



COMUNI DI CALCINAIA E PONTEDERA

Provincia di Pisa



LOTTO 17A

DISMISSIONE E COLLETTAMENTO IMPIANTO DI CALCINAIA VERSO IL DEPURATORE DI PONTEDERA E RIORGANIZZAZIONE DEL SISTEMA FOGNARIO NELLA LOCALITA' OLTRARNO E IL CHIESINO

Allegato

2

RELAZIONE TECNICA

Data :

Dicembre 2014

Scala:

Committente:

Dott. Ing. Roberto CECCHINI

Progettisti :

Dott. Ing. Giovanni SIMONELLI

Geom. Luca IACOPINI

Responsabile di Commessa:

Geom. Claudio LASTRAIOLI

Collaboratori tecnici :

Dott. Ing. David FATTORINI

Dott. Ing. Luisa BRACCESI

Dott. Ing. Leonardo DURANTI



Indice rev.	Data	Oggetto	Controllato	Approvato
Rev 0	Giugno 2012	Consegna Progetto Definitivo completo	Simonelli	Bonifazi
Rev 1	Luglio 2013	Approvazione progetto definitivo con conferenza servizi		
Rev 2	Dicembre 2013	Consegna Progetto Esecutivo	Simonelli	Bonifazi
Rev 3	Dicembre 2014	Consegna Progetto Esecutivo aggiornamento	Simonelli	Bonifazi

Area VALDERA
Comuni di Calcinaia e Pontedera

LOTTO N.17A
DISMISSIONE E COLLETTAMENTO
IMPIANTO DI CALCINAIA E
RIORGANIZZAZIONE DEL SISTEMA
FOGNARIO NELLE LOCALITA' OLTRARNO
E IL CHIESINO

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE TECNICA

Il Progettista

Ing. Giovanni SIMONELLI

Geom. Luca IACOPINI

Il Resp. del Procedimento

Ing. Roberto CECCHINI

DICEMBRE 2014

SOMMARIO

1	CONSIDERAZIONI SULLE SCELTE PROGETTUALI	3
2	Scelta dei materiali	3
3	CALCOLI IDRAULICI	7
3.1	Considerazioni generali	7
3.2	Regolazione delle portate in fognatura	7
3.3	Portate di progetto	8
3.4	Dimensionamento del collettore	12
3.4.1	Verifica delle sezioni dei tratti a gravità	13
3.4.1.1	Generalità	13
3.4.1.2	Verifica capacità smaltimento	13
3.4.1.3	Verifica velocità in condotta	14
3.4.1.4	Trasporto solido	15
3.4.2	Verifica delle sezioni dei tratti in pressione	17
3.4.2.1	Generalità	17
3.4.2.2	Verifica delle sezioni	17
3.4.3	Fenomeni di sovrappressione per colpo d'ariete	23
3.5	Stazione di sollevamento	24
3.5.1	Sollevamento depuratore Calcinaia	26
3.5.2	Sollevamento via del Chiesino	27
3.5.3	Sollevamento via delle Case Bianche	28
3.5.4	Il sistema fognario	29
4	ANALISI ENERGETICA	29
4.1	Gestione e monitoraggio energetico del sollevamento "Calcinaia" e "Chiesino"	32
4.2	Gestione e monitoraggio energetico del sollevamento "Case Bianche"	35
5	DESCRIZIONE DELLE OPERE	36
5.1	Scavi e rinterri	36
5.2	Pozzetti di ispezione	37
5.3	Pezzi speciali	38
5.4	Blocchi di ancoraggio	38
5.5	ATTRAVERSAMENTI IN SOTTERRANEA	40
5.5.1	Tecnologie di attraversamento specifiche	40
5.5.1.1	Spingitubo per attraversamento Ferrovia	40
	VALUTAZIONE SOMMARIA DEGLI IMPATTI DELL'OPERA SULL'AMBIENTE	42
5.6	Fase di esercizio	42
5.7	Fase di cantiere	42
5.7.1	Valutazione sommaria del rumore	43
5.7.2	Gestione terre da scavo	43
6	NORME TECNICHE DA RISPETTARE	46

1 CONSIDERAZIONI SULLE SCELTE PROGETTUALI

La scelta del tracciato più idoneo è stata guidata in gran parte dall'esigenza di garantire un deflusso efficace, parzialmente con condotte in pressione ed in alcuni tratti, al fine di collettare alcuni nuclei abitativi, anche a gravità. Inoltre le caratteristiche plano altimetriche delle aree non avrebbero consentito comunque un completo deflusso a gravità, richiedendo in ogni caso l'installazione di adeguate stazioni di sollevamento.

Per il buon funzionamento dell'intero sistema è stato necessario provvedere allo smaltimento delle acque di pioggia mediante scaricatori di piena allo scopo di allontanare le portate eccedenti le tre-quattro volte la portata di acqua nera.

In fase di realizzazione dell'opera sarà necessario verificare la presenza di opportuni derivatori ed eventualmente realizzarne di nuovi lungo la fognatura già esistente e prima dell'immissione nel nuovo tratto fognario.

Una corretta progettazione dei pozzetti, data anche la modesta profondità dei corsi d'acqua intercettati, dovrebbe consentire una semplice manutenzione dei tratti in attraversamento evitando ogni sorta di costo aggiuntivo dovuto al consumo di energia elettrica derivante dalla realizzazione di impianti di sollevamento.

2 Scelta dei materiali

La scelta del materiale da adottare per la realizzazione del collettore fognario viene usualmente condizionata da tutta una serie di esigenze specifiche le più importanti fra le quali possono essere:

- *interazione canalizzazione-fluido*: le pareti e la struttura dei canali, dei giunti e dei pezzi speciali non devono essere degradate da aggressioni chimiche o abrasioni fisiche esercitate dalle acque, dai materiali trasportati in sospensione o da eventuali gas prodotti dai liquami;
- *interazione canalizzazione-terreno di posa*: le pareti e la struttura dei pezzi non devono essere degradati dall'azione aggressiva dei terreni attraversati, anche per effetto di eventuali correnti vaganti e deve essere garantita la stabilità nel tempo delle sedi di appoggio delle tubazioni;
- *stabilità statica*: occorre verificare con adeguati coefficienti di sicurezza che i carichi agenti sulla struttura provochino tensioni e deformazioni ammissibili, compatibili cioè con

i materiali e le esigenze del progetto;

- *tenuta idraulica*: tutte le parti della canalizzazione devono essere impermeabili, in condizioni di esercizio, alla penetrazione di acque parassite e alla fuoriuscita dei liquami.

Si ipotizza che i liquami in oggetto non presentino caratteristiche particolari da un punto di vista chimico, essendo presenti principalmente liquami di origine civile; risulta inoltre non elevato il rischio di abrasioni dovute ai solidi in sospensione data la prevista scarsità di sabbia e detriti altrimenti presenti in un sistema fognario misto. Per ridurre la presenza di particelle solide presenti nei reflui saranno installate a monte di ogni immissione nel collettore delle apparecchiature meccaniche per la grigliatura fine in modo da evitare problemi dovuti al deposito nelle tubazioni.

Alla luce di tali considerazioni preliminari speditive si ritiene necessario, per i vari collettori a gravità e in pressione dei due sistemi, l'impiego di tubazioni:

- Ghisa DN200 per la condotta in pressione di collegamento tra il depuratore di Calcinaia sino a Via Giovanni XXIII;
- Ghisa DN250 per la condotta in pressione di collegamento tra il sollevamento il Chiesino e il depuratore di Via Hangar;
- PeAD PE 100 PN 16 De 140 per le condotte prementi del sistema fognario del Chiesino;
- GRES DN 200 e 350 per le condotte a gravità.

Tubazioni in Ghisa

Si prevede l'utilizzo di tubazione di diametro DN 200 e 250 mm in ghisa sferoidale, con rivestimento interno in malta di cemento alluminoso e rivestimento esterno in zinco (200 g/m²). La ghisa sferoidale rappresenta un ottimo compromesso fra resistenza meccanica e flessibilità e garantisce una buona elasticità, tenuta alla flessione e resistenza all'allungamento. Il rivestimento interno in malta di cemento permette di ridurre al minimo il rischio di incrostazioni; mentre esternamente il rivestimento in lega zinco-alluminio garantisce una considerevole resistenza alla corrosione esterna.

Tubazioni in PeAD

Tale materiale, oltre a consentire una facile messa in opera grazie alla sua leggerezza, si adatta in genere molto bene alle deformazioni dovute ai naturali movimenti del terreno;

inoltre, la scelta di una tubazione di classe PN 16, di maggiore spessore, garantisce una maggiore durabilità del materiale anche in presenza di liquidi particolarmente abrasivi; in più consente di avere ridotte perdite di carico grazie ad una superficie interna liscia ed alla bassa scabrezza del materiale che impedisce l'insorgere di incrostazioni.

Tubazioni in GRES

Tale materiale, oltre ad avere eccellente resistenza alla corrosione ed alla abrasione, fornisce garanzia di ottima tenuta idraulica e consente un basso valore del coefficiente di scabrezza.

Esso inoltre, grazie alla sua rigidità è in grado sopportare notevoli carichi senza subire rilevanti deformazioni.

La scelta è infine derivata dal fatto che le condotte in gres vengono assemblate con barre di modesta lunghezza, 2 – 2.5 metri, che, viste le profondità degli scavi e l'intenso traffico transitante sulle due strade principali, consentono di effettuare le operazioni di messa in opera di tubi e ricoprimento degli scavi nel minor tempo possibile così da rendere minimi i disagi dovuti alle lavorazioni.

Tuttavia in sede di progettazione esecutiva e successivamente durante i lavori di esecuzione dell'opera, risulta oggettivamente doveroso:

- verificare se lungo il tracciato si manifestano o risultano in fase latente fenomeni di instabilità dei terreni interessati;
- seguire con cura le operazioni di allettamento e rinfianco delle tubazioni in modo da evitare la creazione di appoggi discontinui durante la prima operazione e spostamenti della condotta ed immissione di corpi estranei durante la seconda;
- predisporre opportuni tagli drenanti, ad esempio realizzati con pietrame, lungo il tracciato del collettore fognario in modo da evitare flussi di acqua all'interno della sezione di scavo, sia durante le operazioni di posa e rinterro sia nei seguenti anni di esercizio della fognatura.

Tali materiali, che presentano una longevità assai elevata, sono ormai da tempo usati dagli enti gestori del servizio idrico integrato, in particolare nelle aree asservite da Acque S.p.A. si è riscontrato negli anni una efficace durabilità delle condotte e del servizio di smaltimento dei liquami. Sicuramente tali fattori hanno influenzato fortemente le scelte dei materiali adottati in fase progettuale visto inoltre che la differenza di costi vivi del materiale, e la successiva posa

in opera delle tubazioni stesse, non aggravano in modo determinante sul costo totale delle opere.

3 CALCOLI IDRAULICI

3.1 Considerazioni generali

Sia in fase di progettazione che di verifica di una rete fognaria risulta di basilare importanza la definizione dei volumi di liquame che la rete deve essere in grado di far defluire senza creare inconvenienti.

La rete fognaria esistente interessata dal presente progetto di riorganizzazione, è di tipo misto per l'abitato di Calcinaia; la fognatura in progetto nelle frazioni di Oltrarno e Il Chiesino, invece, sarà di tipo separato.

Le valutazioni sui quantitativi di acque meteoriche affluenti alla rete fognaria si sviluppa sulla base degli eventi pluviometrici registrati nei vari anni nelle zone in questione e su elaborazioni statistiche strettamente correlate con la probabilità (solitamente espressa in termini di tempo di ritorno) degli eventi critici che si intende prendere in considerazione.

Valutata la distribuzione temporale di un evento di pioggia (e pertanto ricavata la curva di possibilità pluviometrica) ed individuata la distribuzione delle piogge nella zona in oggetto è possibile calcolare la risposta della fognatura nel tempo a livello delle varie sezioni siano esse già presenti o ancora da realizzare.

Premesso quanto sopra si evidenzia la necessità di inviare all'impianto di depurazione soltanto quelle portate che per le loro caratteristiche risultino dannose per i corpi idrici ricettori presenti in situ.

Si ritiene necessario convogliare a depurazione solamente le acque nere e le acque di prima pioggia, mentre si ritiene eccessivo, e sotto certi aspetti anche controproducente, raccogliere in fognatura anche le acque meteoriche.

A questo riguardo, per la scelta dei diametri e per il dimensionamento degli organi di derivazione si ritiene necessaria un'attenta analisi dei rapporti di diluizione massimi ammessi in fognatura.

Tale ragionamento, ovviamente non vale per la rete fognaria in progetto di tipo separato, in quanto non saranno previsti sfiori diretti in ambiente e saranno consentiti gli allacciamenti dei soli scarichi domestici delle utenze, per cui le fluttuazioni di portata saranno dovute solamente ai picchi caratteristici degli afflussi in fognari, in una rete variamente articolata.

3.2 Regolazione delle portate in fognatura

L'interconnessione fra un impianto di depurazione ed una rete fognaria mista, oppure nera assimilabile a mista per le ragioni sopra dette, si fonda sul principio di adduzione totale delle

acque nere in tempo asciutto e di progressiva diluizione dei reflui in tempo di pioggia, con sfioro delle portate in eccesso in caso di eventi di particolare entità.

I criteri di scelta del rapporto di diluizione sono molteplici ed estremamente variabili a seconda che si intenda privilegiare le esigenze dell'impianto di depurazione o quelle del corpo idrico ricettore. Risulta infatti ben noto che la fase biologica di un depuratore può tollerare al massimo una portata pari a due volte la portata in tempo asciutto Q_{ta} (quindi un rapporto di diluizione 1/1), mentre la fase di trattamento meccanico è in grado di trattare una portata pari a 4 Q_{ta} , con un rapporto di diluizione, pertanto, pari a 1/4: nel caso specifico, si ritiene necessario introdurre un rapporto di diluizione pari a 1/3 della portata media giornaliera trattata.

Tutto ciò consente di allontanare in fognatura le acque nere e le acque di prima pioggia, anch'esse sovente molto inquinate.

In base a questo principio si inizia a sfiorare nel corso d'acqua superficiale solamente una volta che si sono raggiunti rapporti di diluizione sufficientemente elevati. A questo si deve aggiungere il fatto che al primo evento di sfioro il corpo idrico ricettore presenta già in alveo una discreta portata, ulteriore elemento di diluizione.

I valori di diluizione appena introdotti sono piuttosto cautelativi anche rispetto a quelli suggeriti dalla normativa attualmente in vigore. Se ad esempio si considera la **L.R. 31/05/2006, n.20**, facendo riferimento a scaricatori di piena di classe **A1** a servizio di fognature miste, risulta imposto un "valore di diluizione" di almeno tre volte la portata media nera in tempo asciutto calcolata nelle 24 ore.

Sempre in base a quanto suggerito dalla succitata legge regionale, a seguito dell'introduzione di derivatori di piena, dovrà modificarsi il regolamento di accettabilità in pubblica fognatura per gli insediamenti produttivi, così da evitare che le portate di supero direttamente sversate nel corpo idrico superficiale superino i valori fissati dalle tabelle 1 e 3 dell'allegato 5 alla parte II del D.Lgs. 152/2006 e successive modificazioni.

3.3 Portate di progetto

Gli impianti di fognatura devono essere progettati per un periodo di tempo più o meno lungo che dipende da numerosi fattori, tra i quali:

- la vita fisica e tecnica delle strutture progettate;
- la possibilità di realizzare estensioni;
- le incertezze sulla velocità di crescita della popolazione e dei consumi;
- la consistenza delle rate da pagare sui mutui contratti per realizzare le opere;
- l'efficienza del funzionamento delle opere nei primi anni di vita, quando sono

fortemente caricate al di sotto delle loro capacità.

I collettori ed i manufatti principali delle reti fognarie vengono abitualmente dimensionati per durate di 40 – 50 anni.

Il dimensionamento della fognatura nera richiede la determinazione della massima portata complessiva da veicolare nel collettore in funzione dei plausibili utenti futuri del servizio.

La valutazione delle future utenze che interesseranno i collettori in progetto tiene in considerazione sia gli utenti dei depuratori che si prevede di dismettere, sia le utenze di nuovi insediamenti che si andranno ad allacciare alla rete.

Il progetto in oggetto prevede la valutazione delle portate di reflui di due distinti sistemi fognari, come già ampiamente descritto, uno recapitante al depuratore di Calcinaia e l'altro relativo alla riorganizzazione delle fognature nelle frazioni di Oltrarno e Il Chiesino.

Dismissione del depuratore di Calcinaia.

Secondo i dati a nostra disposizione e forniti dall'Ente Gestore, la portata media giornaliera su base annua trattata dal depuratore è stata di circa 540 mc/d nel 2007, corrispondente al circa 2800-3000 Abitanti Equivalenti. Lo sviluppo futuro prevede un'espansione del bacino di utenti afferente al depuratore, stimato dall'Ente Gestore in circa 6000 AE.

La rete in progetto dovrà, quindi, essere in grado di allontanare con un certo coefficiente di sicurezza il quantitativo di reflui in arrivo attualmente all'impianto e gli aumenti futuri dovuti all'incremento della popolazione servita dal complesso di canalizzazioni a monte.

Come dato di ingresso per il dimensionamento della fognatura e della stazione di sollevamento saranno considerati 6000 Abitanti Equivalenti.

Sistema fognario Oltrarno-Chiesino

La valutazione di una futura funzionalità, legata a tutta una serie di dati forniti dalle pubbliche amministrazioni, di prevedibili variazioni degli utenti effettivi e dei loro fabbisogni idrici specifici, ha condotto, in via molto cautelativa, a stimare i futuri utenti in 3.000 unità; per quanto riguarda i rami del sistema fognario lungo Via delle Case Bianche, afferenti al sollevamento posto a fianco della viabilità, sono state considerate 500 unità.

Si è fatto riferimento al numero di abitanti che scaricano a monte della sezione considerata e, naturalmente, alla dotazione per abitante pari a 250 l/ab·d.

Bisogna tener conto che al crescere del numero degli abitanti, aumenta lo scarico specifico giornaliero, espresso in l / ab·g, ma aumenta anche l'effetto di livellamento dei valori di punta.

Nel calcolo delle portate sono stati utilizzati dei coefficienti di maggiorazione che tengono conto della variabilità delle immissioni lungo tutto il tratto di condotta per tener conto delle fluttuazioni e in modo da considerare la non contemporaneità delle immissioni in rete.

Coeff. Q_{MAX1} :

$$Q_{MAX} = 1,5 + \frac{50}{\sqrt{p}}$$

Coeff. ATV:

$$ATV = 8,9136 \cdot p^{-0,1354}$$

Coeff. Giff:

$$Giff = \frac{5}{\sqrt[6]{p/1000}}$$

Coeff. Harman:

$$Harman = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{p/1000}}$$

Coeff. Babbit:

$$Babbit = \frac{5}{\sqrt[5]{p/1000}}$$

I valori ricavati zona per zona sono sintetizzati nel prospetto seguente, ove per ogni tratto di fognatura considerato è stato tenuto conto anche di quella parte di popolazione che potenzialmente in futuro potrà gravare sullo stesso tratto, per cui viene riportato il valore medio tra quelli ricavati con le formule sopra elencate.

La portata di acque nere da considerarsi in fase di progetto può stimarsi in base alla seguente espressione:

$$Q_n = \frac{Cr \cdot Cp \cdot N \cdot D}{H \cdot 3.600}$$

dove risulta rispettivamente :

- Q_n = portata di acque nere, espressa in l/sec;
- Cr = coefficiente di restituzione in fognatura;
- C_p = coefficiente di punta relativo alle variazioni di portata giornaliera;
- C_d = coefficiente di diluizione relativo all'afflusso di acque meteoriche;
- N = numero di abitanti;
- D = dotazione idrica procapite, espressa in l/ab·g;
- H = numero di ore al giorno di scarico in fognatura.

Si fissa una dotazione idrica di progetto pari a 250 litri al giorno per abitante, mentre si ipotizza il consumo, e pertanto la restituzione, distribuito nell'arco di 24 ore giornaliere per i reflui in arrivo al depuratore di Calcinaia, e 18 ore per il sistema fognario del Chiesino. Si introduce il coefficiente di punta C_p ottenuto dalla media dei coefficienti di punta reperiti in letteratura e relativi a diverse condizioni di funzionamento.

Considerando un coefficiente di restituzione in fognatura Cr pari a 0,90 si ottengono i seguenti valori di portata:

DATI DI INGRESSO E PORTATE		- CALCINAIA -		Il Chiesino	Via delle Case bianche
ANNO		2010	2030	2030	2030
A. E.	(abit)	3 000,00	6 000,00	3 000,00	500,00
Ca	(-)	0,80	0,90	0,90	0,90
hdefl	(ore)	24,00	24,00	18,00	18,00
D.I.	(l/abit.g.)	250,00	250,00	250,00	250,00
Q_n	(l/s)	6,94	15,63	10,42	1,74
Q_n	(mc/h)	25,00	56,25	37,50	6,25
Q_n	(mc/d)	600,00	1 350,00	675,00	112,50
coefficiente di punta		3,00	3,00	3,00	4,00
Q_{punta} o $3Q_n$	(l/s)	20,83	46,88	31,25	6,94
Q_{min}		3,47	7,81	5,21	0,87

Oltre ai dati sopra riportati sono stati presi in analisi le portate derivanti dal modello PUMAN per la stima della portata associata ad un determinato tratto fognario sulla base dei consumi

idrici delle utenze recapitanti al quel tratto.

Per i due principali sollevamenti i dati di progetto sono di seguito riportati dove nella colonna *Puman fattori correttivi* si tiene conto dell'incremento demografico in quanto il dato statistico di Puman è attuale o pregresso,

In considerazione dell'elevata differenza di portata tra i due approcci si è scelto un valore medio che ha portato a definire la portata di progetto del sollevamento di Calcinaia in circa 31l/s e quella del Chiesino in circa 50l/s.

		Progetto	Puman	Puman fattori correttivi	Media Puman - Progetto
Sollevamento Calcinaia	Qn [l/s]	15.6	4.7	9.6	10.2
	3Qn [l/s]	46.9	14.1	28.9	30.5
Sollevamento Chiesino	Qn [l/s]	26.0	6.7	13.6	16.4
	3Qn [l/s]	78.1	20.0	40.9	49.1

I valori riportati nelle ultime due colonne risultano essere le massime portate di deflusso in fognatura e sono in buona sostanza quelle che determinano i diametri necessari. Ovviamente occorrerà poi valutare il comportamento della fognatura nelle usuali condizioni di funzionamento per controllare la distribuzione delle velocità nel collettore così da evitare eventuali fenomeni di deposito.

3.4 Dimensionamento del collettore

La progettazione di un collettore fognario, soprattutto nel caso in cui si ipotizzi un usuale funzionamento a sezione non piena, si rivela notevolmente più delicata di quanto non lo sia la progettazione di reti acquedottistiche in pressione.

Non esiste a tutt'oggi una teoria che consenta di passare in maniera soddisfacente dalle scabrezze ricavate sperimentalmente in stabilimento, sul singolo tubo nuovo, alle reali resistenze al deflusso dovute non solo all'invecchiamento del tubo, ma anche, e soprattutto, alla presenza di depositi di vario genere, dei giunti, dei pozzetti, dei salti di fondo, delle curve, degli allacciamenti.

Tutti gli elementi sopra esposti, infatti, determinano una notevole turbolenza nel deflusso così da impedirci di beneficiare di due delle più importanti semplificazioni usualmente impiegate nei calcoli idraulici:

- moto uniforme e deflusso secondo filetti fluidi paralleli,
- moto completamente turbolento.

Bisogna tener presente che la portata affluente nel collettore fognario potrà essere controllata, per quel che riguarda i valori massimi, in ogni sezione del tracciato in quanto si prevede, in un'ottica di dismissione dei processi depurativi degli impianti sopra menzionati, la conversione dei manufatti presenti nei depuratori in vasche di accumulo dove poter contenere e regolare portate eccezionali dovute ad eventuali infiltrazioni nella rete fognaria esistente.

3.4.1 Verifica delle sezioni dei tratti a gravità

3.4.1.1 Generalità

Le dimensioni delle condotte a gravità sono dedotte in funzione delle portate di progetto ricavate precedentemente espresse.

Per la verifica idraulica delle condotte viene utilizzata la formula di Gauckler – Strickler, assumendo come coefficiente di scabrezza per le tubazioni in GRES un valore pari a 90 (K_s).

Formula di Gauckler/Strickler:
$$U = K_s \times R^{2/3} \times i^{1/2}$$

dove:

U = velocità media del liquame espressa in m/sec;

K_s = coefficiente di scabrezza della tubazione ($m^{1/3} \cdot s^{-1}$);

R = raggio idraulico, pari al rapporto tra l'area di deflusso ed il contorno bagnato;

i = pendenza della tubazione.

3.4.1.2 Verifica capacità smaltimento

Dopo aver ipotizzato, in fase pre-progettuale, diametri e percentuali di riempimento massime che si intende avere nelle condotte, si è proceduto a verificare che la capacità di deflusso risultante fosse sufficiente a far defluire la portata massima di progetto.

Si è ipotizzato una tubazione con DN200 e DN350 ed un grado di riempimento massimo del 75%.

Considerando che la condizione di riempimento massimo si registra nel caso di pendenza minima (in questo caso $i=0,002$ [m/m]), si verifica che la portata massima di progetto per ciascun tratto precedentemente calcolata sia minore della massima portata che riesce a defluire con il 75% di riempimento. Nella seguente tabella si riassume la verifica svolta per i tratti considerati, si noti che i valori di Q_{max} sono sempre inferiori a Q_{def} .

Tratto	Tipo tubaz.	Diam. mm	Ks m ^{1/3} /s	i _{MIN} m/m	Q _{MAX} l/s	Q _{DEF} (75% riemp.) l/s	Riemp. max %
Collettore DN 200 Via delle Case Bianche	GRES	200	90	0,002	6,94	15,65	37,8
Collettore DN 200	GRES	200	90	0,002	15,62	15,65	74,9
Collettore DN 350	GRES	350	90	0,002	49,15	70,00	63,0

Dove :

- **i_{min}** : Pendenza minima della condotta
- **K_s** : Coefficiente di scabrezza di Gauckler – Strickler per tubazioni in GRES
- **Q_{defl}** : Portata defluente in base alle condizioni esplicitate
- **Q_{max}** : Portata massima di progetto della tubazione
- **R_{max}** : Riempimento massimo che si raggiunge nella tubazione

3.4.1.3 Verifica velocità in condotta

Una volta verificata la capacità di deflusso in tubazione e definito quindi il diametro ottimale per il tratto di progetto, è necessario valutare le velocità di scorrimento del reflu in modo tale che siano rispettati i limiti imposti dalla normativa. La velocità non deve essere troppo bassa per evitare sedimentazioni ne' troppo alta da causare l'erosione dei materiali della condotta.

Le disposizioni indicate nella Circolare del Ministero dei LL.PP. n.11633 del 7/1/74, contenente istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto, riportano i seguenti limiti:

V_{l,inf}	0,5 m/sec	limite calcolato al deflusso della portata nera media, imposto al fine di evitare deposito al fondo
V_{l,sup}	4,0 m/sec	limite calcolato al deflusso della portata nera di punta, imposto al fine di evitare abrasioni alle pareti del tubo.

Il rispetto di queste indicazioni consente di evitare, in fase di costruzione della fognatura, la realizzazione di camerette di lavaggio.

In generale, in caso di fognature nere separate, per la rimozione di eventuali depositi può essere sufficiente una velocità di 0,5-0,6 m/s che sale a 0,6-0,7 m/s per fognature miste: sono valori da calcolare sulle portate di punta ordinarie in modo da garantire sempre l'autolavaggio delle tubazioni.

La massima velocità ammissibile dipende molto dal tipo di materiale scelto: per portate nere di punta non dovrebbe mai superare i 2,5 m/s, limite che può salire fino a 4 m/s nel caso di canalizzazioni con materiali molto resistenti (ad esempio il PVC); nel caso di portate pluviali la velocità massima può essere invece considerata nell'intervallo 4-7m/s.

Per svolgere la verifica della velocità si considerano due casi critici: il caso di massima portata con massima pendenza [Q_{\max} - i_{\max}], e il caso di minima portata con minima pendenza [Q_{\min} - i_{\min}]. La velocità viene calcolata con la stessa formula usata per la precedente verifica, la formula di Chezy con coefficiente di Gauckler–Strickler. Per conoscere la velocità occorre dunque conoscere il raggio idraulico, e pertanto, essendo fissato il diametro della condotta, il grado di riempimento effettivo con cui viene smaltita la portata in esame.

I valori dei risultati della verifica per i due casi critici considerati sono riportati nella seguente tabella:

Località - via	Diam.	Ks	i_{\max}	i_{\min}	Q_{\min}	Q_{\max}	v_{\max}	v_{\min}
	mm	$m^{1/3}/s$	m/m	m/m	l/s	l/s	m/s	m/s
Collettore DN 200 Via delle Case Bianche	200	90	0,005	0,002	1,30	6,94	0,72	0,29
Collettore DN 200	200	90	0,005	0,002	3,91	15,62	0,89	0,39
Collettore DN 350	350	90	0,005	0,002	13,10	49,15	0,6	0,46

Dove:

- **Diam.** :Diametro tubazione
- **K_s** : Coefficiente di scabrezza di Gauckler – Strickler per tubazioni in GRES con lievi incrostazioni
- **i_{\min}** : Pendenza minima
- **i_{\max}** : Pendenza massima
- **Q_{\min}** : Portata di minima
- **Q_{\max}** : Portata massima
- **v_{\min}** : Velocità di minima
- **v_{\max}** : Velocità massima

3.4.1.4 Trasporto solido

Quando la velocità della corrente diminuisce oltre un certo limite le sostanze più pesanti - trasportate in sospensione o già trascinate sul fondo del tubo, tendono a depositarsi. Il

progressivo deposito riduce ovviamente la sezione che pertanto perde le capacità di deflusso ipotizzate in sede progettuale.

Non appena la portata torna a crescere i depositi vengono rapidamente rimessi in movimento ed allontanati con rischio di abrasioni per la condotta, problemi di sovraccarico per gli impianti di depurazione, eccessive concentrazioni eliminate dagli scaricatori di piena.

Esistono diversi studi riguardanti lo stato limite di un granello solido sospinto da un fluido. Ad esempio si consideri l'equazione di Camp:

$$v_{\lim} = \sqrt{\frac{8 \cdot g}{\lambda} k \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} S_0}$$

dove risulta:

V_{\lim} = velocità limite, espressa in m/sec,

γ_s = peso specifico granello solido, espresso in Kg/mc,

γ = peso specifico del fluido,

K = costante adimensionale definita caratteristica di lavaggio,

S_0 = spessore del granello solido, espresso in m,

λ = indice di resistenza, funzione del numero di Reynolds e della scabrezza relativa.

Facendo ancora riferimento all'espressione di Manning per i coefficienti di scabrezza e ricordando che risulta:

$$\chi = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

da cui

$$v_{\lim} = \frac{1}{n} R^{1/6} \sqrt{k \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} S_0}$$

I valori della caratteristica di lavaggio K sono stati ricavati sperimentalmente. Generalmente si può andare da un minimo $K=0,04$ per sabbia pulita a $K=0,8$ per sabbia sporca, vischiosa.

In via del tutto cautelativa si è soliti assumere $K=0,8$.

Volendo mantenere in sospensione elementi solidi inorganici quali la sabbia fino a diametri di 0,1 mm, considerando vecchie condotte di tipo normale ($n=0,0150$) e un $\gamma_s = 2650$ Kg/mc, ed il riempimento massimo ammesso pari al 75% della condotta si ottiene una velocità limite di:

$$V_{\text{lim}} = \frac{1}{0,015} \cdot (0,031)^{1/6} \cdot \sqrt{\frac{0,8 \cdot 1650 \cdot 0,001}{1000}} = 0,428 \text{ m/s}$$

Le velocità in condotta, come già verificato, risultano senz'altro superiori.

Da sottolineare che la verifica è stata condotta imponendo le condizioni di deflusso di portata minima alla minima pendenza di progetto, ovvero quelle condizioni nelle quali risulta maggiormente alta la probabilità di deposito per le ridotte velocità del refluo.

3.4.2 Verifica delle sezioni dei tratti in pressione

3.4.2.1 Generalità

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

– Williams :

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

dove:

- J = Perdita di carico per unità di lunghezza;
- D = Diametro della tubazione [m];
- Q = portata [mc/sec];
- C = coefficiente di scabrezza ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$). Per le condotte in ghisa sferoidale riveste internamente con malta di cemento centrifugata tale valore, assunto per i calcoli effettuati, è pari a 130.

3.4.2.2 Verifica delle sezioni

Collettore Calcinaia-Via Hangar GHISA DN 200

Tubazione premente in partenza dalla centralina di sollevamento (depuratore di Calcinaia) situata all'interno dell'impianto di depurazione di Calcinaia

I valori di portata di progetto che si prendono in considerazione sono i seguenti:

Portata totale in uscita dalla centralina in tempo di pioggia : 31,00 l/s

Dislivello geodetico = 4,00 m

Coefficiente scabrezza (Ghisa): 120 Hazen - Williams

Caratteristiche sistema fognario		
Condotta:	Ghisa DN 250	
Lunghezza:	m	1705
curve 90°	n.	4
curve 45°	n.	15
sbocco	n.	1
saracinesca	n.	1
valvola	n.	0
Mandata:	Acciaio DN 100	
curve 90°	n.	2
raccordo T	n.	0
saracinesca	n.	1
valvola	n.	1
imbocco	n.	1

Si riporta quindi il calcolo delle perdite di carico a regime, riportando due prospetti di funzionamento, uno con la portata di punta in tempo asciutto non tenendo conto degli sviluppi futuri degli abitanti da collettare e l'altro con le condizioni massime di progetto:

CARATTERISTICHE CONDOTTA FOGNARIA		
Materiale condotta		ghisa
Diametro int. condotta	(mm)	200
Lunghezza condotta	(m)	1705
Disl. Geodetico	(m)	4,00
Num pompe in funz		2
.Q pompa singola	(l/s)	15,5
Qp in condotta	(l/s)	31,00
Vel. in condotta	(m/s)	0,96
J	(m/km)	5,29
Δh concentrate	(m)	0,85
Δh distribuite	(m)	9,04
Δh tot	(m)	15,29
P impiegata	(kW)	3,57

Le portate e prevalenze in gioco portano ad adottare 3 pompe, di cui 2 funzionanti in parallelo alla portata massima, con rotazione ciclica e regolate da inverter in modo tale che venga regolata la potenza della macchina quando è in funzione una sola pompa.

Relativamente al colpo d'ariete, considerando:

$$V_0 = 0,95 \text{ m/s}$$

$$E = 1,2 \times 10^{11} \text{ N / m}^2$$

$$D = 0,253 \text{ m}$$

$$S = 0,0068 \text{ m}$$

Si ricava un valore di celerità “c” pari a :1115 m/s

Di conseguenza $Dh = 108,26 \text{ m.c.l.}$

Il massimo valore di pressione idrostatica calcolata per la condotta premente è di 20,55 m c.a.; pertanto in considerazione del valore massimo della sovrappressione per fenomeni di colpo d'ariete (108.26 m c.l., equivalenti a 10.62 bar), risulta una pressione massima nelle condotte di 124.77 m.c.l., equivalente a 12.13 bar inferiore alla pressione massima ammissibile (PMA) delle tubazioni previste che risulta essere di 54 bar. Verranno comunque installati lungo la condotta degli sfiati per attenuazione del colpo di ariete, si veda il profilo di progetto.

Collettore Sollevamento Tosco Romagnola – Via Hangar

Tubazione premente in partenza dalla centralina di sollevamento (Tosco-Romagnola) situata lungo il Fosso Vecchio a servizio del nuovo sistema fognario di Oltrarno e In Chiesino

I valori di portata di progetto che si prendono in considerazione sono i seguenti:

Portata totale in uscita dalla centralina in tempo di pioggia : 50,00 l/s

Dislivello geodetico = 5,00 m

Coefficiente scabrezza (Ghisa): 120 Hazen - Williams

Caratteristiche sistema fognario		
Condotta:	Ghisa DN 200	
Lunghezza:	m	1000
curve 90°	n	4
curve 45°	n	10
sbocco	n	1
saracinesca	n	2

valvola	n.	0
Mandata:	Acciaio DN 100	
curve 90°	n.	2
raccordo T	n.	0
saracinesca	n.	1
valvola	n.	1
imbocco	n.	1

Si riporta quindi il calcolo delle perdite di carico a regime, riportando due prospetti di funzionamento, uno con la portata di punta in tempo asciutto non tenendo conto degli sviluppi futuri degli abitanti da collettare e l'altro con le condizioni massime di progetto:

CARATTERISTICHE CONDOTTA FOGNARIA		
Materiale condotta		Ghisa
Diametro int. condotta	(mm)	250
Lunghezza condotta	(m)	1000
Disl. Geodetico	(m)	5,00
Q pompa singola	(l/s)	25
Num pompe in funz.		2,00
Qp in condotta	(l/s)	50,00
Vel. in condotta	(m/s)	1,11
J	(m/km)	5,37
Δh concentrate	(m)	1,34
Δh distribuite	(m)	5,35
Δh tot	(m)	10,79
P impiegata	(kW)	4,56

Le portate e prevalenze in gioco portano ad adottare 2 pompe funzionanti in parallelo alla portata massima, con una di scorta e con rotazione ciclica per garantire un'uniforme usura delle stesse tra un attacco e il successivo.

Relativamente al colpo d'ariete, considerando:

$$V_0 = 1,11 \text{ m/s}$$

$$E = 1,2 \times 10^{11} \text{ N / m}^2$$

$D = 0,203 \text{ m}$

$S = 0,0063 \text{ m}$

Si ricava un valore di celerità “c” pari a :1145 m/s

Di conseguenza $D_h = 115,50 \text{ m.c.l.}$

Il massimo valore di pressione idrostatica calcolata per la condotta premente è di 115,50 m c.a.; pertanto in considerazione del valore massimo della sovrappressione per fenomeni di colpo d’ariete (115,50 m c.l., equivalenti a 11.33 bar), risulta una pressione massima nelle condotte di 122.72 m.c.l., equivalente a 12.04 bar inferiore alla pressione massima ammissibile (PMA) delle tubazioni previste che risulta essere di 54 bar. Verranno comunque installati lungo la condotta degli sfiati per attenuazione del colpo di ariete, si veda il profilo di progetto.

Collettore Sollevamento Via delle Case Bianche

Tubazione premente in partenza dalla centralina di sollevamento (Case Bianche) situata lungo Via delle Case Bianche

I valori di portata di progetto che si prendono in considerazione sono i seguenti:

Portata totale in uscita dalla centralina in tempo di pioggia : 7,00 l/s

Dislivello geodetico = 4,20 m

Coefficiente scabrezza (PeAD): 120 Hazen - Williams

Caratteristiche sistema fognario		
Condotta:	PeAD DN 140 PN 16	
Lunghezza:	m	400
curve 90°	n.	2
curve 45°	n.	4
sbocco	n.	1
saracinesca	n.	2
valvola	n.	0
Mandata:	Acciaio DN 80	
curve 90°	n.	2
raccordo T	n.	0
saracinesca	n.	1
valvola	n.	1
imbocco	n.	1

Si riporta quindi il calcolo delle perdite di carico a regime:

CARATTERISTICHE CONDOTTA FOGNARIA		
Materiale condotta		PeAD
Diametro int. condotta	(mm)	114,6
Lunghezza condotta	(m)	400
Disl. Geodetico	(m)	4,20
Q pompa singola	(l/s)	7
Num pompe in funz.		1,00
Qp in condotta	(l/s)	7,00
Vel. in condotta	(m/s)	0,68
J	(m/km)	5,87
Dh concentrate	(m)	0,45
Dh distribuite	(m)	2,35
Dh tot	(m)	7,10
P impiegata	(kW)	0,89

Le portate e prevalenze in gioco portano ad adottare 1 pompa funzionante più una di riserva, con rotazione ciclica per garantire un'uniforme usura delle stesse tra un attacco e il successivo: le macchine avranno una potenza nominale non superiore a $2,5 \text{ kW} \pm 5\%$.

Relativamente al colpo d'ariete, considerando:

$$V_0 = 0,68 \text{ m/s}$$

$$E = 8 \times 10^8 \text{ N / m}^2$$

$$D = 0,1146 \text{ m}$$

$$S = 0,0127 \text{ m}$$

Si ricava un valore di celerità "c" pari a :293 m/s

Di conseguenza $D_h = 20,25 \text{ m.c.l.}$

Il massimo valore di pressione idrostatica calcolata per la condotta premente è di 7,10 m c.a.; pertanto in considerazione del valore massimo della sovrappressione per fenomeni di colpo d'ariete (7,10 m c.l., equivalenti a 6,97 bar), risulta una pressione massima nelle condotte di 23,04 m.c.l., equivalente a 2,26 bar inferiore al valore nominale delle tubazioni previste che risultano essere classe PFA 16 bar*

*(da cui consegue una PMA (Pressione Massima Ammissibile): definita come pressione interna massima, compreso il colpo d'ariete che un componente può sopportare in modo sicuro in esercizio. $PMA = 1,2 \times PFA = 19,2 \text{ bar}$).

3.4.3 Fenomeni di sovrappressione per colpo d'ariete

In un impianto con sollevamento meccanico nel caso in cui si abbia un arresto brusco del funzionamento, causato ad esempio per interruzione di energia elettrica nel motore della pompa, la colonna d'acqua, in moto ascendente, si arresta provocando all'inizio della condotta, nei pressi della pompa, un'onda elastica di depressione che si propaga verso il serbatoio; successivamente inizia a staccarsi dal serbatoio verso la pompa un'onda elastica di pressione statica che produce sull'otturatore della valvola di ritegno un colpo d'ariete che genera, per contraccolpo, una seconda onda che si propaga dalla pompa verso il serbatoio. Quando questa arriva al serbatoio genera un'altra onda statica che si propaga verso la pompa generando un secondo colpo d'ariete diretto ed il fenomeno descritto ricomincia con depressioni e sovrappressioni smorzate, rispetto alla fase precedente e fino all'esaurimento del fenomeno dovuto alle perdite di carico per attrito lungo la condotta. Ognuna di queste fasi ha

una durata pari a $\tau = \frac{2 \cdot L}{c}$ essendo L la lunghezza della condotta e c la celerità dell'onda elastica. Quest'ultima grandezza è funzione del modulo di compressibilità cubica ε e della densità ρ del fluido, del diametro D, dello spessore s e del modulo elastico E della condotta (per la GHISA $E = 1,2 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$)

$$\frac{1}{c^2} = \rho \left[\frac{1}{\varepsilon} + \frac{D}{s \cdot E} \right]$$

per acqua a circa 10°C

$$\varepsilon = 2,09 \cdot 10^8 \text{ kg/m}^2$$

$$\rho = 102 \text{ kg/m}^3$$

Negli impianti di sollevamento la fase di depressione genera una pressione interna che può scendere al di sotto di quella atmosferica con conseguenti sforzi di compressione sulla tubazione; nella fase diretta si creano maggiori sollecitazioni estremamente pericolose per la resistenza del materiale.

Le tubazioni risultano verificate 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.

Tuttavia è prevista la messa in opera di dispositivi per la mitigazione degli effetti prodotti dal colpo d'ariete, quali organi di sfiato di tipo bidirezionale, che garantiscono una sicurezza operativa nei confronti di eventuali manovre brusche conseguenti allo stacco subitaneo delle

pompe per un'improvvisa mancanza dell'energia motrice.

Un ulteriore accorgimento è costituito dal tipo di avviamento per le apparecchiature elettromeccaniche. Anziché il classico avviamento stella-triangolo e reattanza, saranno installati quadri elettrici con avviamento e rallentamento soft-start con convertitori statici, 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 livelletta di progetto delle condotte forzate e agli alti valori di resistenza offerti dai materiali costituenti tali condotte.

3.5 Stazione di sollevamento

Le dimensioni dei volumi necessari all'accumulo del refluo in una stazione di sollevamento devono essere tali, al di là delle esigenze connesse con il profilo del terreno e della livelletta di progetto, da tener conto sia dei tempi di permanenza dei liquami, che devono essere ridotti al minimo, sia del corretto funzionamento delle pompe.

Infatti le apparecchiature elettromeccaniche delle pompe sono sottoposte a surriscaldamento durante la fase di avvio e necessitano quindi di un intervallo, tra due avviamenti successivi, per la dissipazione del calore prodotto nel liquido d'immersione.

Il valore di tale tempo, ciclo della pompa, somma dell'intervallo di funzionamento e di riposo, non dovrà essere inferiore di un valore limite prefissato, dipendente dalle caratteristiche della pompa. Il valore minimo di un ciclo tende ad aumentare all'aumentare della potenza della pompa.

Assumendo otto attacchi orari si ottiene un tempo T_p di intervallo fra due attacchi successivi pari a $3600/10 = 360$ s.

Considerando la condizione di massimo afflusso in base al principio di continuità, si ricava un volume affluito nella vasca di aspirazione della pompa durante il periodo T_p uguale al volume prelevato dalla pompa nell'intervallo di tempo di funzionamento della stessa. Dunque:

$$q_a \cdot T_p = q_p \cdot \Delta t_v = q_p \cdot (T_p - \Delta t_r)$$

dove:

- q_a = portata di afflusso (m^3/s)
- q_p = portata di pompaggio (m^3/s)
- Δt_r = intervallo di riempimento della vasca, ossia di pausa della pompa (s)
- Δt_v = intervallo di vuotatura della vasca, ossia di attività della pompa (s)
- $T_p = \Delta t_r + \Delta t_v$ periodo di funzionamento della pompa, ossia intervallo tra due attacchi successivi

Indicando con I l'invaso della vasca di aspirazione esso coincide con il prodotto della portata di afflusso per l'intervallo di riempimento:

$$I = q_a \cdot \Delta t_r$$

Esplicitando le due equazioni rispetto a Δt_r ed uguagliando le due espressioni di Δt_r si ottiene:

$$I = T_p \cdot q_a \cdot \left(1 - \frac{q_a}{q_p}\right)$$

Tale espressione, fissata la portata di pompaggio q_p e fissato il periodo di funzionamento della pompa T_p risulta variabile in funzione della portata di afflusso q_a e presenta un massimo quando $q_a = q_p/2$. In Tale situazione si ha il massimo volume di invasore.

3.5.1 Sollevamento depuratore Calcinaia

Portata in arrivo al depuratore di Calcinaia da di futura dismissione: 31,00 l/s

Si prevede di installare n° 3 pompe in parallelo e di posare in opera una stazione di sollevamento costituita da doppia vasca di accumulo per facilitare le operazioni di manutenzione senza dover effettuare il fermo impianto.

Si considera una portata in arrivo di 31,00 l/sec con 3 pompe, a funzionamento alternato con un numero di avviamenti ora per ogni pompa pari a 10. La portata di punta sarà allontanata con 2 pompe in funzione contemporaneamente.

Le pompe si avviano una dopo l'altra e si arrestano tutte al livello minimo prefissato della vasca.

$$V_1 = Q_1 T_{\text{ciclo}} / 4$$

$$T_{\text{ciclo}} = 60/10 = 6,0 \text{ minuti} = 360 \text{ sec}$$

$$V_1 = 31,00 \text{ l/sec} \times 0,75 \times 360 / 4 = 2.092 \text{ l} = 2,092 \text{ mc}$$

Nel calcolo della volumetria è stato introdotto un coefficiente di riduzione dovuto alla presenza di due organi di pompaggio simultaneamente.

Volume utile totale = 2,09 mc.

A favore di sicurezza è stato considerato tale volume come volume utile della singola vasca di accumulo, considerando l'altra in manutenzione.

Le caratteristiche geometriche della centralina da realizzare sono (dimensioni interne, per ciascuna vasca):

- larghezza: 2,00 m
- lunghezza: 2,10 m
- profondità: 5,80 m
- profondità arrivo fognatura: 3,30 m
- prof. uscita tub. di mandata: 1,50 m
- Altezza utile disponibile: 1,50 m (0,80 m di franco per adescam. pompe)

Altezza utile necessaria $2,09/2.1/2$: 0,50 m.

Pertanto il volume delle vasca è da considerarsi sufficiente.

Sono state scelte queste misure ma potranno essere variate nel momento dell'esecuzione dei lavori rimanendo invariato il volume utile di invaso.

3.5.2 Sollevamento via del Chiesino

Portata in arrivo alla centralina in progetto posta in via del Chiesino: 50,00 l/s

Si prevede di installare n° 3 pompe in parallelo e di posare in opera una stazione di sollevamento costituita da doppia vasca di accumulo per facilitare le operazioni di manutenzione senza dover effettuare il fermo impianto.

Si considera una portata in arrivo di 50,00 l/sec con 3 pompe, a funzionamento alternato con un numero di avviamenti ora per ogni pompa pari a 10. La portata di punta sarà allontanata con 2 pompe in funzione contemporaneamente.

Le pompe si avviano una dopo l'altra e si arrestano tutte al livello minimo prefissato della vasca.

$$V_1 = Q_1 T_{\text{ciclo}} / 4$$

$$T_{\text{ciclo}} = 60/10 = 6,0 \text{ minuti} = 360 \text{ sec}$$

$$V_1 = 50,00 \text{ l/sec} \times 0,75 \times 360 / 4 = 3375 \text{ l} = 3,375 \text{ mc}$$

Nel calcolo della volumetria è stato introdotto un coefficiente di riduzione dovuto alla presenza di due organi di pompaggio simultaneamente.

Volume utile totale = 3,37 mc.

Le caratteristiche geometriche della centralina da realizzare sono (dimensioni interne indicative):

- larghezza: 2,00 m
- lunghezza: 2,10 m
- profondità: 5,80 m
- profondità arrivo fognatura: 3,50 m
- prof. uscita tub. di mandata: 1,60 m
- Altezza utile disponibile: 1,60 m (0,70 m di franco per adescam. pompe)

Altezza utile necessaria $3,37/2.1/2$: 0,50 m.: 0,80 m.

Pertanto il volume delle vasca è da considerarsi sufficiente.

Sono state scelte queste misure ma potranno essere variate nel momento dell'esecuzione dei lavori rimanendo invariato il volume utile di invaso.

3.5.3 Sollevamento via delle Case Bianche

Portata in arrivo alla centralina in progetto posta in via delle Case Bianche: 7,00 l/s

Si prevede di installare n° 2 pompe in parallelo e di posare in opera una stazione di sollevamento costituita da una vasca di accumulo con in testa un pozzetto di manovra con paratoia, per facilitare le operazioni di manutenzione.

Si considera una portata in arrivo di 7,00 l/sec con 2 pompe, a funzionamento alternato con un numero di avviamenti ora per ogni pompa pari a 10. La portata di punta sarà allontanata con 1 pompa in funzione mentre l'altra fungerà da riserva.

$$V_1 = Q_1 T_{\text{ciclo}} / 4$$

$$T_{\text{ciclo}} = 60/10 = 6,0 \text{ minuti} = 360 \text{ sec}$$

$$V_1 = 7,00 \text{ l/sec} \times 360 / 4 = 630 \text{ l} = 0,63 \text{ mc}$$

Nel calcolo della volumetria è stato introdotto un coefficiente di riduzione dovuto alla presenza di due organi di pompaggio simultaneamente.

Volume utile totale = 0,63 mc.

Le caratteristiche geometriche della centralina da realizzare sono (dimensioni interne indicative):

- larghezza: 2,00 m
- lunghezza: 2,10 m
- profondità: 3,75 m
- profondità arrivo fognatura: 2,75 m
- prof. uscita tub. di mandata: 1,50 m
- Altezza utile disponibile: 0,40 m (0,40 m di franco per adescam. pompe)

Altezza utile necessaria: 0,15 m.

Pertanto il volume delle vasca è da considerarsi sufficiente.

Sono state scelte queste misure ma potranno essere variate nel momento dell'esecuzione dei lavori rimanendo invariato il volume utile di invaso.

3.5.4 Il sistema fognario

L'attuale sistema fognario insiste su un'area di circa 0,6 km² la quale ha un'altezza massima di 14 m s.l.m. ed una minima in corrispondenza dello sbocco a cielo aperto di circa 11 m s.l.m.

La rete è formata prevalentemente da una dorsale principale che partendo dalla via delle Case Bianche nel comune di Calcinaia attraverso la via Papa Giovanni XXII giunge fino alla strada statale Tosco Romagnola nel comune di Pontedera.

Il recapito ultimo del sistema fognario, è il fosso non impermeabilizzato che, correndo parallelamente alla strada statale Tosco – Romagnola, giunge fino ad un tratto intubato e viene convogliato al depuratore di Fornacette.

La rete fognaria è costituita da condotte circolari in calcestruzzo che hanno diametri variabili dai 300 mm sino ai 1.200 mm.

4 ANALISI ENERGETICA

Il progetto in parola, secondo lo schema idraulico illustrato in precedenza prevede il convogliamento dei reflui in arrivo al depuratore di Calcinaia verso Via Giovanni XXIII, mediante la realizzazione di una nuova stazione di sollevamento. Unito a questo, sarà estesa la fognatura nei quartieri Oltrarno e Chiesino, i cui reflui attualmente vanno in ambiente senza alcun trattamento depurativo: i reflui raccolti da una rete a gravità, saranno pompati dal sollevamento in via del Chiesino, anch'essi al depuratore di via Hangar.

L'analisi energetica mira alla stima dei futuri costi energetici, sulla base degli attuali volumi trattati e dei futuri volumi da trattare tenendo conto delle stime di espansione demografica.

Per quanto riguarda la dismissione del depuratore di Calcinaia, l'analisi ha lo scopo, di quantificare il risparmio conseguibile con l'invio dei reflui verso il depuratore di Pontedera. Solitamente in un impianto di maggiori dimensioni, a parità di grado di abbattimento, si hanno costi energetici specifici (kWh/mc) inferiori, in più, il depuratore di Calcinaia essendo privo di piattaforma per il trattamento fanghi, comporta un'ulteriore spesa per il trasporto degli stessi verso altre piattaforme di servizio (depuratore di Pisa Sud e depuratore di Cascina), cosa che non sarebbe necessaria a Pontedera.

Le tabelle seguenti illustrano in sintesi dati e formule utilizzate per la stima dei consumi energetici per il sollevamento dei reflui inerenti il progetto in oggetto, in base ai dati di volumi trattati nell'anno 2012 e in base alle stime di volumi futuri da trattare.

Tabella 1 Stima consumi energetici per il pompaggio dei reflui in arrivo al dep di Calcinaia verso il dep. di via Hangar

Dismissione depuratore di Calcinaia e collettamento reflui al depuratore di Via Hangar - Pontedera				
	ANNO		2012	2030
Volume trattato dall'impianto in dismissione da inviare a via Hangar	V_a	(mc/anno)	225 327,00	438 000,00
	V_d	(mc/d)	617,33	1 200,00
Punto di lavoro pompa di sollevamento prevista in progetto	Q	(l/sec)	35,00	48,00
	H	(m)	15,00	20,50
rendimento pompa	η	(-)	0,55	0,55
ore di pompaggio giornaliero	h	(h/d)	4,90	6,94
potenza assorbita dalla pompa	P_{ass}	(kW)	9,36	17,55
Energia consumata	$E_d = P_{ass} \times h$	(kWh/d)	45,88	121,88
	E_{tot}	(kWh/anno)	16 745,89	44 486,86
Consumo energetico specifico	E_{sp}	(kWh/mc)	0,07	0,10

Tabella 2 Stima consumi energetici per il pompaggio dei reflui collettati con l'estensione fognaria nelle loc. Oltrarno e Il Chiesino

Estensione fognaria nelle località di Oltrarno e il Chiesino				
			2012	2030
Abitanti Equivalenti serviti	A. E.	(-)	1 200,00	3 500,00
Volume sollevato verso dep. Via Hangar	V_a	(mc/anno)	98 550,00	287 437,50
	V_d	(mc/d)	270,00	787,50
Punto di lavoro pompa di sollevamento prevista in progetto	Q	(l/sec)	22,00	31,00
	H	(m)	9,60	13,00
rendimento pompa	η	(-)	0,55	0,55
ore di pompaggio giornaliero	h	(h/d)	3,41	7,06
potenza assorbita dalla pompa	P_{ass}	(kW)	3,77	7,19
Energia consumata	$E_d = P_{ass} \times h$	(kWh/d)	12,84	50,72
	E_{tot}	(kWh/anno)	4 687,40	18 513,59
Consumo energetico specifico	$E_{sp} = E_{tot} / V_a$	(kWh/mc)	0,05	0,06

Sulla base dei dati forniti dal Gestore degli impianti, Acque SpA, dei consumi energetici degli impianti di Calcinaia e Pontedera, è stato possibile stimare il risparmio energetico conseguibile con il progetto in parola. Come detto sopra, al consumo energetico del depuratore di Calcinaia, sono stati sommati anche i seguenti contributi :

- L'Indice di Efficienza Energetica (IEE) preso in considerazione per i n.2 impianti che attualmente accolgono i fanghi del depuratore Calcinaia scaturiscono dall'analisi energetica eseguita sugli impianti di Acque SpA valida per la Certificazione ISO:50001; i consumi energetici relativi al trattamento di tali fanghi sono stati, pertanto, valutati considerando i consumi specifici dei depuratori di Pisa Sud e San Prospero (in totale 703.000 kg per 123.685 kWh/anno consumati);
- Consumo energetico per il trasporto dei fanghi stessi da Calcinaia verso i due impianti (stimato in 2.226 kWh/anno); per il calcolo dei kWh corrispondenti ai viaggi di fango verso i n.2 impianti sono state prese in considerazione le TEP (Tonnellate Equivalenti di Petrolio) relative al consumo di gasolio per il trasporto di tali fanghi; per il gasolio è stato considerato un fattore di conversione pari a 11,62 kWh/kg_gasolio.
- Consumo energetico equivalente del personale dipendente impiegato per il trasporto e movimentazione fanghi (stimato in 28.627 kWh/anno); per il calcolo dei kWh corrispondenti all'impiego dei mezzi per il trasporto dei fanghi e del relativo conducente e operatore è stato considerato un costo pari a 80,2 €/ora; per il costo relativo a mezzi e personale è stato considerato un fattore di conversione pari a 0,1515 €/kWh.

La tabella 3 riassume dati dei volumi trattati e i consumi energetici totali e specifici dei due impianti nell'anno 2012.

Tabella 3 Volumi trattati e consumi energetici totali e specifici dei depuratori di Calcinaia e Pontedera

	ANNO			2012
Depuratore di Calcinaia	volumi trattati dep. Calcinaia	V_a	(mc/anno)	225 327,00
	consumi energetici depuratore	E_{dep}	(kWh/anno)	191 766,00
	consumi energetici per trattamento fanghi su altre piattaforme	E_{fanghi}	(kWh/anno)	154 538,00
	consumi energetici totali	$E_{tot} = E_{fanghi} + E_{dep}$	(kWh/anno)	346 304,00
	consumo energetico specifico dep.	$E_{sp} = E_{tot} / V_a$	(kWh/mc)	1,54
Depuratore di Pontedera	volumi trattati depuratore	V_a	(mc/anno)	1 899 017,00
	consumi energetici depuratore	E_{tot}	(kWh/anno)	1 074 359,00
	consumo energetico specifico dep.	$E_{sp} = E_{tot} / V_a$	(kWh/mc)	0,57

Come si evince dai dati, il consumo energetico specifico dell'impianto di via Hangar è inferiore di circa 2/3 rispetto a quello dell'impianto di Calcinaia, oltre al fatto che quest'ultimo risulta oramai sottodimensionato per i quantitativi di reflui in arrivo.

La tabella 4, infine riporta il conseguente risparmio energetico raggiungibile con la realizzazione del presente intervento. I consumi energetici tengono conto dei volumi maggiori, attualmente non ancora depurati, che verrebbero raccolti con la riorganizzazione fognaria de Il Chiesino e Oltrarno, per cui il risparmio sarebbe ancora maggiore per i soli reflui di Calcinaia.

Tabella 4 Stima dei consumi energetici per il collettamento e trattamento dei reflui del presente intervento nel depuratore di Pontedera. Stima del risparmio conseguibile

ANNO			2 012
volumi complessivi da inviare e trattare in via Hangar	V_{tot}	(mc/anno)	323 877,00
consumo energetico per il pompaggio dei reflui	E_{soll}	(kWh/anno)	21 433,29
consumo energetico per depurazione reflui in via hangar	$E_{dep} = V_{tot} \times E_{sp}$	(kWh/anno)	183 231,73
consumo energetico totale	$E_{tot} = E_{dep} + E_{soll}$	(kWh/anno)	204 665,02
costo energetico specifico risultante			0,63
risparmio energetico ottenibile	E_{risp}	(kWh/anno)	141 638,98
prezzo energia	p_{en}	(€/kWh)	€ 0,1515
Risparmio annuo	$C = E_{risp} \times p_{en}$	(€/anno)	€ 21 458,31

Tra i benefici ottenibili, oltre a quello di un consistente risparmio energetico, avremo anche quello di carattere ambientale, dal momento che saranno eliminati scarichi in ambiente in un territorio ormai densamente abitato e potranno essere garantite efficienze depurative superiori attraverso la centralizzazione della depurazione.

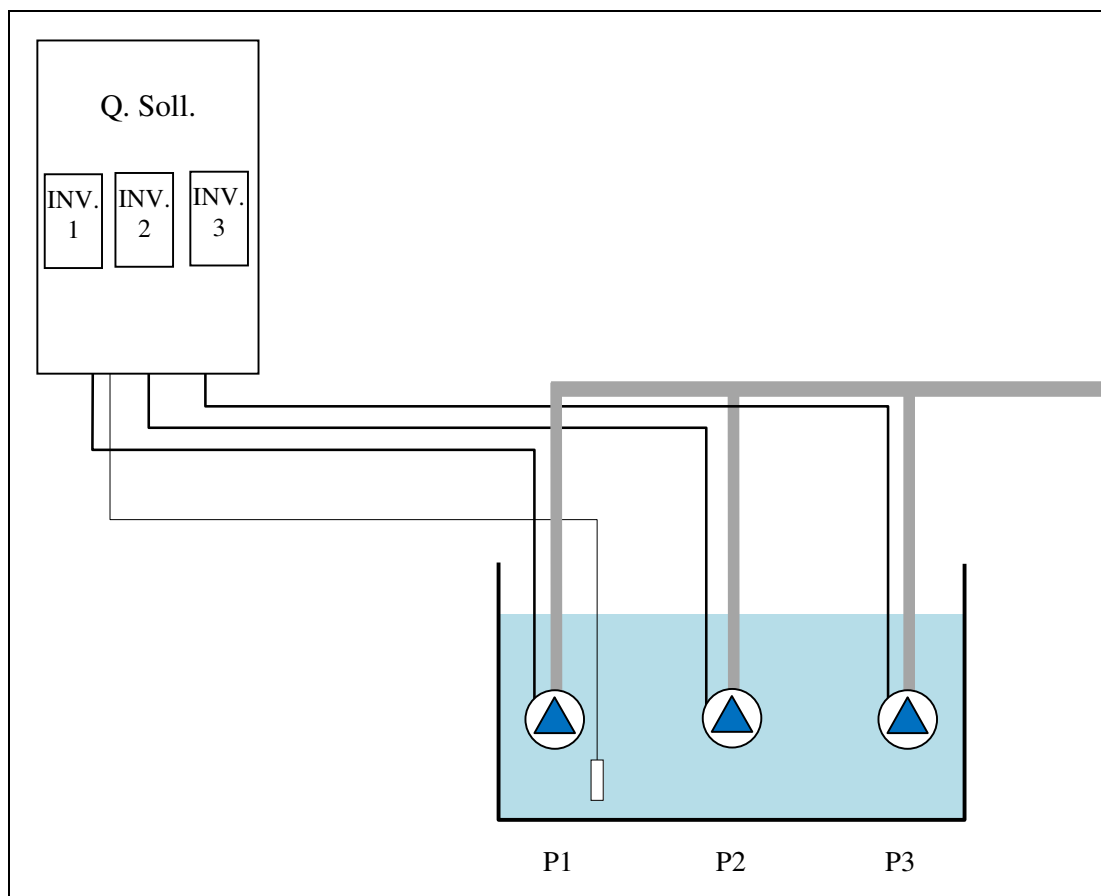
4.1 Gestione e monitoraggio energetico del sollevamento “Calcinaia” e “Chiesino”

Le pompe a servizio dei sollevamenti in questione saranno alimentate elettricamente da un quadro elettrico corredato di nr. 3 inverter distinti, uno per ogni macchina.

L'avviamento delle pompe è gestito da una centralina elettronica che calcola la velocità ottimale di marcia della pompa tale da consentire il miglior rapporto fra i volumi di liquame pompato e l'energia consumata; la velocità ottimale è costantemente aggiornata per tenere conto delle variazioni di afflusso (dettate dalle condizioni di normale funzionamento e/o stagionali) senza dover richiedere continui interventi di regolazione da parte dell'operatore.

La funzione di ottimizzazione del pompaggio impedisce inoltre alla singola pompa di lavorare in zone di curva non ottimali, questo garantisce la massima efficienza idraulica ed elettrica del sistema, che si traduce in reali risparmi energetici.

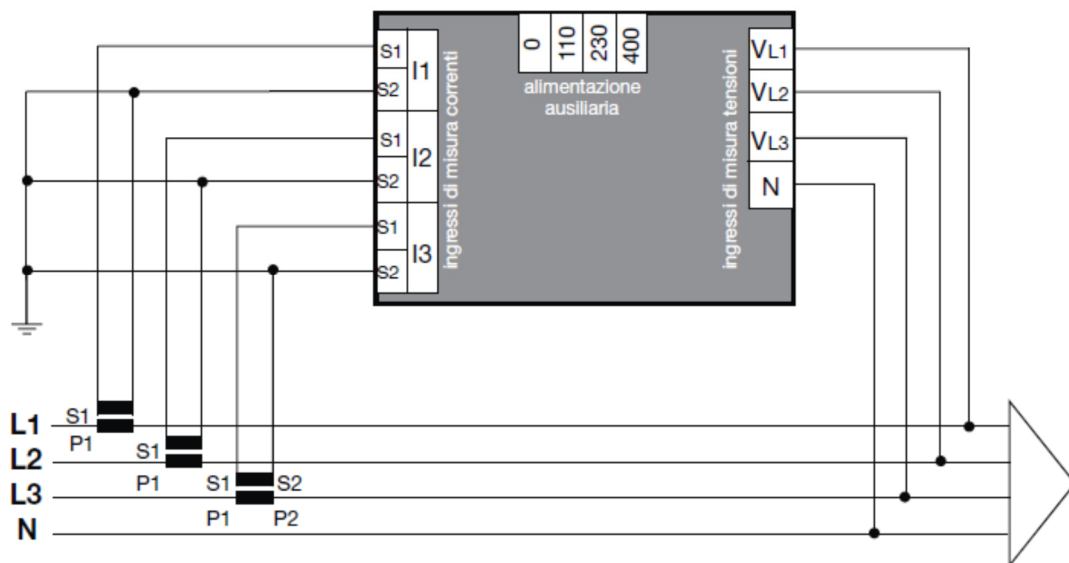
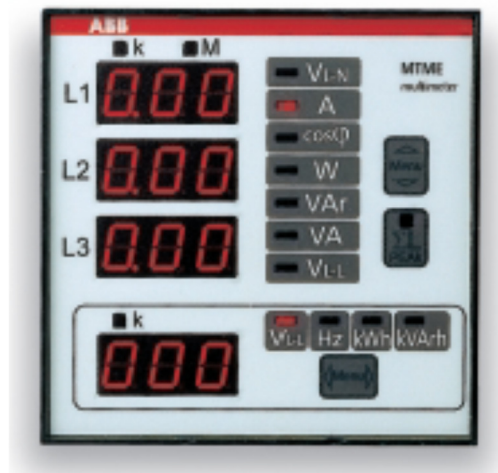
La centralina gestisce la marcia e arresto pompa sulla base delle soglie di livello preimpostate e rilevate per mezzo del sensore a pressione idrostatica.



Il quadro elettrico sarà dotato di strumento di misura per la rilevazione delle grandezze elettriche importanti: tensione, corrente, potenza assorbita, energia consumata. Tali grandezze saranno rese disponibili all'esterno per l'acquisizione e registrazione, da parte del Telecontrollo, finalizzata alla valutazione della prestazione energetica delle pompe.

Lo strumento di misura è uno strumento di tipo elettronico ed è installato fronte quadro per la visualizzazione in tempo reale delle grandezze elettriche importanti.

Lo strumento normalmente è collegato alle barre principali del quadro e rileva i valori istantanei delle tre tensioni e correnti di fase. Sulla base di tali valori determina la potenza elettrica istantanea e l'energia elettrica consumata dal quadro.



Lo strumento è dotato di apposite porte di comunicazione per la trasmissione all'esterno (verso il telecontrollo) dei dati acquisiti.

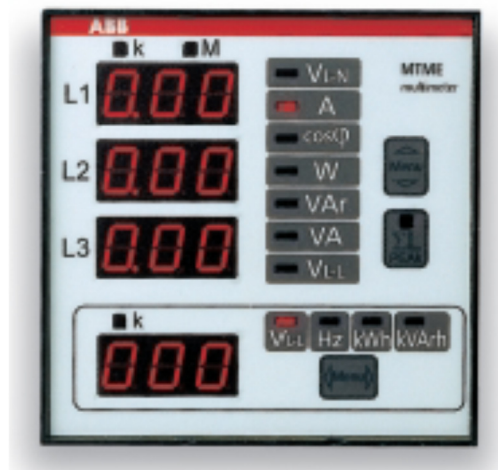
Il quadro fornisce inoltre tutte le informazioni necessarie alla rilevazione tempestiva delle avarie e malfunzionamento delle apparecchiature del sistema (motori, inverter, PLC).

4.2 Gestione e monitoraggio energetico del sollevamento “Case Bianche”

Trattandosi di un sollevamento di modesta entità, per essi è prevista una gestione di tipo standard secondo la quale la marcia e l’arresto delle pompe è determinata sulla base delle soglie di livello della vasca e senza regolazione della velocità delle pompe stesse; le soglie di livello saranno rilevate per mezzo di apposito strumento di misura.

Ai fini della ottimizzazione energetica, le pompe sono state dimensionate affinché il loro punto di lavoro si scosti il meno possibile dal punto di massimo rendimento dichiarato dal costruttore.

Come per il sollevamento di “Via del Chiesino”, il quadro elettrico che gestisce le pompe, secondo una logica cablata, sarà dotato di strumento di misura per l’acquisizione delle grandezze elettriche importanti: tensione, corrente, potenza assorbita, energia consumata.



I dati di assorbimento elettrico insieme ai dati di portata sollevata, acquisita da apposito strumento di misura, saranno oggetto di analisi ai fini della valutazione della prestazione energetica delle pompe.

5 DESCRIZIONE DELLE OPERE

5.1 Scavi e rinterri

La quota di scavo risulta generalmente, tranne alcuni punti particolari, maggiore di 150 cm., tale valore consentirà il passaggio della condotta fognaria a quota inferiore rispetto agli altri servizi già esistenti (rete distribuzione del gas metano, acquedotto, elettrodo ENEL, elettrodo per pubblica illuminazione, rete telefonica e condutture acque bianche).

L'aggottamento di acque dagli scavi avverrà con drenaggi posti sotto il letto di posa in graniglia per la tubazione, mediante pompe, e nei casi più difficili mediante Well Point o pozzi drenanti.

Lo scavo e posa delle tubazioni avverrà in gran parte su strade asfaltate. Le tubazioni saranno poste su letto in sabbia opportunamente costipato dello spessore minimo di 10 cm con il quale si livellerà il fondo dello scavo realizzando il piano inclinato per la posa delle stesse alle pendenze di progetto.

Gli scavi saranno quindi di profondità compresa tra ml. 1,30 e 3,50; con rinfianco in sabbia per un'altezza complessiva di ml. 0,60. Il rinfianco e la copertura della tubazione, nonché il profilo della sezione di scavo, varieranno in base alla zona di posa:

- Terreno di campagna: verrà realizzato profilando la sezione in maniera tale da creare un "dado" di posa (larghezza 0,8 m, altezza 0,6), con rinfianco di sabbia per un'altezza di 60 cm e in ogni caso fino a ricoprimento della tubazione per una altezza minima di 10 cm oltre la sommità della stessa. La parte superiore dovrà avere una forma trapezoidale rovescia, con base inferiore 0,8 m, base superiore 1,1 m circa ed altezza da 1 ad 1.5 m. E' importante che venga assicurata un'altezza di ricoprimento della tubazione di almeno 1,2 m in maniera da evitare la manomissione della tubazione in caso di lavorazioni del terreno. Lo scavo dovrà essere sigillato in questa parte con il materiale di risulta ben costipato. A scavo ultimato si procederà ad un ulteriore costipamento del rinterro con mezzi idonei a raggiungere un grado di addensamento sufficiente per scongiurare la possibilità di cedimenti differiti nel tempo. La resistenza delle tubazioni in dipendenza del tipo di posa e rinfianco adottato e delle altezze di ricoprimento previste in progetto è ovunque assicurata.
- Strada sterrata di campagna: si prevede la realizzazione dello scavo come trincea di larghezza pari a 0,8 m ed altezza non superiore ad 1,40 m. Il "dado" di posa per la tubazione (larghezza 0,8 m, altezza 0,6 m), verrà riempito con sabbia fino a ricoprimento della condotta per una altezza minima di 10 cm oltre la sommità della stessa. Per la

copertura superiore dello scavo si prevede la stesura di stabilizzato di cava fino al raggiungimento della quota del piano stradale. Il piano viario dovrà infine essere rifinito tramite la stesura di uno strato di ghiaia non inferiore a cm 3 per tutta la larghezza dello stesso.

- Strada asfaltata: sarà realizzato come trincea di larghezza variabile tra 0,8 e 1,40 m ed altezza variabile non superiore a 3,50 m. Nel “dado” di posa la tubazione verrà rinfiancata con sabbia, che distribuita prima sui lati della tubatura a strati e compattata e quindi sopra la stessa fino a raggiungere la quota nello scavo di 10 cm sopra la generatrice del fusto del tubo. Per la copertura superiore dello scavo si prevede la stesura di stabilizzato di cava sulle strade comunali e malta cementizia di consistenza autolivellante sulle SP, fino al raggiungimento della quota richiesta. La prima sigillatura dello scavo dovrà avvenire con cassonetto di Binder di spessore 8-10 cm (come prescritto dagli enti competenti). Successivamente (non prima di tre mesi) si provvederà alla scarifica del tratto (per le larghezze richieste dagli enti competenti), con successiva stesura del tappeto finale come previsto dai disciplinari tecnici della provincia di Pisa, dei Comuni di Calcinaia e Pontedera e degli enti competenti (ANAS). La resistenza delle tubazioni in dipendenza del tipo di posa e rinfianco adottato e delle altezze di ricoprimento previste in progetto è ovunque assicurata.

Per quanto attiene alle percorrenze su ogni tipo di strada, qualora dovessero essere intercettati sottoservizi locali, si dovrà procedere seguendo le prescrizioni del caso per garantire la sicurezza e la salute dei lavoratori e se necessario (altezze di scavo superiori ad 1.5 m) si dovrà far uso anche di pannelli antifrana.

5.2 Pozzetti di ispezione

La fognatura è un impianto che, per quanto dotato di notevole autonomia, necessita di ordinarie e straordinarie operazioni di sorveglianza e manutenzione per la pulizia dei condotti e l'eventuale ripristino di parti lesionate.

L'esigenza di accedere agevolmente alle canalizzazioni obbliga a realizzare, in punti particolari e comunque con distribuzione uniforme lungo tutta la fognatura, degli appositi manufatti di ispezione.

Le tipologie disponibili sono numerosissime; nel caso specifico verranno adottati dei pozzetti di ispezione prefabbricati in cls a sezione circolare dotati di guarnizioni di tenuta tra

gli anelli, così da garantire la perfetta tenuta idraulica del sistema tubazione-pozzetto, che è sempre un nodo critico nei sistemi fognari.

In quota sarà posta una soletta munita di apertura per l'ispezione.

Le botole di copertura saranno resistenti al traffico leggero, se posate in campagna, oppure al traffico pesante, se posate su di una sede stradale; l'ispezionabilità sarà consentita da appositi chiusini in ghisa sferoidale.

5.3 Pezzi speciali

Per rendere il sistema versatile e per realizzare un sistema collaudato anche dal produttore dei materiali saranno realizzati sistemi con i pezzi speciali forniti direttamente dallo stesso produttore delle condotte. Pertanto questi sistemi saranno integrati e completati da sifoni, curve, braghe, innesti, tubi finestrati, etc., tutti della medesima qualità e sottoposti a controlli e collaudi.

5.4 Blocchi di ancoraggio

Si è proceduto alla valutazione sommaria del numero (N°20 circa) e delle dimensioni dei blocchi di ancoraggio da dover applicare alla tubazione di progetto, utilizzando degli "standard" geometrici per effettuare il dimensionamento degli ancoraggi nel modo più rapido possibile.

I blocchi saranno realizzati in magrone di calcestruzzo con dosaggio minimo di cemento di 200 Kg/m³ e gettati in opera secondo le disposizioni della DDLL. Dovranno essere realizzati in tutti quei punti che presentano singolarità specifiche come curve e bruschi cambi di pendenza del profilo.

Il dimensionamento speditivo è stato condotto sulla base di alcune variabili di progetto:

- Caratteristiche progettuali dell'opera:
 - *pressione di collaudo* – 1.5 volte la pressione di esercizio comprensiva di colpo d'ariete;
 - *tipo di tracciato* – presenza di curve, cambi di pendenza, cambio di materiale;
 - *diametro delle condotte*;
- Caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni attraversati dal tracciato: le sollecitazioni agenti sul blocco vengono equilibrate dalla spinta passiva delle pareti laterali del terreno che circonda l'ancoraggio; qualora le pareti laterali per le caratteristiche del terreno non fossero portanti, la spinta verrà contrastata dall'attrito calcestruzzo-suolo

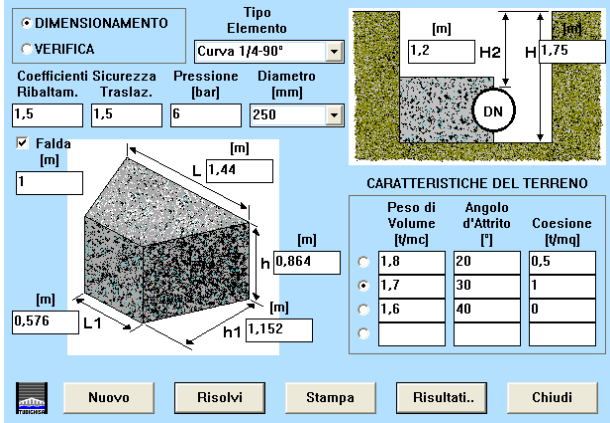


Figura 1 Curva 90° tubo DN 250

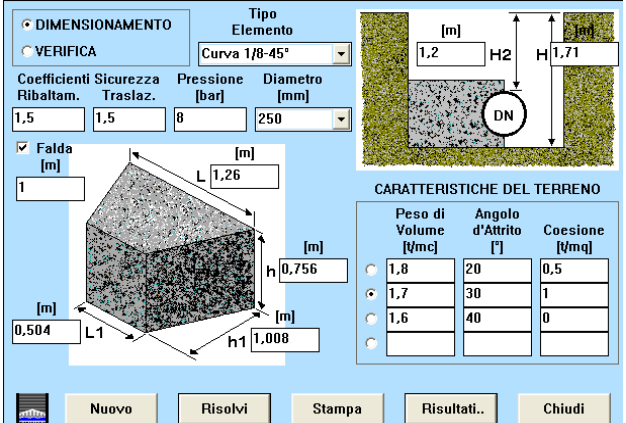


Figura 2 Curva 45° tubo DN 250

5.5 ATTRAVERSAMENTI IN SOTTERRANEA

5.5.1 Tecnologie di attraversamento specifiche

5.5.1.1 Spingitubo per attraversamento Ferrovia

5.5.1.1.1 Descrizione dell'intervento

La riorganizzazione del sistema fognario prevede la separazione delle acque di pioggia e delle acque nere ed il collettamento di queste ultime al depuratore di Via Hangar. Per raggiungere tale recapito si rende necessario effettuare una percorrenza che comporta l'attraversamento della linea ferroviaria a doppio binario Firenze - Pisa che corre parallelamente alla recinzione dell'impianto di depurazione di via Hangar. E' necessario effettuare l'attraversamento della linea ferroviaria anche con il collettore proveniente dal depuratore di Calcinaia.

L'attraversamento in questione verrà effettuato mediante tecnica spingitubo, con l'ausilio di apposite macchine.

La tubazione con cui verranno collettati i reflui è in Ghisa sferoidale DN 250 mm (collettore in arrivo dal sollevamento il Chiesino) che sarà inguainata in una tubazione di acciaio di qualità.

Per l'attraversamento è stato tenuto conto, in sintesi, delle seguenti condizioni, imposte dalla Normativa:

- il tracciato dell'attraversamento sarà rettilineo e normale all'asse dei binari;
- il tubo guaina di protezione terminerà ad una distanza maggiore di 10 m dalla più vicina rotaia sia sul lato di valle che sul lato di monte, distanza minima prevista dal D.M. 2445/71, par. 4.4.6. Avrà inoltre una distanza superiore a 7 m dal piede del rilevato sia a monte che a valle, rispettando la distanza minima di 3 m prevista dalla Normativa, come mostra l'elaborato grafico allegato;
- le due estremità del tubo di protezione termineranno in due pozzetti di ispezione realizzati da parti opposte rispetto ai binari;
- dai due pozzetti situati sul lato di monte partiranno due tubazioni in PVC Ø 250 mm dirette verso un unico pozzetto 60 x 60 cm contenente due valvole clapet: da tale pozzetto, le eventuali acque dovute a perdite defluenti dall'area tra il controtubo e la tubazione o allo scarico delle condotte saranno allontanate verso la fognatura esistente, come mostra l'elaborato grafico allegato.
- A lato di ciascuno dei due pozzetti di monte verrà costruito un altro pozzetto in cui verrà posizionata una saracinesca a cuneo gommato in ghisa sferoidale, in

modo da poter isolare il tratto di attraversamento per le operazioni di gestione e manutenzione.

- Il controtubo in acciaio, e di conseguenza anche le condotte in ghisa sferoidale, presenterà una pendenza del 2 per mille in direzione del pozzetto di scarico di monte (valore minimo richiesto dal D.M.).
- La condotta attraversante si troverà sempre ad una profondità di circa 4 m al di sotto del piano del ferro, quindi maggiore di 2 m, come previsto dalla Normativa.
- La posa all'interno del tubo guaina verrà eseguita inserendo opportuni anelli distanziatori in PEAD ad elementi componibili con sistema a incastro ed idonee alettature, posti ad una distanza reciproca minima di 1,5 metri ed ivi bloccati in modo da garantire l'isolamento elettrico fra i due tubi.

La tubazione, dopo aver attraversato la ferrovia, percorrerà un tratto ad essa parallelo, internamente alla fascia di rispetto di 30 m prevista dal D.P.R. 753 dell'11 Luglio 1980, per circa 112 m. Per il tratto in parallelismo, il D.M. 2445/1971 prevede, al par. 4.2.1: *“E' ammesso che una o più condotte siano posate parallelamente al binario, purché venga rispettata la distanza minima di m 1 dal limite delle aree di pertinenza della ferrovia”*. Il tratto in parallelo si mantiene ad una distanza sempre maggiore di 2.75 m dall'area di pertinenza della ferrovia.

VALUTAZIONE SOMMARIA DEGLI IMPATTI DELL'OPERA SULL'AMBIENTE

5.6 *Fase di esercizio*

Per quanto attiene all'esercizio dell'opera, trattandosi di condotta interrata che non presenta parti fuori terra, si ritiene che gli impatti sull'ambiente locale siano assolutamente trascurabili. I soli interventi postumi alla conclusione dei lavori consisteranno nelle ordinarie operazioni di manutenzione dell'opera comunque legato al degrado progressivo della stessa.

Si ritiene inoltre trascurabile anche l'ipotesi di produzione di elevati livelli di rumore: trattasi infatti di condotta interrata con collegamento alla rete locale priva di elementi tecnici (pompe etc.) in grado di generare elevati livelli di disturbo. La sola emissione di rumori sarà legata alla presenza di impianti di sollevamento comporterà. In mancanza di misurazioni effettive, basandosi su dati di letteratura, si ritiene che per elettropompe con motori di potenza nominale pari a 37-45 Kw, l'emissione equivalente di rumore sia non superiore a 75 dB (71 dB a 50 Hz, 75 dB a 60 Hz) e quindi oltre i limiti consenti nelle ore notturna. La produzione di tale rumori verrà tuttavia considerevolmente attenuata dalla presenza del liquame nel quale l'elettropompa sarà immersa, nonché dalla soletta carrabile di copertura.

Nel suo complesso la realizzazione di questa linea di adduzione, come ricordato nell'introduzione alla presente relazione, porterà un netto miglioramento alle utenze in termini di approvvigionamento della risorsa idrica.

5.7 *Fase di cantiere*

In questa fase si potranno riscontrare criticità legate alle necessarie lavorazioni da eseguire, per le quali si renderanno necessari opportuni interventi a seguire ovvero:

- Allestimento di un'area attigua al cantiere per il ricovero di mezzi ed operai;
- Allestimento del cantiere → *ripristino delle aree interessate dal cantiere*;
- Operazioni di cantiere con movimentazione dei mezzi e degli operai Scavo per la posa della tubazione → *valutazione del rumore*;
- Scavo per la posa della tubazione → *gestione di terre e rocce da scavo*.

5.7.1 Valutazione sommaria del rumore

In merito al rumore generato durante le fasi lavorative si veda paragrafo dedicato alle prime indicazioni per la stesura dei piani di sicurezza e allegato tecnico “prefattibilità ambientale”.

5.7.2 Gestione terre da scavo

La realizzazione della nuova linea di adduzione fognaria, prevede operazioni di scavo, posa in opera di condotte, posa in opera di pozzetti e camere di manovra, riempimenti e successivi ripristini.

Terreni provenienti da scavi su aree vegetali

Nel caso di terreni provenienti da scavi su aree vegetali si prevede un riutilizzo parziale delle terre da scavo per il reinterro di tubazioni ed opere civili sempre nel rispetto di eventuali prescrizioni degli Enti localmente competenti.

Tali lavorazioni verranno realizzate stoccando le terre di scavo a lato della trincea, la quale rimarrà aperta per una lunghezza massima di 30 metri lineari; dopo la posa in opera della condotta e allettamento della stesso sarà eseguito in tempi rapidi il ricoprimento dello scavo utilizzando lo stesso materiale scavato.

I terreni in eccesso potranno essere riutilizzati per la riprofilatura del terreno vegetale di campagna, ripristinando in maniera adeguata le aree delle coltivazioni per poi essere restituite ai proprietari.

Le ulteriori terre in avanzo verranno infine avviate a discarica secondo le normative vigenti.

Terreni provenienti da scavi su strade pubbliche

In merito alle percorrenze su strade pubbliche, sono previsti materiali di riempimento diversi dai terreni scavati; questi ultimi dovranno quindi essere caricati su camion o stoccati temporaneamente, per il tempo minimo indispensabile, nelle aree individuate per tale scopo (si veda capitolo successivo), analizzati e successivamente avviati al riutilizzo presso altri cantieri ai sensi dell'art. 186 del D. Lgs. 152/06 e successive modificazioni, o come rifiuto presso impianti autorizzati.

La gestione di “Terreni Anomali”

Al fine di garantire un'adeguata gestione delle terre e rocce da scavo, si prevedono circa 16 campionamenti con analisi chimiche da eseguirsi in punti significativi (aree a forte contaminazione da concimazione, aree urbane, aree resede di attività industriali ed artigianali,

aree con presenza di tubazioni fognarie interrato, aree resede di impianti di depurazione etc.) e comunque in numero non inferiore ad 1 ogni 0.5 Km di tracciato.

Per quanto riguarda le sostanze da verificare, queste saranno definite in funzione di un'analisi storica delle aree circostanti, della verifica delle fonti di pressione ambientale eventualmente presenti ed infine dell'inquadramento geologico della zona.

Qualora durante le lavorazioni dovessero comunque essere rinvenuti terreni "anomali" (ad esempio visibilmente diversi dai terreni adiacenti o contenenti materiali estranei) che possano far pensare ad una contaminazione degli stessi, sarà cura dell'impresa esecutrice di allontanare gli stessi stoccandoli all'interno di cassoni metallici, che saranno approntati nelle aree di cantiere, o aree di deposito impermeabilizzate al fine di evitare la contaminazione dei terreni adiacenti; sarà quindi premura della stazione appaltante fare comunicazione agli enti competenti, comuni, provincia ed ARPAT per la loro caratterizzazione. Nel caso le concentrazioni delle sostanze inquinanti risultassero superiori ai limiti di legge, i materiali saranno smaltiti in discariche autorizzate.

In tali siti saranno messe in atto adeguate misure per prevenire l'intorbidimento e l'inquinamento delle acque superficiali dovuti allo sversamento di materiali di risulta nei corsi d'acqua. Tali misure si intersecheranno con la rete idrica superficiale; al fine di garantire l'alimentazione ed il drenaggio delle acque e per minimizzare le alterazioni delle direzioni di ruscellamento superficiale, si modificherà in maniera temporanea o definitiva il reticolo idrico intercettato.

In quelle aree individuate per lo stoccaggio temporaneo, sarà quindi messa in opera anche un'opportuna impermeabilizzazione del fondo con manto HSPO e realizzata un'appropriata rete di captazione e drenaggio superficiale delle acque.

Per il tempo di permanenza delle terre nelle aree (non superiore ad 1 anno) queste dovranno essere completamente coperte con manto HDPE, avendo cura di deviare, esternamente al perimetro dell'area stessa, le acque piovane cadute sopra il telo e quindi non contaminate.

Nello specifico, per quanto attiene alle terre e rocce da scavo, una volta realizzato lo stoccaggio nei siti di cui sopra, se ne prevede l'analisi con caratterizzazione: il materiale scavato conforme al riutilizzo potrà essere reimpiegato per i rinterri della tubazione e dei manufatti idraulici. Le terre in esubero o non conformi al riutilizzo dovranno essere avviate al recupero come rifiuto presso impianti autorizzati (art. 186 del D.Lgs. 152/06 e successive modificazioni).

Questa progettazione ha quindi tenuto conto sia dei necessari oneri per il conferimento a discarica autorizzata delle terre e rocce da scavo in esubero, sia dei costi ritenuti necessari alla realizzazione della sopracitata area per lo stoccaggio temporaneo.

6 NORME TECNICHE DA RISPETTARE

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;
- Regolamento approvato con il D.P.R. 21 dicembre 1999, n. 554 e successive modificazioni: REGOLAMENTO ATTUATIVO DEI LAVORI PUBBLICI;
- D.Lgs 494/96, e successive modifiche ed integrazioni: SICUREZZA NEI CANTIERI TEMPORANEI E MOBILI;
- 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 (legge Galli): DISPOSIZIONI IN MATERIA DI RISORSE IDRICHE;
- La norma UNI EN 805 del Giugno 2002 "Approvvigionamento di Acqua - Requisiti per sistemi e componenti all'esterno di edifici" indica le linee guida per la progettazione delle reti idriche e, tra l'altro, stabilisce una nuova terminologia per classificare le pressioni delle condotte;
- Norma UNI EN 1401: SISTEMI DI TUBAZIONI PER FOGNATURA NON IN PRESSIONE;
- Norma UNI EN 598: Tubazioni in ghisa per fognatura;
- Norma UNI EN 124: Chiusini in ghisa;
- 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 e modifiche successive quali D. Lgs. 4/2008 : TESTO UNICO DELL'AMBIENTE; caratterizzazione terre da scavo.
- DIN 2460 e 1626: Tubi a sezione circolare in acciaio saldati di testa

Il Tecnico
