

REALIZZAZIONE DI FOGNATURA E ACQUEDOTTO PRESSO SAN PIERO A GRADO E LA VETTOLA LOTTO II



PROGETTO ESECUTIVO

Allegato	Titolo:	SCALA
2	Relazione tecnica	DATA Marzo 2016



Sede Firenze Via De Sanctis,49/51 - 50136 - Cod.Fisc. e P.I.V.A. 06111950488
Organizzazione con Sistema di Gestione Integrato Certificato in conformità alle normative ISO9001 - ISO14001 - OHSAS18001 - SA8000

PROGETTISTI : Ing. Giovanni SIMONELLI Ing. Simone FRANCHINI		COLLABORATORI : Ing. Leonardo Duranti	
CONSULENTI TECNICI:		COMMESSA IT: I15A0504 - I15F0344	
COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE: Ing. Simone FRANCHINI		CODICE COMMESSA COMMITTENTE: I08F807	
DIRETTORE TECNICO INGEGNERIE TOSCANE : Ing. ANNACLAUDIA BONIFAZI		RESPONSABILE COMMESSA I.T.: Ing.GIOVANNI SIMONELLI RESPONSABILE COMMESSA ACQUE: Geom. Patrizio LIPPI	
COMMITTENTE : ING. ROBERTO CECCHINI			

REV.	Data	DESCRIZIONE/MOTIVO DELLA REVISIONE	REDATTO	CONTROLLATO / APPROVATO
00	Mar. 2016	EMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO	FRANCHINI	BONIFAZI

COMUNE DI PISA

Provincia di PISA

REALIZZAZIONE DI FOGNATURA E
ACQUEDOTTO PRESSO SAN PIERO A GRADO E
LA VETTOLA LOTTO II

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE TECNICA

MARZO 2016

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE A GRAVITÀ DI PROGETTO	3
3	DIMENSIONAMENTO IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO (REALIZZATO IN ALTRO APPALTO).....	5
3.1	La verifica al galleggiamento della vasca del sollevamento	7
4	DIMENSIONAMENTO DELLA CONDOTTA IN PRESSIONE DI PROGETTO	8
4.1	Calcolo perdite di carico e colpo d'ariete	8
5	VERIFICA STATICA DELLE CONDOTTE.....	10
5.1	Flessioni del tubo per trincea stretta	12
5.2	Flessioni del tubo per trincea larga	13
6	TERRE E ROCCE DA SCAVO.....	14
7	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	15

1 PREMESSA

Il progetto prevede la realizzazione di una fognatura nera a gravità e in pressione nel Comune di Pisa, località San Piero a Grado. Inoltre è prevista la posa di una nuova condotta dell'acquedotto nel tratto interessato dai lavori del sistema fognario.

I reflui dell'abitato di San Piero a Grado verranno intercettati dalla nuova fognatura e confluiti presso la stazione di sollevamento di nuova realizzazione. Mediante un tratto in pressione si prevede di attraversare la superstrada e l'autostrada per arrivare al capofogna su Via vecchia Livornese, dal quale mediante la fognatura a gravità di recente realizzazione si raggiungerà il collettore esistente presso "La Vettola". Da qui la stazione di sollevamento esistente confluirà i reflui presso l'impianto di depurazione di Pisa Sud.

L'intervento si inserisce nell'ottica del piano di interventi adottato dal gestore unico ACQUE S.p.a., con l'intento di ottimizzare la gestione del servizio di depurazione, volti ad una centralizzazione spinta del trattamento delle acque reflue, vale a dire ad una concentrazione su un piccolo numero di grandi impianti di depurazione dei liquami fognari prodotti in vaste porzioni di territorio.

Per il collettamento di tutti i reflui si prevede la posa di tubazioni a gravità in PVC di diametro variabile da Ø200 a Ø315, n.1 sollevamento fognario e relativa condotta in pressione in PEAD di diametro Ø180mm per consentire il recapito nella rete fognaria esistente posta su Via di Vecchia Livornese. L'attraversamento dell'autostrada avverrà con la tecnica della trivellazione orizzontale controllata e la condotta sarà in PEAD Ø180 inserita all'interno di un tubo camicia del PEAD Ø280.

La verifica della capacità residua della rete fognaria ricevente è stata eseguita nell'ambito della progettazione del tratto recentemente realizzato.

La condotta dell'acquedotto sarà invece in ghisa del DN300 mentre l'attraversamento dell'autostrada sarà realizzato con la tecnica della trivellazione orizzontale controllata e la condotta sarà in PEAD DN355 inserita all'interno di un tubo camicia del PEAD DN500.

2 DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE A GRAVITÀ DI PROGETTO

Le sezioni sono state verificate, in condizioni idrauliche di moto uniforme utilizzando la relazione di Chèzy:

$$Q = S \cdot \chi \cdot \sqrt{(R \cdot i)}$$

dove

- Q: portata massima transitante nella condotta in esame (m³/s);
- S: sezione di deflusso della condotta (m²);

- χ : parametro di resistenza al moto;
- R: raggio idraulico della sezione, $R=S/C$, con C il contorno bagnato della sezione;
- i: pendenza della condotta.

Le condizioni considerate sono quelle usuali di moto assolutamente turbolento, ossia caratterizzato da numero di Reynolds superiore a 2500, in queste situazioni il parametro di resistenza al moto, χ , dipende solo dalla scabrezza relativa della condotta e non più dal numero di Reynolds.

Il parametro di resistenza al moto, χ , viene quindi calcolato tramite l'espressione di Gauckler - Strickler:

$$\chi = K \cdot R$$

dove k ($m^{1/3}/s^{-1}$) è il coefficiente di scabrezza della condotta secondo Gaukler - Strickler, il cui valore è in funzione del tipo di materiale e dello stato di conservazione è stato stimato, a titolo cautelativo, pari a 120 per i condotti in PVC.

Il confronto fra la portata di calcolo e la portata di moto uniforme del condotto permette di valutare la sufficienza idraulica del condotto stesso.

Per la determinazione del diametro nominale per i rami a gravità con pendenza pari a 0.2% si è considerato un diametro minimo pari DN 200 ed un riempimento massimo in condotta inferiore al 70%.

Nella Tabella 1 seguente vengono riportate le verifiche effettuate per ciascun ramo, indicando il valore di portata transitante nel ramo (Q_t), la pendenza (i), il diametro di progetto (DN), il valore di portata a bocca piena (Q_{bp}) smaltibile dalla condotta scelta.

Tratto	Condotta [mm]	Φ_{int} [mm]	i_{min}	K_S [m ^{1/3} /s]	Y/d [%]	Q_{defl} [l/s]	Q_{max} [l/s]	Ab.equivalenti
A3-A2 -allacciamento	250	235.4	0.002	90	70	84.5	1.4	354
Allacciamento-A1	315	296.6	0.002	90	70	52.7	4.6	1175
F2,E2-F1-E1	250	235.4	0.002	90	70	84.5	6.5	1664
B2-B1	250	235.4	0.002	90	70	84.5	10.4	2665
B1-H1	315	296.6	0.002	90	70	52.7	15.0	3840
H2-H1	250	235.4	0.002	90	70	84.5	5.3	1349
D2-A2	200	188.2	0.002	90	70	15.7	0.3	69

Tabella 1: Parametri condotta a gravità

Le verifiche condotte sono di tipo cautelativo e comunque evidenziano come la condotta progettata sia in grado di smaltire la portata massima con ampio margine. Le dimensioni della condotta in ultima analisi sono state scelte non tanto per la capacità idraulica, quando per le esigenze operative e di manutenzione. Infatti al fine di garantire un livello di manutenzione

adeguato occorre che le condotte siano facilmente ispezionabili, per cui il diametro minimo individuato è quello del DN 250mm. Esclusivamente per il tratto D2-A2, dove sono presenti pochi allacci, è scelta una condotta del DN 200 mm.

Si procede anche alla verifica della velocità nella condotta in corrispondenza della portata minima.

La portata nera minima è stata assunta pari alla metà della portata media ovvero pari a 0.5 l/s. In corrispondenza di tali afflussi si hanno le seguenti condizioni riportate in Tabella 2.

In particolare è possibile notare che la velocità risulta inferiore a 0.5 m/s per cui sarà necessario adottare in fase manutentiva adottare apposite misure e frequenze di pulizia volte a garantire la rimozione delle sostanze sedimentate sul fondo della condotta.

Tratto	Condotta [mm]	Φ_{int} [mm]	i_{min}	K_s [m ^{1/3} /s]	Qdefl [l/s]	Qmin [l/s]	Vmin [m/s]
A3-A2 -allacciamento	250	235.4	0.002	90	84.5	0.2	0.3
Allacciamento-A1	315	296.6	0.002	90	52.7	0.8	0.33
F2,E2-F1-E1	250	235.4	0.002	90	84.5	1.1	0.32
B2-B1	250	235.4	0.002	90	84.5	1.7	0.35
B1-H1	315	296.6	0.002	90	52.7	2.5	0.34
H2-H1	250	235.4	0.002	90	84.5	0.9	0.35
D2-A2	200	188.2	0.002	90	15.7	0.04	0.29

Tabella 2: Parametri condotta a gravità portata minima

3 DIMENSIONAMENTO IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO (REALIZZATO IN ALTRO APPALTO)

Le dimensioni della vasca di accumulo devono essere tali da garantire, al di là delle esigenze connesse con il profilo del terreno e della livelletta di progetto, sia il corretto funzionamento delle pompe, sia ridotti tempi di permanenza dei liquami nella centralina.

Le apparecchiature elettromeccaniche delle pompe sono sottoposte a surriscaldamento durante la fase di avvio e necessitano quindi di un intervallo, tra due avviamenti successivi, tale che il calore prodotto venga dissipato nell'ambiente in cui le pompe sono immerse.

Il valore di tale tempo, o ciclo della pompa, somma dell'intervallo di funzionamento e di riposo, non dovrà essere inferiore ad un valore limite prefissato, dipendente dalle caratteristiche della pompa. Il valore minimo di un ciclo tende ad aumentare all'aumentare della potenza della pompa. Il numero di avviamenti per ora, rispondente ai requisiti suaccennati, che si assume per il calcolo del volume è compreso tra 8 e 12. Nel caso di pompe di medesime caratteristiche il volume utile totale della vasca di arrivo è fornito dalla seguente relazione:

$$V = Q_1 \cdot \frac{T_1}{4} \cdot \sum V_i$$

Il volume di invaso per ogni pompa è pari a $V = Q \cdot T / 4$

dove:

- V: Volume di invaso;
- Q: Portata di pompaggio;
- T: Ciclo della pompa (intervallo fra due attacchi successivi).

In particolare, nel presente progetto si considera che le pompe scelte non subiscano più di 8 avviamenti all'ora, ovvero che abbiano un ciclo $T_{c,min} = 450$ sec.

Nella tabella seguente vengono riportate le caratteristiche geometriche della vasca scelta, considerando un livello minimo di liquame in vasca per l'adescamento delle pompe pari a 0.5 m ed un franco minimo pari a 0.50 m. Per la realizzazione della vasca di sollevamento si prevede la posa di una vasca in cls prefabbricata con superficie interna in pianta pari a 4.20 m² e delle dimensioni interne di 2.00x2.10x4.00m.

CARATTERISTICHE SOLLEVAMENTO	Unità misura	
n. pompe alla Qmax		1
n. pompe di riserva		1
Qp max pompata	l/s	21.00
Num Attacchi		8
Tc,min	sec	450
Num. vasche di accumulo		1
Vrich	m ³	2.36
Sup pianta	m ²	4.20
H utile min	m	0.56
Quota ingresso fogna	m	-1.55
Quota fondo vasca	m	-4.55
H utile	m	0.40
V prog	m ³	1.68
Profondità vasca	m	4.55
Profondità scavo	m	4.95

Tabella 3: Caratteristiche impianto di sollevamento

dove:

Vrich = volume della vasca minimo richiesto

H utile min = Altezza minima richiesta

H utile = altezza utile di progetto

V prog = Volume della vasca di progetto.

Per la condotta si adotta un tubo in PEAD PN16 DN180 con il quale si ottiene una velocità massima del flusso nella tubazione pari a 1.23 m/s.

$\Delta h_g = 4.17 \text{ m}$	prevalenza geodetica
$\Delta h_p = 10.64 \text{ m}$	perdite di carico (conc.+distrib.)
$\Delta h_{tot} = \Delta h_g + \Delta h_p = 14.81 \text{ m}$	prevalenza totale

Tali valori di portata e prevalenza inducono ad adottare una pompa tipo Flygt CP3127.160 HT3 487 o similare di potenza nominale 5,9 kW che fornisce al punto di lavoro le seguenti prestazioni:

Portata	21.0 l/s
Prevalenza	14.8 m
Rendimento totale	75.8 %
Potenza assorbita totale	4.25 kW

3.1 La verifica al galleggiamento della vasca del sollevamento

La vasca di progetto è di tipo prefabbricato dotata sul fondo dei ganci di predisposizione per la realizzazione della zavorra anti galleggiamento.

Sulla base del contenuto della relazione geologico-geotecnica che indica la falda massima alla quota di -2m rispetto al piano campagna, si procede alla verifica al galleggiamento della vasca di raccolta dei reflui.

Le dimensioni esterne in pianta della vasca principale sono di LaxLu di 2.5x2.4m.

La profondità della vasca è di 4.87m mentre la parte al di sotto della falda risulta di 2.87m.

La spinta dal basso verso l'alto, calcolata cautelativamente con la vasca internamente completamente vuota, risulta quindi pari a Kg 17220.

Il peso della vasca monoblocco è di circa 18000 Kg mentre la soletta pesa 2515 Kg e il terreno di ripoto 540 Kg, per un totale di 21055Kg.

La verifica ha un fattore di sicurezza pari a 1.22, coerente con le indicazioni della NTC 2008 la verifica al sollevamento (UPL), che necessita di un fattore di sicurezza globale pari a 1.22. Si prevede comunque di realizzare una zavorra sul fondo della vasca. In particolare verrà realizzato un cordoli della larghezza e altezza di 50 cm lungo tutto il perimetro della vasca di 11.8m, al di sopra della soletta in magrone di appoggio della vasca.

Il peso aggiuntivo della zavorra è di circa 6600 Kg con un nuovo rapporto di sicurezza pari a 1.6.

Per quanto riguarda il pozzetto di ingresso al sollevamento non si prevede di realizzare analogo sistema di zavorra in quanto la geometria dello stesso garantisce un fattore di sicurezza al galleggiamento maggiore di 2.

4 DIMENSIONAMENTO DELLA CONDOTTA IN PRESSIONE DI PROGETTO

Le dimensioni della condotta in pressione sono dedotte in funzione delle portate di progetto, ricavate come sopra specificato, ma, soprattutto, in base alla portata assegnata alle elettropompe, portata che, ovviamente, non sarà inferiore a quella di punta prima calcolata.

Il tratto di condotta che deve essere realizzato avrà diametro esterno pari a 180 mm in polietilene ad alta densità ed andrà dalla centralina di sollevamento alla rete esistente sino al pozzetto posto oltre la rete autostradale per complessivi ml. 710 circa.

4.1 Calcolo perdite di carico e colpo d'ariete

Per il calcolo delle perdite di carico nelle condotte viene utilizzata la formula di Darcy.

$$J = \lambda \times \frac{U^2}{2 \times g \times D}$$

J = Perdita di carico per unità di lunghezza;

λ = Coefficiente dimensionale d'attrito

Il valore di λ viene determinato mediante la formula di Colebrook

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon/D}{3.71} \right)$$

Re = Numero di Reynolds

ε = parametro di scabrezza (per il Pead $\varepsilon = 0.02$, per la ghisa rivestita $\varepsilon = 0.15$).

La sovrappressione Δh , misurata in metri di colonna d'acqua che si genera in una condotta per effetto del colpo d'ariete, conseguente all'interruzione del flusso per azionamento di saracinesche o valvole di ritegno, è data dalla formula dell'Allievi:

$$\Delta h = \frac{c}{g} \times V_0$$

nella quale

$$c = \frac{C}{\sqrt{1 + \frac{\varepsilon}{E} \times \frac{D}{S}}}$$

dove

c = celerità di propagazione della perturbazione in m/sec;

g = accelerazione di gravità = 9.81 m/s;

V_0 = velocità dell'acqua a regime in m/s;

C = velocità del suono nell'acqua a 15° C = 1.420 m/s;

ε = modulo di elasticità di volume dell'acqua = 2×10^8 Kg F / m²;

E = modulo di elasticità del materiale costituente il tubo in Kg F / m²;

D = diametro del tubo in m;

S = spessore del tubo in m.

Nella Tabella 4, di seguito riportata vengono sintetizzate le caratteristiche geometriche ed i risultati della verifica idraulica relative al tratto di fognatura in pressione previsto in tale progetto:

Tratto	Lungh. [m]	DN [mm]	Q [l/s]	V max [m/s]	Δh [m]	H [m]	Hg [m]	Htot [m]	p [m]
Pressione	710	147.2	21.00	1.23	36.91	10.64	4.17	14.70	51.62

Tabella 4: Caratteristiche della condotta in pressione

- Lungh.: Lunghezza (m);
- DN: Diametro interno (mm);
- Q: portata di progetto (l/s);
- V: Velocità in condotta (m/sec);
- Δh : sovrappressione per colpo d'ariete (m);
- H: Perdita carico complessive (m);
- Hg: Prevalenza geodetica (m);
- Htot: Prevalenza necessaria (m);
- p: pressione massima in condotta (m).

Come è possibile evincere dai risultati riportati nella tabella precedente la verifica relativa alle sovrappressioni su ciascun tratto risulta verificata in quanto la pressione massima nelle condotte risulta inferiore al valore della PMA pari a 1.6 MPa (16 bar), in fase di esecuzione dovrà essere garantita una perfetta giunzione tra le barre e nei nodi.

La tubazione risulta verificata per i casi critici di pressioni maggiori di quelle di esercizio, dovute principalmente alle fasi di avvio e stacco delle pompe o al loro arresto brusco.

Un accorgimento al fine di ridurre le sovrappressioni, è costituito dal tipo di avviamento per le apparecchiature elettromeccaniche. Anziché il classico avviamento stella-triangolo e

reattanza, saranno installati quadri elettrici con avviamento, rallentamento e modulazione con inverter, adatti per l'avviamento di elettropompe per le quali è necessario evitare strappi in accelerazione e/o decelerazione. I tempi di accelerazione e decelerazione sono regolabili in modo indipendente in base alle proprie necessità e al termine della fase di avviamento il motore viene collegato alla linea, rendendo così ulteriormente stabile anche il funzionamento a regime degli organi elettromeccanici.

I rischi connessi allo sviluppo delle onde di sovrappressione e depressione risultano ulteriormente mitigati da velocità di regime basse, dovute a diametri elevati delle condotte, all'andamento lineare della livellata di progetto delle condotte forzate ed agli alti valori di resistenza offerti dai materiali costituenti tali condotte.

5 VERIFICA STATICA DELLE CONDOTTE

Per la verifica statica delle tubazioni flessibili si fa riferimento alle indicazioni riportate nella norma AWWA (American Water Works Association) C950/88 che si riferisce a tubi a pressione in resine termoindurenti rinforzate con fibre di vetro, ma che può essere ragionevolmente estesa a tutti i materiali plastiche alle tubazioni flessibili in generale.

Le verifiche vengono effettuate considerando le caratteristiche di resistenza a lungo termine dei materiali utilizzati; è noto infatti, che i materiali plastici vanno incontro ad un decadimento nel tempo delle loro caratteristiche meccaniche.

In particolare si procederà alla verifica dell'inflessione diametrale a breve e lungo termine della condotta.

Verrà utilizzata la formulazione del metodo dell'anello elastico di Sprangler che prevede per un tubo flessibile interrato:

Tempo iniziale $t=0$

$$\Delta x = \Delta y = \frac{0.125Q}{E \left(\frac{S}{D}\right)^3 + 0.0915E_1}$$

$t>0$

$$\Delta x = \Delta y = \frac{0.125TQ}{E \frac{E}{T} \left(\frac{S}{D}\right)^3 + 0.0915E_1}$$

Dove:

Q è il carico al metro lineare espresso come $q \cdot D$ dove D è il diametro della condotta.

I carichi esterni q che agiscono sulla condotta sono di seguito riassunti:

- carico del terreno q_t [kg/m²];
- carico del traffico o carichi mobili q_m [kg/m²];
- acqua di falda q_f se presente [kg/m²].

Il carico del terreno

Il calcolo del carico del terreno si differenzia sulla base della sezione di posa della condotta come riportato nelle seguenti espressioni:

Carico del terreno		
Trincea stretta	$B \leq 3D$ $B \leq H/2$	$q_{t1} = C_{d1} \cdot \gamma \cdot B$
Trincea infinita	$B \leq 10D$ $B \leq H/2$	$q_{t2} = C_{d2} \cdot \gamma \cdot H$

Il coefficiente di carico per il riempimento è così definito:

$$= C_{d1} = \frac{1 - e^{-2K \tan \vartheta H/B}}{2K \tan(\vartheta)}$$

Dove:

$$K = \tan^2\left(\pi \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

- ϑ è l'angolo di attrito tra il materiale di riempimento e le pareti della trincea.
- φ è l'angolo di attrito interno del materiale misurata in corrispondenza della generatrice superiore del tubo.
- H è l'altezza di riempimento misurata dalla generatrice del tubo espressa in metri;
- B è la larghezza della trincea misurata in corrispondenza della generatrice superiore del tubo espressa in metri;

$$C_{d2} = 1$$

- γ è il peso specifico del terreno espresso in kg/m³.

Carichi mobili

Per i carichi mobili è stata utilizzata la seguente espressione:

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

Dove:

- P è il carico concentrato in kg costituito da una ruota o una coppia di ruote
- Φ è espressa come:

$$1 + \frac{0.3}{H} \text{ per mezzi stradali}$$

$$1 + \frac{0.6}{H} \text{ per mezzi ferroviari}$$

Carichi per acqua di falda

$$q_f = \gamma_{h2o} \left(H - H1 + \frac{D}{2} \right)$$

Dove H1 è la soggiacenza della falda dal piano campagna.

Inoltre il parametro E1 è espresso secondo la seguente espressione:

$$E_1 = \frac{90000}{\alpha'} (H + 4)$$

Dove α' è un fattore che dipende dalla compattazione del rinfiacco del tubo e che è collegato alla prova Proctor come di seguito indicato.

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

Si riportano di seguito la verifiche condotte nelle situazioni più critiche.

La tipologia di scavo prevista risulta intermedia tra la tipologia a trincea stretta e larga per cui si riportano entrambe le verifiche.

5.1 Flessioni del tubo per trincea stretta

Il calcolo della flessione per trincea stretta è stata condotta per le seguenti condizioni:

$$B \leq 3D, \quad B \leq H/2$$

Si riporta di seguito i risultati del calcolo eseguito nella sezione di minor ricoprimento con tipologia di posa a trincea stretta.

Come è possibile notare sia a breve che a lungo termite il rapporto tra la deformazione della condotta e il suo diametro risulta inferiore rispetto al 5%.

PVC SN8		
Modulo Elastico [kg/m ²]	E	300000000
spessore [m]	s	0.0073
Diametro [m]	D	0.315
Altezza di ricoprimento [m]	H	1.385
Alpha ' Compattazione Proctor 95%	á	1.5
	E1	323100
angolo tra terreno e materiale [°]	ϑ	30
angolo di attrito interno del terreno stabilizzato riciclato [rad]	φ	0.61
Rapporto tra pressione orizzontale e verticale	K	0.27
Larghezza trincea [m]	B	0.8
Coefficiente di carico trincea stretta	Cd1	1.34
Peso specifico terreno [kg/m ³]	γ	1800
Carico del terreno		
trincea stretta	qt1	1924.80
Carico concentrato mezzi [kg]	P	6000
Coefficiente effetto dinamico carichi mezzi stradali	Φ	1.22
Carico mobile [kg/m²]	qm	1464.8
Falda	assente	
Carico totale unitario [kg/m ²]		3389.64
Carico totale q*D [kg/m]		1067.74
Delta Y breve termine [m]		0.0040
DeltaY / D breve termine [%]		1.27%
Delta Y lungo termine [m]		0.0085
DeltaY / D lungo termine [%]		2.70%

Tabella 5: Verifica alla deformazione della condotta in trincea stretta

5.2 Flessioni del tubo per trincea larga

Il calcolo della flessione per trincea stretta è stata condotta per le seguenti condizioni:

$$B \leq 10D, \quad B \leq H/2)$$

Si riporta di seguito i risultati del calcolo eseguito nella sezione di minor ricoprimento con tipologia di posa a trincea larga.

Come è possibile notare sia a breve che a lungo termine il rapporto tra la deformazione della condotta e il suo diametro risulta inferiore rispetto al 5%.

PVC SN8		
Mudulo Elastico [kg/m2]	E	300000000
spessore [m]	s	0.0073
Diametro [m]	D	0.315
Altezza di ricoprimento [m]	H	1.385
Alpha ' Compattazione Proctor 95%	á	1.5
	E1	323100
angolo tra terreno e materiale [°]	∅	30
angolo di attrito interno del terreno stabilizzato riciclato [rad]	φ	0.61
Rapporto tra pressione orizzontale e verticale	K	0.27
Larghezza trincea [m]	B	1.2
Coefficiente di carico trincea larga	Cd2	1
Peso specifico terreno [kg/m3]	γ	1800
Carico del terreno		
trincea larga	qt2	2493
Carico concentrato mezzi [kg]	P	6000
Coefficiente effetto dinamico carichi mezzi stradali	Φ	1.22
Carico mobile [kg/m2]	qm	1464.8
Falda	assente	
Carico totale unitario [kg/m2]		3957.85
Carico totale q*D [kg/m]		1246.72
Delta Y breve termine [m]		0.0047
DeltaY / D breve termine [%]		1.49%
Delta Y lungo termine [m]		0.0099
DeltaY / D lungo termine [%]		3.15%

Tabella 6: Verifica alla deformazione della condotta in trincea larga

6 TERRE E ROCCE DA SCAVO

La realizzazione della condotta fognaria prevede le operazioni di scavo, posa in opera delle condotte, riempimenti e successivi ripristini. Gli scavi avverranno prevalentemente su strade pubbliche (ad eccezione della stazione di sollevamento).

In merito alle percorrenze su strada pubbliche, sono previsti materiali di riempimento diversi dai terreni scavati; questi ultimi dovranno quindi essere caricati sui camion o stoccati temporaneamente, per il tempo minimo indispensabile, successivamente avviati presso impianti autorizzati, analizzati e smaltiti come rifiuto oppure come materiale riciclabile in base al risultato della caratterizzazione chimica delle terre. La ditta esecutrice dei lavori ha l'onere di eseguire la caratterizzazione chimica delle materie escavate.

PISA	CALCI	ADAMI LIBERO	VIA CALCESANA 21	ATTIVA	GM	ML	TF
PISA	CALCI	ADAMI PAOLO	FRAZIONE CAPRONA - PADULETTO	ATTIVA	.d.	.d.	.d.
PISA	CALCINAIA	SERENA SCAVI SRL	VIA PROVINCIALE DELLA BOTTE 74	ATTIVA	.d.	.d.	.d.
PISA	MONTOPOLI IN VAL D'ARNO	CAMPANI ANSELMO S.R.L.	VIA MACHIAVELLI 19/21	ATTIVA	.d.	.d.	.d.
PISA	POMARANCE	SLIC.STRADE	LOCALITA' PONTE DI FERRO 296	ATTIVA	GM	ML	TF
PISA	RIPARBELLA	R.G. RIALDO GRANULATI SRL	LOCALITA' RIALDO	INATTIVA	.d.	.d.	.d.
PISA	SAN MINIATO	G.T.C. SNC	VIA NAZARIO SAURO SNC - PONTE EGOLA	ATTIVA	.d.	.d.	.d.
PISA	SAN MINIATO	TECNOVIE SPA	VIA NAZARIO SAURO - PONTE A EGOLA	ATTIVA	.d.	.d.	.d.
PISA	SANTA CROCE SULL'ARNO	RINALDI E MASINI SRL	VIA SANT'ANDREA 119	ATTIVA	GM	ML	TF
PISA	SANTA MARIA A MONTE	BANTI ENRICO SRL	VIA SAN DONATO	ATTIVA	.d.	.d.	.d.
PISA	VOLTERRA	ETRURIA GESSO	VIALE G. BATTISTI 2	ATTIVA	.d.	.d.	.d.
PISA	VOLTERRA	VOLTERRANA SCAVI DI FRAU ALBERTO E C. S.N.C.	ZONA INDUSTRIALE ARTIGIANALE P.I.P. - SAN QUIRICO	ATTIVA	.d.	.d.	.d.

Tabella 7 – Esempio di impianti di smaltimento e recupero nell'area della provincia di PISA* – Dati tratti da SIRA (Sistema Informativo Regionale della Toscana) * Lo stato dell'attività è in funzione degli atti autorizzativi pervenuti ad Arpat. Pagina aggiornata al 27/02/2008

7 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è redatto nel rispetto della normativa vigente in materia di lavori pubblici ed in particolare delle seguenti leggi e regolamenti:

- D.Lgs 12 aprile 2006, n. 163, e successive modifiche ed integrazioni: Codice dei Contratti Pubblici;

- D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207 e successive modificazioni: Regolamento Attuativo dei Lavori Pubblici;

- D.Lgs 9/04/2008 n. 81: Testo Unico sulla della Sicurezza nei Luoghi di Lavoro;
- T.U. 11/12/1933, n. 1775: Testo unico delle disposizioni di legge sulle acque e impianti elettrici;
- Legge 5/1/1994, n. 36 (Galli): Disposizioni in materia di risorse idriche;
- Norma UNI EN 1401: Sistemi di tubazioni per fognatura non in pressione;
- Norma UNI EN 124: chiusini in ghisa;
- Norma UNI 7613: tubazioni in PE per fognature;
- D.M. LL.PP 12.12.1985: Normativa sul collaudo delle reti idriche;
- D. M. 02/05/2006, n. 107: analisi terre e rocce da scavo;
- D.Lgs. n. 152/2006: Testo Unico dell'Ambiente;caratterizzazione terre da scavo;
- D.M. 5/2/98 Individuazione dei rifiuti non pericolosi sottoposti alle procedure semplificate di recupero.