24 \text{ bar}}$

Il totale delle perdite di carico della condotta risulta = R (0,7 bar) + Z (0.24 bar) = **0.94 bar**

$$P_u = \Delta p_{\text{tot}} + P_{\text{utenza}} + \Delta h = 0,94 + 2,0 = 2,94 \leq 3$$

La condotta in pressione da adibire a linea idrica di banchina viene quindi realizzata mediante tubazione in PEAD PN 10 SDR 17 De 140 nel rispetto delle previsioni progettuali indicate nello specifico elaborato grafico.

Occorre però il confronto con Multiservizi per verificare la possibilità di una tubazione di maggiore diametro rispetto alla esistente, oppure occorre ridurre la portata in banchina adottando una tubazione di diametro < 140 mm di diametro.