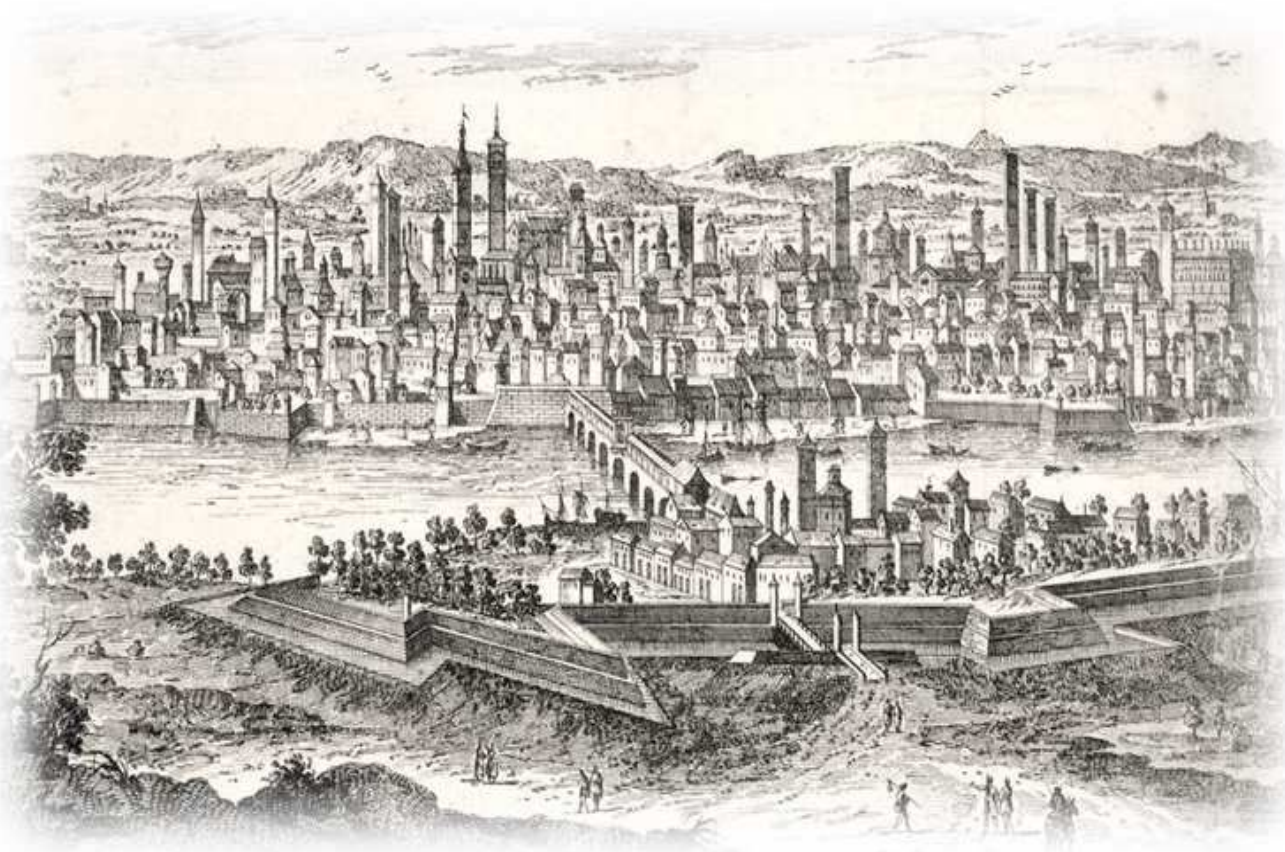


**PROGETTO ESECUTIVO**

**ID330. ADEGUAMENTO DEL SISTEMA DI FOGNATURA E TRATTAMENTO DEGLI AGGLOMERATI AG01806902 (GARLASCO) E AG01806101 (DORNO) IN FUNZIONE DELLA RIDUZIONE DEL CARICO RECAPITATO AL TORRENTE TERDOPPIO. REALIZZAZIONE COLLETTORE FOGNARIO IN PRESSIONE DI COLLEGAMENTO DORNO – GARLASCO.**



**RELAZIONE GENERALE E TECNICA – QUADRO ECONOMICO**

CUP	H28E21000000007	Elaborato n. 01
PRIMA STESURA	01/03/2022	
REVISIONE 1	Progettisti:	
REVISIONE 2	Dott. Ing. Carlo Mascheroni	
REVISIONE 3	Dott. Ing. Gian Maria Callegari	
REVISIONE 4		

## SOMMARIO

1	OGGETTO DELL'INTERVENTO.....	4
2	CONFORMITÀ DELL'INTERVENTO AGLI ATTI DI PROGRAMMAZIONE D'AMBITO.....	5
3	STATO DI FATTO .....	6
3.1	Inquadramento geografico e territoriale.....	6
3.2	Stato di fatto di impianti e reti di fognatura .....	6
4	ANALISI DELLE CRITICITÀ.....	7
5	VALUTAZIONI DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA (ART. 23 COMMA 5 D.LGS. N. 50/2016) .....	8
5.1	Valutazioni circa l'organizzazione dello schema depurativo – approccio conservativo .....	8
5.2	Valutazioni circa l'organizzazione dello schema depurativo – approccio evolutivo .....	8
5.3	Valutazioni sui materiali e sulle tecnologie impiegate.....	9
5.4	Valutazioni relative all'efficientamento gestionale degli impianti di sollevamento .....	9
6	INDIRIZZI DI PROGETTO.....	10
6.1	Dettaglio degli interventi previsti .....	10
6.2	Definizione dei tracciati delle condotte .....	10
6.3	Caratteristiche generali dei nuovi impianti e delle condotte.....	11
7	DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLE OPERE DI FOGNATURA.....	13
7.1	Generalità .....	13
7.2	Portata di progetto .....	13
7.3	Scelta dei materiali e modalità di posa .....	14
7.4	Dimensionamento delle condotte in pressione .....	14
7.5	Dimensionamento degli impianti di sollevamento.....	14
7.6	Verifica della capacità di trasporto del collettore di recapito .....	19
7.7	Calcolo sovrappressione di colpo d'ariete .....	19
8	VERIFICA STATICA DELLE CONDOTTE A PELO LIBERO .....	23
8.1	Generalità .....	23
8.2	Carichi agenti.....	23
8.2.1	Carico dovuto al rinterro.....	23
8.2.2	Carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili.....	24
8.3	Verifiche statiche sulle tubazioni deformabili – PEad .....	24
8.3.1	Verifica dell'inflessione diametrale .....	25

8.3.2	Verifica dell'instabilità all'equilibrio elastico .....	25
8.3.3	Verifica della flessione massima circonferenziale .....	26
8.3.4	Risultati delle verifiche .....	27
9	TEMPI DI REALIZZAZIONE DELLE OPERE .....	29
10	INDICAZIONI DI CARATTERE GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO .....	29
11	CONFORMITÀ DELL'INTERVENTO AGLI ATTI DI PIANIFICAZIONE URBANISTICA .....	30
12	DISPONIBILITÀ DELLE AREE.....	30
13	VALUTAZIONE DI INCIDENZA DELLA MANODOPERA SUI LAVORI .....	31
14	APPLICABILITÀ NORMATIVA SULLA SICUREZZA D. LGS. 81/08 TITOLO IV .....	31
15	NOTE FINALI .....	33
16	QUADRO ECONOMICO DI PROGETTO .....	34

## **1 OGGETTO DELL'INTERVENTO**

Oggetto del presente progetto esecutivo è il collettamento fognario dell'agglomerato AG01806101 (Dorno) all'agglomerato di Garlasco (AG01806902).

Il progetto riguarda la realizzazione di un sistema di collettamento costituito da n. 2 impianti di sollevamento in serie e relative condotte prementi in grado di intercettare gli scarichi fognari del comune di Dorno all'altezza dell'attuale impianto di depurazione comunale e di trasferirli per il trattamento all'unico impianto di depurazione di Garlasco, il cui intervento di potenziamento sarà oggetto di altra progettazione.

L'intervento in oggetto prevede altresì la demolizione dell'impianto comunale dismesso, con sedime restituito al comune di Dorno.

Tutto ciò nell'ottica, come meglio specificato in seguito, dell'efficientamento dei processi depurativi, della razionalizzazione delle attività di gestione e della riduzione delle pressioni ambientali sui corpi idrici ricettori garantiti da un unico impianto di potenzialità superiore, in luogo di diversi impianti di piccola taglia e a minore efficienza complessiva.

## 2 CONFORMITÀ DELL'INTERVENTO AGLI ATTI DI PROGRAMMAZIONE D'AMBITO

Il presente progetto è redatto in conformità al Piano d'Ambito della Provincia di Pavia versione 2020, redatto ai sensi dell'art. 149 del D. Lgs. 152/2006 e s.m.i., approvato con Deliberazione di Consiglio Provinciale n. 4 del 28/01/2021.

L'intervento trova copertura nel Programma degli interventi 2020-2023 di Pavia Acque s.c.a r.l. all'interno della voce complessiva di investimento ID 330 "Adeguamento del sistema di fognatura e trattamento degli agglomerati AG01806902 (Garlasco) e AG01806101 (Dorno) in funzione della riduzione del carico recapitato nel torrente Terdoppio".

Per tale intervento era stata riportata in pianificazione una copertura finanziaria di Euro 700.000,00 con parziale cofinanziamento attraverso fondi DGR 4040 per Euro 350.000,00.

Con l'intervento in progetto viene data attuazione al nuovo schema depurativo previsto per l'agglomerato di Dorno, che in una logica di efficienza e funzionalità viene incluso in quello di Garlasco; tale scelta trova fondate motivazioni, di seguito puntualmente dettagliate, in termini di:

- riduzione delle pressioni ambientali su corsi d'acqua con obiettivi di miglioramento qualitativo;
- ottimizzazione dei costi di investimento e dei futuri costi gestionali;
- centralizzazione dei trattamenti e miglioramento del controllo degli scarichi;
- collettamento ad un impianto di classe superiore, con livelli di efficienza maggiori rispetto agli attuali.

I maggiori costi rispetto alla pianificazione citata, connessi principalmente ad un più attenta identificazione dei tracciati e agli incrementi dei costi dei materiali connessi con la pandemia Covid 19, trovano copertura nelle somme stanziare nelle macro voci di investimento ID 240 R "Interventi di manutenzione straordinaria e programmata - prevalenza reti".

In sede di revisione del Programma degli interventi 2020 – 2023 si provvederà all'aggiornamento della pianificazione per tenere conto di tale incremento dei costi di realizzazione dell'intervento citato.

In conseguenza delle nuove linee programmatiche tutti gli agglomerati dettagliati nella tabella che segue vengono inclusi in un unico schema depurativo:

AGGLOMERATI			SCHEMA DEPURATIVO PREVISTO		
CODICE	DENOMINAZIONE	DIMENSIONE (a.e.)	DEPURATORE	DENOMINAZIONE	CARICO TOTALE (a.e.)
AG01806101	DORNO	6.985	DP01806902	Garlasco, Via Mulino	21.629
AG01806902	GARLASCO	14.644			

tabella 1: nuovo schema depurativo previsto per gli agglomerati di Dorno e Garlasco (dati piano d'Ambito)

L'impianto DP01806101 viene pertanto dismesso, mentre il potenziamento dell'impianto di Garlasco, di potenzialità pari 20.500 AE, in ragione del collettamento in argomento risulterà oggetto di progettazione dedicata.

### 3 STATO DI FATTO

#### 3.1 Inquadramento geografico e territoriale

Il collettamento descritto nel presente progetto riguarda i territori dei comuni di Dorno (principalmente) e di Garlasco, appartenenti area geografica “Lomellina”, in sponda sinistra e a breve distanza dal torrente Terdoppio.

Di seguito sono riportati i dati ricognitivi inclusi nel documento “EL02 – Inquadramento geografico e territoriale” allegato al Piano d’Ambito della Provincia di Pavia.

CODICE ISTAT	COMUNE	SUPERFICIE TERRITORIALE [kmq]	ALTITUDINE MIN/MAX [m s.l.m.]	ZONA ALTIMETRICA
18061	DORNO	30,61	70/94	PIANURA
18069	GARLASCO	39,03	70/97	PIANURA

tabella 2: Piano d’Ambito: dati ricognitivi

#### 3.2 Stato di fatto di impianti e reti di fognatura

Con riferimento alle finalità del presente intervento, ciascuno degli agglomerati di Dorno e Garlasco è attualmente servito da rete di fognatura principalmente mista recapitante un impianto di depurazione che per l’agglomerato di Dorno riceve gli scarichi dello stesso comune, mentre l’impianto di Garlasco risulta già consortile, in quanto a servizio dei comuni di Garlasco, Alagna, Borgo San Siro e Tromello.

In particolare, il depuratore di Dorno è sito ai margini della SP 206 in sponda sinistra del torrente Terdoppio e a breve distanza dal corso d’acqua.

Il depuratore di Dorno risulta particolarmente vetusto per quanto riguarda le opere civili (con evidenti segni di ammaloramento del conglomerato cementizio armato) e le apparecchiature elettro-meccaniche installate, non garantendo pertanto adeguate performance depurative; si segnala inoltre una potenzialità nominale inferiore al carico organico influente, come espresso nel vigente Piano d’Ambito.

La rete di fognatura mista in corrispondenza della stazione di sollevamento in testa all’impianto risulta molto approfondita rispetto al piano campagna, con un dislivello tra l’ingresso in stazione ed il piano campagna delle vasche d’impianto di oltre 7 m: il sollevamento di testa risulta infatti inserito in uno scavo di sbancamento, e risulta accessibile attraverso una scala a gradini dal piano delle vasche d’impianto.

Per contro, l’impianto di depurazione consortile di Garlasco, sito in via Mulino, per la parte edile e per le dimensioni del sedime occupato risulta già predisposto ad interventi di potenziamento.

I reflui all’impianto lungo la via Mulino pervengono attraverso reti a gravità, con il punto di conferimento più prossimo al territorio comunale di Dorno in corrispondenza della cascina Chiusa di Battera, dove si trova l’impianto di sollevamento a servizio dei reflui provenienti dal comune di Alagna.

#### 4 ANALISI DELLE CRITICITÀ

Da quanto detto più sopra emerge che l'impianto di Dorno risulta inadeguato anche a fronte del carico attuale, come ben rappresentato nella tabella sottostante.

COMUNE	LOCALITÀ	AGGLOMERATO	AE	CODICE IMPIANTO	POTENZIALITÀ DI PROGETTO	TIPOLOGIA	RECAPITO
DORNO	CAPOLUOGO	AG01806101	6.985	DP01806101	5.900	FANGHI ATTIVI	TERDOPPIO

tabella 3: Piano d'Ambito: confronto potenzialità/carico depuratore Dorno

A ciò si aggiunge la considerazione che la presenza di un unico sedimentatore rende l'impianto poco flessibile nel caso di fuori servizio dello stesso, oltre alle già richiamate considerazioni circa l'opportunità di centralizzazione degli scarichi e qui richiamate:

- riduzione delle pressioni ambientali su corsi d'acqua con obiettivi di miglioramento qualitativo;
- ottimizzazione dei costi di investimento e dei futuri costi gestionali;
- centralizzazione dei trattamenti e miglioramento del controllo degli scarichi;
- collettamento ad un impianto di classe superiore, con livelli di efficienza maggiori rispetto agli attuali.

che suggeriscono l'inopportunità di procedere al potenziamento dell'impianto, prediligendo la soluzione del collettamento all'impianto consortile di Garlasco.

Da ultimo si segnala infine l'opportunità di riqualificazione dell'area di pertinenza dell'impianto, per la vicinanza con il tessuto urbano e con aree di campagna limitrofe al torrente Terdoppio.

## **5 VALUTAZIONI DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA (ART. 23 COMMA 5 D.LGS. N. 50/2016)**

La valutazione di fattibilità tecnica ed economica è finalizzata a individuare, tra più soluzioni, quella che presenta il miglior rapporto tra costi e benefici per la collettività, in relazione alle specifiche esigenze da soddisfare e prestazioni da fornire.

Al riguardo è preliminarmente necessario considerare i vincoli di natura programmatica previsti nel Piano d'Ambito e successive modifiche, che hanno per Pavia Acque carattere cogente; importanti valutazioni in tal senso sono state effettuate congiuntamente dal Gestore e dall'Ufficio d'Ambito sia in sede di predisposizione del Piano d'Ambito che di Tavolo Tecnico.

La risoluzione della criticità depurativa può essere affrontata secondo due approcci alternativi e per molti versi opposti, di seguito illustrati.

### **5.1 Valutazioni circa l'organizzazione dello schema depurativo – approccio conservativo**

Il primo approccio, più conservativo, in generale consiste nel mantenimento di schemi depurativi indipendenti per i singoli Comuni, procedendo alla eliminazione degli eventuali scarichi non trattati all'interno del singolo centro urbano con realizzazione e/o potenziamento di un impianto di trattamento destinato alla depurazione dei soli reflui comunali (capoluogo ed eventuali frazioni).

Tale approccio definirebbe un sistema fognario e depurativo servito da un impianto di piccola taglia, con elevati costi gestionali ed evidenti problematiche manutentive proprie dei sistemi frazionati a servizio di centri abitati di piccola entità; parimenti non si avrebbe una significativa riduzione della pressione ambientale sui corpi idrici ricettore, in quanto sarebbe mantenuto il medesimo punto di recapito.

L'applicazione di tale approccio al caso in oggetto condurrebbe di fatto al potenziamento del depuratore di Dorno.

### **5.2 Valutazioni circa l'organizzazione dello schema depurativo – approccio evolutivo**

Un approccio opposto a quello precedentemente illustrato, che è stato fatto proprio dalla vigente versione del Piano d'Ambito, è rappresentato dall'opportunità di centralizzare il servizio depurazione presso un unico impianto di depurazione intercomunale ragionevolmente di classe superiore a quella dei singoli agglomerati in aggregazione, ubicato in posizione possibilmente baricentrica al comprensorio in esame e avente idonee caratteristiche dal punto di vista ambientale, urbanistico, idraulico e viabilistico; contestualmente si dovrebbe procedere alla realizzazione del sistema di sollevamento e collettamento degli scarichi esistenti (depurati o indepurati), verso il nuovo impianto (o già esistente, se di potenzialità adeguata), provvedendo anche alla verifica delle infiltrazioni di acque parassite in fognatura ed all'organizzazione dei correlati interventi di adeguamento.

Tale ipotesi programmatica porterebbe significativi e maggiori benefici rispetto allo schema conservativo precedentemente illustrato, ed in particolare:

- la riduzione della pressione ambientale sui corpi idrici della zona;
- il miglioramento della qualità degli scarichi depurati, correlati alla maggiore efficienza di un impianto di depurazione di taglia superiore ed ai più restrittivi parametri normativi applicabili;
- la razionalizzazione degli investimenti sugli impianti di depurazione, dismettendo impianti esistenti con



potenzialità di progetto inferiori rispetto al carico organico dell'agglomerato sotteso e non in grado di garantire rese depurative ottimali e la significativa riduzione dei costi di gestione e manutenzione del servizio di depurazione, che riguarderebbe un solo impianto di taglia superiore, caratterizzato da migliore efficienza sia relativamente alla linea acqua che alla linea fanghi;

- la rinnovazione e razionalizzazione del sistema di sollevamenti e collettamenti fognari, che sarebbero inseriti in una rete organica e coordinata, che a fronte dei maggiori costi delle infrastrutture di collettamento (in larga parte compensate dai minori costi di realizzazione degli impianti di depurazione) permetterebbe una riduzione dei costi di ordinaria gestione e manutenzione caratteristici di un sistema frazionato a servizio di centri abitati di piccola entità.

L'applicazione di tale approccio al caso in oggetto, in sintesi comporta la realizzazione del collettamento dei reflui dal depuratore di Dorno attraverso un collettore in pressione.

Dal confronto tra le due possibili soluzioni, la seconda impostazione (approccio evolutivo) risulta decisamente preferibile alla prima, sia per ragioni di efficienza di sistema che di economia anche sul lungo periodo, e pertanto il progetto viene sviluppato in conformità a tale impostazione.

### **5.3 Valutazioni sui materiali e sulle tecnologie impiegate**

Preso atto di quanto valutato nei paragrafi precedenti, si procede alle opportune valutazioni sulle possibili alternative di scelta dei materiali più adeguati per la realizzazione delle condotte fognarie con funzionamento in pressione, sulla base dell'esperienza acquisita e di quanto disponibile oggi sul mercato.

Per dette condotte è possibile ipotizzare l'utilizzo di materiali plastici (Polietilene ad alta densità, PVC-U per condotte in pressione, PVC-A, PVC-O) oppure di ghisa sferoidale; in relazione alle caratteristiche prestazionali ed ai costi di approvvigionamento e posa, l'esperienza porta a valutare con maggiore positività il Polietilene ad alta densità (PEAD), materiale con caratteristiche strutturali e criteri di posa idonei alle esigenze di progetto, dotato di notevole durabilità nel tempo ed approvvigionabile sul mercato a condizioni economiche più favorevoli rispetto ad altri materiali (es. ghisa sferoidale).

### **5.4 Valutazioni relative all'efficientamento gestionale degli impianti di sollevamento**

Pavia Acque s.c.a.r.l. sta perseguendo da tempo la progressiva standardizzazione della componentistica elettromeccanica e delle modalità realizzative delle strutture dei nuovi impianti di sollevamento fognario e di depurazione, al fine di uniformare le prassi gestionali del personale operativo, garantire la riduzione delle scorte di magazzino e rendere più agevoli le attività manutentive, utilizzando comunque prodotti di elevata qualità ed efficienza, di conclamata diffusione di mercato.

La scelta dei materiali per gli impianti previsti nel presente progetto (pompe, valvole, tubazioni, accessori, vasche, camerette di ispezione, chiusini, ecc.) e le relative condizioni di installazione sono effettuate in coerenza ai processi di standardizzazione di cui sopra.

## 6 INDIRIZZI DI PROGETTO

### 6.1 Dettaglio degli interventi previsti

Trattandosi di necessità connessa alla depurazione, le reti in progetto sono adibite al solo trasporto di acque reflue, con sezioni di calcolo verificate per il trasporto a valle della aliquota di pioggia di 750 l/(ab x d) da condurre alla depurazione, tenuto conto di un opportuno incremento del carico rispetto alla situazione attuale per fronteggiare esigenze future.

Con riferimento ai disegni di progetto, nel dettaglio si prevede.

- 1) l'adeguamento della stazione di sollevamento presso il depuratore di Dorno, denominata S1, stante l'inopportunità di realizzare una nuova vasca per l'elevata profondità dal piano campagna della fognatura mista in arrivo (>7 m);  
Ciò principalmente attraverso l'adeguamento impiantistico (sostituzione elettropompe, quadri elettrici e piping) e opere edili a corredo (sostituzione soletta di copertura e chiusini, sistemazioni accesso alla vasca);
- 2) la realizzazione di condotta premente in PEad PE100 PN10 De 315 mm su terreni di campagna/strade sterrate fino alla SP 19 per una lunghezza di circa 1.735 m;
- 3) la realizzazione di n. 10 nuovi pozzetti di spurgo, ciascuno sede di una coppia di saracinesche in ghisa DN 300 mm separate da tronchetto di smontaggio dello stesso materiale;
- 4) la posa in opera in pozzetto dedicato di n. 6 sfiati;
- 5) la realizzazione di nuova stazione di sollevamento denominata S2 in fregio alla SP19;
- 6) la realizzazione di condotta premente in PEad PE100 PN10 De 315 mm su terreni di campagna/strade sterrate, per una lunghezza di circa 2.860 m;
- 7) la realizzazione di n. 18 nuovi pozzetti di spurgo, ciascuno sede di una coppia di saracinesche in ghisa DN300 separate da tronchetto di smontaggio dello stesso materiale;
- 8) la posa in opera in pozzetti dedicati di n. 7 sfiati;
- 9) la realizzazione di un pozzetto di calma prima della immissione nel collettore DN 400 mm gres di via Mulino c/o cascina Chiusa di Battera (picchetto TERR400);
- 10) la demolizione delle vasche del depuratore di Dorno, la sistemazione superficiale del sedime e la restituzione al Comune (escluso area sollevamento).

### 6.2 Definizione dei tracciati delle condotte

Con riferimento ai disegni di progetto, le nuove condotte seguiranno percorsi in gran parte su terreni di campagna strade sterrate.

L'altimetria delle condotte è stata scelta in modo da limitare la profondità degli scavi – comunque nel rispetto di valori del ricoprimento tali da garantire la verifica statica della condotta ed impedire l'interferenza con gli attrezzi delle macchine agricole – garantendo quando necessario il completo svuotamento delle stesse attraverso i pozzetti di spurgo e lo sfiato dell'aria dai dispositivi previsti, il tutto attraverso il tipico andamento a riseghe, con tratti acclivi di elevata lunghezza e

modesta pendenza e tratti declivi molto corti e con pendenze accentuate.

Sono presenti singolarità del tracciato rappresentate da attraversamenti di rogge: i più semplici sono previsti realizzati con scavo e rifacimento dei tombini preesistenti (sezioni R1, R2 e R3, rif. tavola dei profili), altri sono previsti realizzati con trivellazione orizzontale controllata (sezioni TOC da n. 1 a n. 3, rif. tavola dei profili), oltre alla realizzazione di un attraversamento in ponte canale (sezione PC, rif. tavola dei profili).

Sono presenti singolarità altimetriche tali da prevedere il ricorso a sfiati automatici mentre il breve tratto di circa 11 m a valle dell'attraversamento in ponte canale (sezione A1, rif. tavola dei profili) si presume possa svuotarsi dall'aria senza difficoltà.

È presente intersezione con oleodotto ENI (tra picchetti TERR218 e TERR220, rif. tavola profili) in direzione presumibilmente ortogonale alla condotta.

Tenuto conto che la premente è posata in parallelismo a cavo di sensibile profondità, si deduce che l'incrocio planimetrico tra i due servizi può avvenire con elevato franco di sicurezza reciproco.

Nelle tabelle seguenti viene riportato il dettaglio sintetico degli interventi previsti.

COMUNE	NUOVO SOLLEVAMENTO	DISMISSIONE TRATTAMENTO	ADEGUAMENTO SOLLEVAMENTO
DORNO	1	1	1
GARLASCO	0	0	0

tabella 4a: dettaglio sintetico interventi. Impianti

COMUNE	CONDOTTE IN PRESSIONE				
	strada asfaltata	banchina stradale	strada sterrata	terreni agricoli	attraversamenti no-dig/ponti canale
DORNO	262	0	2.548	1.380	158/13
GARLASCO	0	0	235	0	0

tabella 4b: dettaglio sintetico interventi. Condotte in pressione

### 6.3 Caratteristiche generali dei nuovi impianti e delle condotte

In linea generale i nuovi sollevamenti fognari saranno costituiti da una vasca di accumulo di adeguata dimensione e profondità (laddove verrà utilizzata una vasca esistente si è preventivamente avuto cura di verificare secondo le relazioni di cui al successivo capitolo l'adeguatezza del volume utile allo scopo) con relativa camera di manovra; essi saranno equipaggiati con n. 2 elettropompe sommergibili ciascuno, piping in acciaio inossidabile, organi di manovra e valvole di non ritorno in ghisa sferoidale, sonde di livello analogiche ad ultrasuoni o radar per il monitoraggio in continuo dei livelli e l'automazione delle pompe, sonde di livello a variazione di assetto (galleggianti) di emergenza, chiusini, recinzioni e accessori, in relazione al contesto di inserimento.

Ciascun impianto sarà dotato di sfioratore di troppo pieno per l'allontanamento delle portate di pioggia in eccesso, ai sensi

della vigente normativa nazionale e regionale, creato allo scopo oppure ricavato utilizzando e adattando eventuali manufatti esistenti; sulla tubazione di troppo pieno potrà essere installata, se ritenuta necessaria, una valvola a clapet per evitare il rigurgito in vasca delle acque del corpo idrico ricevente in caso di eccessivo aumento del tirante idrico.

Tutti gli impianti di sollevamento saranno dotati di sistemi per il telecontrollo dei principali parametri di funzionamento e dei relativi allarmi, in modo da permettere alle squadre di manutenzione e di reperibilità di intervenire tempestivamente in caso di guasti o malfunzionamenti; i segnali rilevati dalle unità periferiche (RTU) saranno trasmesse al sistema centralizzato di Pavia Acque e alle periferiche del sistema di telecontrollo delle Società Operative Territoriali delegate alla conduzione operativa dei diversi impianti.

Le condotte prementi saranno realizzate in polietilene ad alta densità di diametro adeguato; salvo l'esistenza di particolari vincoli ambientali o idrogeologici, le condotte saranno posate ad una profondità tale da garantire un ricoprimento minimo della tubazione pari a 100 cm.

La risultanza di tutti gli indirizzi di progetto descritti sono le reti e gli impianti dei disegni di progetto.

## 7 DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLE OPERE DI FOGNATURA

### 7.1 Generalità

Nei paragrafi successivi vengono illustrati i calcoli che conducono alla definizione di:

1. Diametri delle condotte prementi;
2. Volumi di sollevamento e punti di funzionamento degli impianti;
3. Pressioni di esercizio e sovrappressioni di colpo d'ariete sulle condotte;
4. Capacità di trasporto della tubazione ricevente il collettamento.

Le caratteristiche prestazionali sopra elencate presuppongono tutte la definizione della portata che deve essere collettata all'impianto di Garlasco.

### 7.2 Portata di progetto

La portata di progetto, nel caso di utenza di tipo civile, è determinabile a partire dal valore della popolazione totale sottesa dalla sezione di calcolo considerata secondo le relazioni:

$$q_{np} = q_{nm} \cdot C_p$$

$$q_{nm} = \varphi \cdot D \cdot P / 86400$$

$$C_p = 1,5 + (q_{nm})^{0,5} / 2,5$$

in cui:

$q_{np}$	= portata nera di punta [l/s]
$q_{nm}$	= portata nera media [l/s]
$\varphi$	= coefficiente d'afflusso in fognatura
$D$	= dotazione idrica procapite [l/(ab x d)]
$P$	= popolazione [ab]
$C_p$	= coefficiente di punta

assumendo una dotazione idrica procapite  $D=300 \text{ l}/(\text{ab} \times \text{d})$ , l'usuale valore di letteratura di 0,8 per il coefficiente d'afflusso, con la precauzione di limitare a 6 il valore di  $C_p$  e di assumere quale minimo valore di portata immesso nella rete il valore di 0,8 l/s ( $\varphi \times$  portata cassetta di risciacquo).

In aggiunta, In caso di derivazione di reti miste, per ciascuna sezione di calcolo la portata nera di punta calcolata secondo le relazioni precedenti va confrontata con l'aliquota della mista che in tempo di pioggia deve essere condotta alla depurazione  $q_d$ , per normativa pari a  $750 \text{ l}/(\text{AE} \times \text{d})$ , dovendosi assumere quale portata reflua di progetto di origine civile  $Q_p$  per il calcolo degli specchi il valore maggiore e valendo l'uguaglianza  $\text{AE}=\text{ab}$ .

Nel caso in esame, il carico attuale di tabella 2 di 6.985 AE è stato incrementato del 30% per tenere conto di future espansioni, addivenendo ai risultati delle tabelle sottostanti

	AE	q <sub>nm</sub>	C <sub>p</sub>	q <sub>np</sub>	q <sub>d</sub>	Q <sub>p</sub>
Stato attuale	6.985	19,4	2,07	40,2	60,8	60,8
Previsione	9.100	25,3	2,00	50,6	79,0	79,0

tabella 5: portate (l/s)

La portata di progetto degli impianti risulta Q<sub>p</sub>=79,0 l/s

### 7.3 Scelta dei materiali e modalità di posa

Come già anticipato al precedente punto 5.3, le condotte saranno realizzate in PEad PE100 PN10.

Ai fini del loro dimensionamento idraulico, la scelta dei materiali costituenti le condotte influenza attraverso il parametro di scabrezza la capacità di trasporto delle stesse come successivamente mostrato.

### 7.4 Dimensionamento delle condotte in pressione

Con riferimento ai disegni esecutivi, le condotte in pressione sono le mandate delle n. 2 stazioni di sollevamento in serie. Il dimensionamento si riduce alla definizione di un unico diametro per il fatto che la stazione S2 rilancia unicamente quanto conferitole dalle S1.

Il dimensionamento della condotta viene effettuato nel rispetto di una velocità in condotta V compresa tra 0,7 e 2,0 m/s.

PREMENTI S1 e S2		Q <sub>p</sub>	V <sub>p</sub>	verifica
MATERIALE	D <sub>i</sub> [mm]	[l/s]	[m/s]	
PEad PE100 PN16 De315	277,6	79,0	1,31	+

tabella 6: dimensionamento mandate stazioni di sollevamento

### 7.5 Dimensionamento degli impianti di sollevamento

Il dimensionamento dell'impianto consiste nella definizione del suo punto di funzionamento, da cui deriva la scelta della elettropompa, e del volume utile di sollevamento.

La prevalenza totale può essere calcolata con le relazioni sottostanti:

$$H_t = H_g + \Delta H$$

$$\Delta H = L \cdot j + \sum \delta h_i$$

$$j = \gamma \cdot Q^\alpha / D^\beta$$

dove:

- $H_t$  = prevalenza totale [m]  
 $H_g$  = prevalenza geometrica [m]  
 $\Delta H$  = perdite di carico [m]  
 $\sum \delta h_i$  = sommatoria perdite localizzate (piping interno e singolarità di linea)  
 $L$  = lunghezza della mandata [m]  
 $j$  = cadente piezometrica [m/m]  
 $Q$  = portata in condotta [mc/s]  
 $D_i$  = diametro interno condotta  
 $\gamma, \alpha, \beta$  = parametri dell'espressione monomia, dipendenti dal materiale delle tubazioni

La sottostante tabella 7 riporta i valori dei parametri dell'espressione monomia per il PEad (prementi) e acciaio (piping interno alla stazione).

	PEad	acciaio
$\gamma$	0,000944	0,001456
$\alpha$	1,8	1,82
$\beta$	4,8	4,71

tabella 7: parametri espressione monomia perdite di carico distribuite

Relativamente alle perdite localizzate, queste sono tutte esprimibili come frazione dell'altezza cinetica, secondo la relazione:

$$\delta h_i = m \cdot V^2/2g$$

dove:

- $m$  = coefficiente moltiplicativo/riduttivo  
 $V$  = velocità in condotta [m/s]  
 $g$  = accelerazione di gravità [m/s<sup>2</sup>]

Con il valore di  $m$  che dipende dal tipo di singolarità

	curva 90°	curva 45°	Curva 22.5°	Curva 11.25°	ritegno (a palla)	saracinesca (aperta)	confluenza	sbocco
$m$	0,32	0,17	0,08	0,04	1 min 10 cm	0,15	variabile con la geometria	1

tabella 8: condotte in pressione. Perdite di carico localizzate per alcuni tipi di singolarità

Dai valori di prevalenza totale e portata si individuano i punti di funzionamento teorici degli impianti riportati nella seguente tabella 9, unitamente alla logica di funzionamento prevista.

						L·j		Σδh				
	PREMENTE		Q <sub>p</sub> [l/s]	L [m]	H <sub>g</sub> [m/s]	linea [m]	piping [m]	linea [m]	piping	H <sub>t</sub> [m]	P [kW]	logica
	MATERIALE	D <sub>i</sub> [mm]										
S1	PEad PE100 PN10 De315	277,6	39,5	1.735	9,65	7,97	0,08	0,95	0,99	19,64	15.0	PARALLELO
S2	PEad PE100 PN10 De315	277,6	39,5	2.860	3,61	13,14	0,05	0,57	0,55	18,42	12.5	PARALLELO

tabella 9: punti teorici di funzionamento degli impianti (rif. singola macchina)

Il punto di funzionamento reale dipende dalle elettropompe scelte.

Tutte le stazioni sono previste realizzate con una coppia di elettropompe uguali tra loro.

Per detti impianti, la singola macchina dovrà essere scelta nel rispetto del punto di funzionamento teorico individuato (Q=79,0 l/s; H=19,64 per impianto S1 e Q=79,0; 18,42 l/s per impianto S2)

La logica del funzionamento in parallelo appare invece la più consona per le stazioni di maggiori dimensioni, ciò al fine di ottimizzare gli impegni di potenza, tenuto conto della distonia tra portata nelle condizioni attuali e portata di progetto.

Si può verificare che, con una opportuna scelta dell'elettropompa dai cataloghi dei più comuni produttori, la singola macchina è in grado di sollevare la portata nera di punta, demandando al funzionamento in parallelo l'allontanamento di quella meteorica.

Visti i valori elevati delle portate si sarebbe potuto procedere con la scelta di n. 3 unità in parallelo.

La scelta è ricaduta sulle due unità per la necessità di mantenere la vasca di sollevamento attuale presso il depuratore, caratterizzata da un volume compreso tra il fondo vasca e la fognatura in ingresso di appena 0,95 cm.

Per questo impianto dovranno pertanto prevedersi pompe con camicia di raffreddamento, in modo da contenere il volume l'altezza del volume inutilizzato sul fondo vasca entro 0,3 m.

Con un franco di sicurezza di sicurezza di 0,15 m, l'altezza del volume utile è pari a 0,5 m, non sufficienti a definire i quattro livelli in vasca correlati al funzionamento di tre macchine scongiurando inneschi accidentali per fluttuazioni del fluido dovuti alla turbolenza in vasca.

La stessa logica è stata pertanto mantenuta anche per la stazione di sollevamento n. 2.

Le elettropompe sommergibili dovranno avere le seguenti caratteristiche:

- corpo e girante in ghisa con girante arretrata a vortice oppure monocanale con trattamento ad alta resistenza;
- passaggio libero minimo 100 mm;
- bocca di mandata minimo DN 100mm flangiata UNI-DIN;
- piedi di accoppiamento in ghisa sferoidale con accoppiamento tipo Flygt;
- tubi guida in acciaio INOX AISI 304 o superiore, DN 1,5" o 2", spessore minimo 3 mm;



- motore con classe di efficienza minima IE3, 4 poli, potenza nominale minima 15 kW 400 Volt trifase.

La logica di funzionamento di questi impianti prevede quindi n. 3 livelli in vasca: il primo di innesco della singola macchina, il secondo di stacco e rotazione in riserva attiva, il terzo di attivazione del parallelo.

Il dimensionamento delle stazioni di sollevamento presuppone anche la definizione del volume utile di sollevamento, cioè quello compreso tra il livello di attacco e stacco delle elettropompe.

Nel caso degli impianti di progetto, tutti equipaggiati con una coppia di elettropompe uguali tra loro, il volume utile minimo per ottenere un lavoro soddisfacente delle pompe nelle condizioni più sfavorevoli di afflusso (tempo di pioggia) è dato dalla relazione:

$$V_u = Q / (n \cdot z)$$

dove:

$V_u$  = volume utile minimo [mc]

$Q$  = portata media della pompa nell'intervallo compreso tra il livello di attacco e quello di stacco [mc/ora]

$z$  = numero massimo di avviamenti orari ammessi per una pompa

Il parametro n dipende dalla logica di funzionamento prevista per l'impianto, valendo 8 o 4 a seconda del caso di rotazione in riserva attiva delle elettropompe o funzionamento in parallelo rispettivamente.

Il numero massimo di avviamenti orari è buona norma siano inferiori a 10/ora.

Dalla applicazione della relazione (8) con  $n = 8$  e  $z = 8$ , si ottengono i volumi utili minimi  $V_u$  della sottostante tabella 10.

IMPIANTO	funzionamento	$Q_p$ [mc/ora]	$V_u$	$V_{eff}$
S1	PARALLELO	79,0	7,11	3,64
S2	PARALLELO	79,0	7,11	9

tabella 10: volumi utili minimi delle stazioni di sollevamento

La tabella riporta altresì i valori dei volumi effettivi (volumi dei manufatti esistenti per la stazione adeguata), da cui si evince la sovrabbondanza della nuova vasca alla prestazione richiesta.

Il volume utile risulta invece indicativamente ridotto della metà per la stazione S1.

Tale condizione è ritenuta accettabile, per il fatto che scegliendo opportunamente la macchina si può ridurre l'innesco del funzionamento in parallelo al solo tempo di pioggia.

Le figure seguenti riportano l'individuazione dei punti di funzionamento reali dell'impianto S1, con funzionamento in parallelo e in marcia singola, con una pompa opportunamente scelta tra i cataloghi dei comuni produttori.

Come si evince dal secondo grafico la pompa in marcia singola è in grado di sollevare una portata di circa 56 l/s, superiore a quella di punta di tempo asciutto ( $q_{np}$  rif. tabella 5a).

Applicando la relazione precedente con  $n=8$  alla portata sollevata in marcia singola, il volume utile necessario si riduce a 2,52 mc.

Il funzionamento in condizioni non ottimale, con un numero elevato di attacchi e stacchi, è limitato al solo periodo di pioggia.

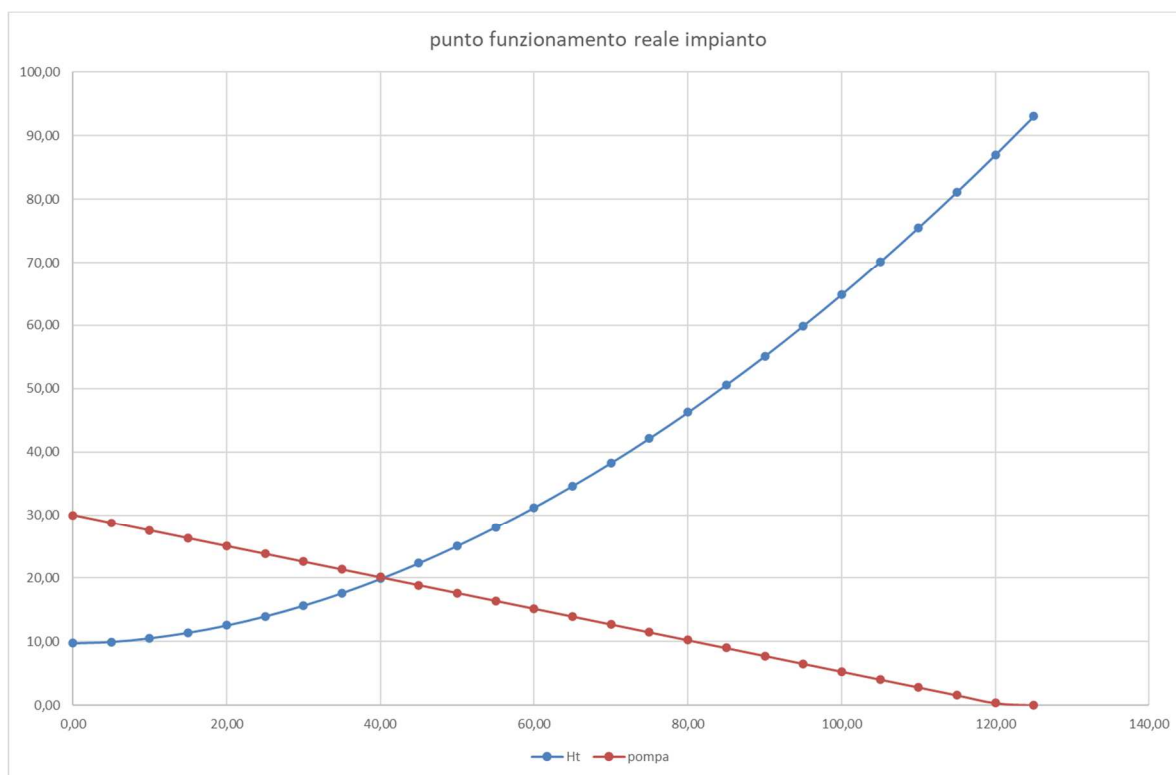


figura 1a: punto funzionamento reale impianto S1 (pompe in parallelo)

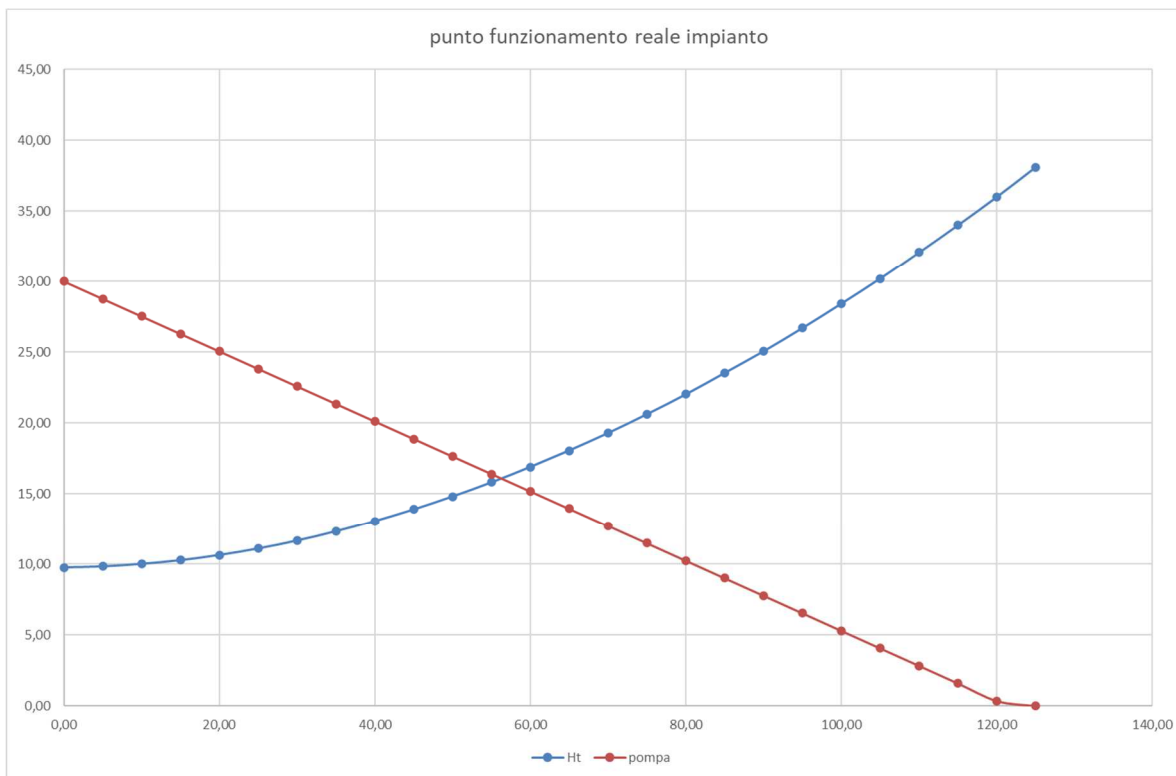


figura 1b: punto funzionamento reale impianto S1 (pompa in marcia singola)

## 7.6 Verifica della capacità di trasporto del collettore di recapito

Il collettore di recapito d'impianto è l'elemento in gres DN400 in via Mulino all'altezza di cascina Chiusa di Battera.

Con riferimento al recente rilievo della rete di fognatura di Garlasco, il pozzetto di innesto è il n. 278.

In detto pozzetto attualmente vengono addotti dal vicino sollevamento i reflui provenienti dal comune di Alagna attraverso una tubazione in PEad DE125 mm.

Il collettore conferisce poi all'impianto di depurazione senza ulteriori apporti di portata.

La capacità di trasporto del collettore deve essere superiore alla portata dalla somma della  $Q_p=79$  l/s e  $Q_a$  proveniente dal comune di Alagna.

A partire dalla popolazione attuale di 854 abitanti, è possibile addivenire alla  $Q_a$  secondo gli stessi criteri di cui al punto 7.2, risultando  $Q_a=9,6$  l/s

La capacità di trasporto viene valutata attraverso la relazione di Gauckler-Strickler del moto uniforme a pelo libero, secondo cui la portata convogliata  $Q$  da una condotta risulta:

$$Q = 1000 \cdot i^{0,5} \cdot k_s \cdot A \cdot R^{2/3}$$

dove:

$Q$  = portata convogliata [l/s];

$i$  = pendenza della condotta [m/m];

$k_s$  = conduttanza di Strickler (;

$A$  = area bagnata [m<sup>2</sup>]

$R$  = raggio idraulico [m], rapporto tra area e contorno bagnato  $C$  [m]

Con le grandezze  $A$ ,  $C$  ed  $R$  funzioni del tirante  $h$  [m] che si instaura nella condotta.

In caso di riempimento del 70% la relazione precedente diventa:

$$Q = 0,839 \cdot 1979 \cdot i^{0,5} \cdot k_s \cdot (D/2000)^{8/3}$$

Dal rilievo sopra richiamato è possibile stabilire che nel tratto compreso tra il pozzetto 278 e l'ingresso in impianto la pendenza risulta dello 0,32%.

Assegnando alla conduttanza il valore di 80, si ottiene  $Q=102,4$  l/s >  $Q_p+Q_a=88,6$  l/s.

La verifica risulta pertanto soddisfatta e il recapito idoneo a ricevere la portata.

## 7.7 Calcolo sovrappressione di colpo d'ariete

Negli impianti idraulici i fenomeni di moto vario elastico sono la conseguenza della variazione di portata circolante all'interno dell'impianto stesso (ad esempio durante il transitorio di arresto della pompa) e, come è noto, il valore della sovrappressione dipende dalla velocità con cui la portata varia, dalla velocità della corrente, dalla deformabilità elastica

della corrente e dalla lunghezza della condotta premente.

Si definisce celerità di propagazione la velocità con cui le perturbazioni connesse con le grandezze idrauliche (velocità, pressione, ecc.) si propagano in condotta; come è noto, la celerità di propagazione può essere calcolata con l'espressione:

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \cdot \left( \frac{1}{e} + \frac{D}{E s} \right)}}$$

dove:

$a$  = celerità di propagazione delle sovrappressioni di moto vario elastico [m/s]

$\rho$  = densità dell'acqua (1000 kg/m<sup>3</sup>)

$e$  = modulo di elasticità dell'acqua (2.05×10<sup>9</sup> N/m<sup>2</sup>)

$D$  = diametro interno della condotta [m]

$E$  = modulo di elasticità del materiale costituente la condotta

$s$  = spessore della condotta [m]

Si definisce *semiperiodo* del fenomeno elastico il tempo impiegato dalla sovrappressione generata in una certa sezione della condotta premente a percorrere una distanza pari al doppio della lunghezza della condotta stessa, ovvero:

$$\tau = \frac{2L}{a}$$

dove:

$\tau$  = semiperiodo del fenomeno elastico [s]

$L$  = lunghezza della condotta premente [m]

Con riferimento alla situazione determinata dall'arresto del flusso per spegnimento della pompa, l'arresto è detto *brusco* se la sua durata  $T_a < \tau$  e in questo caso i massimi valori di sovrappressione e depressione sono forniti dalla formula di *Allievi – Jukowsky*:

$$\Delta H = \pm \frac{a \Delta V}{g}$$

dove  $\Delta H$  rappresenta la variazione di quota piezometrica (in metri di colonna liquida) conseguente alla variazione  $\Delta V$  della velocità media  $V$  (m/s) all'interno della tubazione e  $g$  indica l'accelerazione di gravità (9.81 m/s<sup>2</sup>).

Quando, invece,  $T_a > \tau$  l'arresto è detto *lento* e i massimi valori di sovrappressione e depressione sono forniti dalla formula di *Michaud*:

$$\Delta H = \pm \frac{2 L \Delta V}{g T_a}$$

Nel caso degli impianti di pompaggio, la durata  $T_a$  corrisponde al tempo di chiusura della valvola di ritegno e può essere stimata con la formula semplificata di *Mendiluce-Rosich*:

$$T_a = C + \frac{K L V}{g \Delta h_t}$$

nella quale i simboli assumono il seguente significato:

$T_a$  = durata di chiusura della valvola di ritegno [s]

$\Delta h_t$  = prevalenza totale della pompa [m]

$L$  = lunghezza della condotta premente [m]

$V$  = velocità di moto permanente della corrente [m/s]

$K$  = coefficiente che rappresenta l'effetto di inerzia del gruppo motore-pompa e i cui valori dipendono dalla lunghezza della condotta secondo le seguenti espressioni:

$K = 1$  per  $L \geq 2000$  m

$K = 2 - 0,0005 L$  per  $L < 2000$  m

$C$  = coefficiente dipendente dal rapporto  $\Delta h_t/L$

$C = 1,00$  per  $\Delta h_t/L = 0,00 \div 0,20$

$C = 0,75$  per  $\Delta h_t/L = 0,21 \div 0,28$

$C = 0,50$  per  $\Delta h_t/L = 0,29 \div 0,32$

$C = 0,25$  per  $\Delta h_t/L = 0,33 \div 0,37$

$C = 0,00$  per  $\Delta h_t/L = 0,38 \div 0,40$

I risultati dei calcoli, eseguiti sulla base delle formule sopra riportate, sono illustrati nelle tabelle seguenti

stazione		DN (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	s (mm)	a (m/s)	L (m)	τ = 2L/a (s)	Δh <sub>t</sub> (m)	Δh <sub>t</sub> /L (m)
premente S1		315	277,6	18,7	244,4	1735	14,2	19,64	0,0113
C	K	T <sub>a</sub> (s)	Q (l/s)	V (m/s)	tipo arresto	ΔS (m)	ΔH (m)	ΔH <sub>Allievi</sub> (m)	materiale condotta
1	1,13	14,3	79,0	1,31	lento	-15,0	32,26	+/-32,55	PEAD PE100 PN16

tabella 11a: sopra/sottopressioni di colpo d'ariete sulla linea dei carichi a  $v=0$  all'ascissa 1.735 m (impianto di sollevamento S1)

stazione		DN (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	s (mm)	a (m/s)	L (m)	τ = 2L/a (s)	Δh <sub>t</sub> (m)	Δh <sub>t</sub> /L (m)
premente S1		315	277,6	18,7	244,4	1735	23,4	18,42	0,0064
C	K	T <sub>a</sub> (s)	Q (l/s)	V (m/s)	tipo arresto	ΔS (m)	ΔH (m)	ΔH <sub>Allievi</sub> (m)	materiale condotta
1	1,00	14,3	79,0	1,31	brusco	211	+/-32,55	+/-32,55	PEAD PE100 PN10

tabella 11b: sopra/sottopressioni di colpo d'ariete sulla linea dei carichi a  $v=0$  all'ascissa 2.860 m (impianto di sollevamento S2)

La massima sovrappressione risulta superiore al limite stabilito dal del D.M. 12 Dicembre 1985, pari a 30 m per pressioni di moto permanente fino a 60, indipendentemente dalla tubazione.

Stante il modesto supero del valore assoluto delle sovrappressioni rispetto ai limiti del richiamato D.M., non si ritiene di dover prendere particolari provvedimenti per contrastare le pressioni positive.

Tenuto conto dei valori di pressione di esercizio in corrispondenza degli impianti, pari rispettivamente a 13,47 m e 16,27 m sulla generatrice superiore della condotta rispettivamente per la S1 e la S2, con i valori positivi di tabella 11b le massime pressione sulla condotta nelle stesse sezioni risulta pari rispettivamente a 45,73 m e 48,82 m, valori di molto al di sotto del limite della tubazione (PN10).

Ragionando in modo analogo si ottengono invece per le pressioni negative i valori di -18,79 m e -16,28 m, ovvero pressioni assolute negative, che risultano le più nocive per gli impianti per l'insorgenza di fenomeni di cavitazione vaporosa, in grado di danneggiare le giranti.

Con riferimento ai disegni di progetto, la riduzione del fenomeno viene perseguita attraverso una aspirazione ausiliaria in vasca, che agisce sulle pressioni negative, aspirando dalla vasca nel momento in cui avviene l'interruzione di corrente.

Si precisa peraltro che la condizione pericolosa si manifesta solamente quando entrambe le pompe sono in marcia, in quanto nel funzionamento in riserva attiva, l'aspirazione ausiliaria avviene attraverso la pompa ferma.

## 8 VERIFICA STATICA DELLE CONDOTTE A PELO LIBERO

### 8.1 Generalità

Scopo della verifica è quello di garantire che le condotte siano in grado di resistere con adeguata sicurezza alle azioni a cui potranno essere sottoposte, rispettando le condizioni per il normale esercizio e assicurando la loro conservazione nel tempo.

La verifica consiste nell'accertare che i carichi agenti sulla struttura provochino tensioni e deformazioni ammissibili, ovvero compatibili con il materiale costituente le tubazioni e le esigenze di progetto.

Il criterio di verifica da adottare dipende dal comportamento della tubazione nei confronti del terreno in cui sono posate, ovvero della loro elasticità in sito: se la struttura è molto rigida, la funzionalità è soddisfatta quando lo stato di tensione interno è compatibile con le tensioni ammissibili nel materiale; se la struttura è fortemente deformabile, la verifica consiste nella verifica che l'inflessione diametrale sia compatibile con la funzionalità idraulica dell'opera e che non si abbia schiacciamento per instabilità elastica.

Rimandando alla letteratura per la trattazione di dettaglio dell'argomento, con riferimento alle tubazioni impiegate nel presente intervento, le tubazioni plastiche, quali quelle in PEad, sono sempre deformabili, indipendentemente dal terreno in cui vengono posate.

### 8.2 Carichi agenti

I valori dei momenti flettenti e degli sforzi assiali generati nelle sezioni longitudinali della tubazione, in coerenza con i disposti del punto 2.4.3 dell'Allegato A del D.M. n° 137 del 04/04/2014, devono essere valutati per le seguenti condizioni di carico esterne:

A: Peso proprio del tubo guaina e della tubazione portante

B: Carico ripartito superiore (sovraccarico mobile e peso del terreno)

C: Reazione radiale

Il carico A risulta generalmente (e senz'altro nel caso in esame trascurabile) come innanzi detto, mentre a favore di sicurezza si trascurano le reazioni laterali sulla tubazione (spinta passiva) derivanti dall'interazione tubo-terreno circostante (carico ripartito laterale e carico lineare laterale).

#### 8.2.1 Carico dovuto al rinterro

Il carico di rinterro  $Q_{st}$  [N/cm] viene calcolato come peso del prisma di terreno sovrastante la tubazione, ovvero con la relazione:

Nel caso di posa in trincea stretta, il carico di rinterro è calcolato con la formula:

$$Q_{st} = \gamma_t \cdot H \cdot D / 100$$

dove:

$\gamma_t$  = peso specifico del terreno [N/m<sup>3</sup>]

H = altezza del terreno sopra la generatrice superiore della tubazione [m]  
D = diametro esterno del tubo [m]

### 8.2.2 Carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili

L'effetto di un sovraccarico mobile concentrato può essere calcolato secondo l'espressione:

$$Q_v = q_v \cdot D \cdot \varphi$$

dove:

$Q_v$  = carico verticale sulla generatrice superiore del tubo, dovuto ai sovraccarichi mobili concentrati di convogli tipo [N/m]  
 $q_v$  = pressione verticale al livello della generatrice superiore del tubo, dovuta ai sovraccarichi mobili in N/m<sup>2</sup>  
 $\varphi$  = fattore dinamico

Il fattore dinamico, nel caso di strade, può essere calcolato con le seguenti formule:

$$\varphi = 1 + 0,3 / H [m]$$

Per il teorema di Clapeyron sul lavoro di deformazione, il fattore dinamico deve essere minore o uguale a 2.

Per la stima di  $q_v$ , si forniscono le espressioni seguenti:

$q_v = 43100 \cdot H [m]^{-1,206}$	convoglio HT45
$q_v = 10700 \cdot H [m]^{-1,518}$	convoglio LT6
$q_v = 10546 \cdot H [m]^{-1,489}$	mezzo cingolato orma 0,45 x 2,15

Si segnala che, a norma della Legge n. 313 del 5 Maggio 1976, il transito del convoglio HT45 rappresenta il carico più oneroso per strade e autostrade.

Per la circolazione su strade carrarecce, si valutano separatamente i carichi dovuti al transito del convoglio LT6 e del mezzo cingolato e si assume il maggiore tra i due.

### 8.3 Verifiche statiche sulle tubazioni deformabili – PEad

Per la verifica statica delle tubazioni flessibili interrate si può fare riferimento alla norma AWWA (American Water Works Association), che si riferisce a "tubi in pressione in resine termoindurenti rinforzate con fibre di vetro", ma che può essere ragionevolmente estesa a tutti i materiali plastici ed alle tubazioni flessibili in generale.



Le verifiche vanno effettuate considerando le caratteristiche di resistenza a lungo termine dei materiali, giacché i materiali plastici presentano un decadimento nel tempo delle caratteristiche meccaniche.

Le operazioni principalmente da effettuare per la verifica statica delle tubazioni flessibili sono le seguenti:

- calcolo e verifica dell'inflessione diametrale a lungo termine;
- calcolo e verifica della instabilità all'equilibrio elastico;
- calcolo e verifica della flessione massima circonferenziale.

### 8.3.1 Verifica dell'inflessione diametrale

L'inflessione massima anticipata nella tubazione, con il 95% di probabilità, è fornita dalla seguente espressione:

$$\Delta y = (D_e \cdot Q_t + Q_v) \cdot K_x / (8 RG + 0,061 K_a \cdot E_s) + \Delta a$$

dove:

- $\Delta y$  = inflessione del tubo [cm]  
 $D_e$  = fattore di ritardo dell'inflessione, che tiene conto che il terreno continua a costiparsi  
 $Q_t$  = carico verticale del suolo [N/cm]  
 $Q_v$  = carico mobile [N/cm]  
 $k_x$  = coefficiente d'inflessione, dipendente dalla capacità di sostegno fornita dal suolo  
 $RG$  = indice di rigidità trasversale della tubazione [N/cm<sup>2</sup>]  
 $E_s$  = modulo di elasticità del terreno [N/cm<sup>2</sup>]  
 $K_a, \Delta a$  = parametri che consentono di passare dall'inflessione media (50% probabilità) a quella massima

L'indice di rigidità trasversale è a sua volta esprimibile con la relazione:

$$RG = E_t \cdot I / D_m^3$$

dove:

- $E_t$  = modulo di elasticità tubazione a lungo termine [N/cm<sup>2</sup>]  
 $I$  = momento d'inerzia lunghezza unitaria di tubazione, pari a  $s^3/12$ , con  $s$  spessore tubo  
 $D_m$  = diametro medio del tubo [cm], pari a  $D-s$

Per le tubazioni in PVC, quali quelle impiegate nel presente intervento, l'inflessione diametrale a lungo termine non deve superare il 5% del diametro iniziale della condotta.

### 8.3.2 Verifica dell'instabilità all'equilibrio elastico

In una tubazione interrata, la pressione che determina instabilità elastica (pressione di buckling) può essere stimata con

la seguente espressione:

$$q_a = (1 / FS) \cdot (32 R_w \cdot B' \cdot E_s \cdot E_t \cdot I / D^3)^{0,5}$$

$q_a$  = pressione ammissibile di buckling [N/cm<sup>2</sup>]

FS = fattore di sicurezza, pari a 2,5 – 3,0 nel caso in cui l'inflessione risulti prossima al valore limite (>4%)

$R_w$  = fattore di spinta idrostatica della falda eventualmente presente

$B'$  = coefficiente empirico di supporto elastico

Relativamente ai valori da assegnare ad  $R_w$  e  $B'$ , possono utilizzarsi le espressioni sottostanti:

$$R_w = 1 - 0,33 H_w / H$$

$$B' = 1 / (1 + 4e^{-0,213H})$$

dove:

H altezza del rinterro [m];

$H_w$  altezza della superficie libera della falda sopra la generatrice superiore del tubo [m]

La verifica alla instabilità elastica si esegue confrontando la pressione ammissibile con la risultante  $p_a$  della pressione dovuta ai carichi esterni applicati.

In presenza di carichi mobili, dovrà risultare:

$$p_a = \gamma_w \cdot H_w + R_w \cdot (Q_t + Q_v) / D \leq q_a$$

dove:

$\gamma_w$  = peso specifico acqua (10 kN/m<sup>3</sup>)

$Q_t$  = carico del rinterro

$Q_v$  = carico dovuto ai sovraccarichi mobili

D = diametro esterno della tubazione

### 8.3.3 Verifica della flessione massima circonferenziale

La sollecitazione  $\sigma$  e deformazione massima di flessione  $\epsilon$  che risultano dall'inflessione del tubo non devono eccedere la sua resistenza a flessione a lungo termine, ridotta di un fattore di sicurezza:

Dovrà pertanto risultare:

$$\sigma = D_f \cdot E_t \cdot (\Delta y/D) \cdot (s/D) \leq \sigma_{lim} / \lambda$$

$$\varepsilon = D_f \cdot (\Delta y/D) \cdot (s/D) \leq \varepsilon_{lim} / \lambda$$

dove:

$\sigma_{lim}$  = tensione limite ultima

$\varepsilon_{lim}$  = deformazione limite ultima (si assume il valore di 3,5);

$\lambda$  = fattore di sicurezza (fissato dalla norma AWWA in 1,5);

$D_f$  = fattore di forma (parametrato in funzione di RG e delle caratteristiche geotecniche del rinterro; per il caso specifico si assume il valore di 3,8)

La tensione limite ultima può essere calcolata secondo la relazione:

$$\sigma_{lim} = 10/4 \cdot E_t \cdot (2 \cdot s / D_m)^2 / (1 - \mu^2)$$

dove:

$\mu$  = modulo di Poisson = 0,4

Introducendo la grandezza SDR, *STANDARD DIMENSION RATIO*, pari al rapporto D/s e dipendente unicamente dalla pressione nominale della tubazione, risulta:

$$\sigma_{lim} = 11,905 \cdot E_t / (SDR-1)^2$$

Per tubazioni PN10 risulta SDR=11, da cui con il valore di  $E_t=50.000 \text{ N/cm}^2$  risulta  $\sigma_{lim}= 2.369 \text{ N/cm}^2$ .

#### 8.3.4 Risultati delle verifiche

Con riferimento ai profili di posa, sono state condotte le 4 verifiche sotto descritte.

Sono state verificate le sezioni con minimo e massimo approfondimento per le due condizioni di carico presente, strada asfaltata e sterrata/terreno di campagna.

Son state verificate le sezioni sotto strada asfaltata ai picchetti TERR200 e TERR204, caratterizzate da valori di ricoprimento rispettivamente di 1,01 e 2,11 m.

Sono state altresì sottoposte a verifica le sezioni sotto strada sterrata/terreno di campagna di valle della TOC n. 3, caratterizzata da un'altezza di ricoprimento di 2,25 m e in corrispondenza del pozzetto F5, caratterizzata da un ricoprimento di 0,97 m.

I calcoli dei carichi vengono condotti secondo le relazioni di cui al precedente punto 8.2.

In particolare, per il carico dovuto ai sovraccarichi mobili si è ipotizzata la condizione di passaggio del convoglio HT45 su strada asfaltata, mentre per la valutazione del carico su strade carrarecce/campi si sono valutati separatamente i carichi

dovuti al transito del convoglio LT6 e del mezzo cingolato, assumendo il maggiore dei due.

Non risulta intersezione del piano di posa delle condotte con la falda superficiale, pertanto  $R_w=0$ .

La sottostante tabella n. 12 riporta i valori dei parametri di tubazioni, terreno e modalità di posa utilizzati nei calcoli.

TUBAZIONE						TERRENO		POSA			
D [m]	s [cm]	SDR	$E_t$ [N·cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{lim}/\lambda$ [N·cm <sup>2</sup> ]	$\varepsilon_{lim}/\lambda$	$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_s$ [N·cm <sup>2</sup> ]	$D_e$	$K_x$	$K_a$	$\Delta a$
0,315	1,87	17	50.000	1579	2,33	18,0	690	2,0	0,103	0,75	0

tabella 12: parametri di calcolo

Nella sottostante tabella n. 13, sono invece riportati i risultati delle verifiche effettuate.

sezione	tipo	H [m]	$Q_{st}$ [N/cm]	$Q_v$ [N/cm]	$Q$ [N/cm]	$\Delta y/D$ [%]	$q_a$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$p_a$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$\varepsilon$	$\sigma$ [N·cm <sup>2</sup> ]
TERR204	asfalto	2,11	119,6	63,0	182,6	2,47	29,5	5,8	0,006	279,1
TERR200	asfalto	1,01	57,3	174,0	231,3	2,36	27,0	7,3	0,005	266,5
Valle TOC n. 3	campo	2,25	127,6	11,3	138,9	2,18	29,8	4,4	0,005	246,1
Pozzetto F5	sterrato	0,97	55,0	46,2	101,2	1,28	26,9	3,2	0,003	144,2

tabella 13: risultati delle verifiche statiche

Le verifiche risultano tutte soddisfatte; risultando questo per i valori estremi del ricoprimento di terreno, lo sono di conseguenza anche per tutti i valori intermedi e quindi anche per l'intero profilo.

## 9 TEMPI DI REALIZZAZIONE DELLE OPERE

In fase di progettazione si sono stimati come tempi di esecuzione di 343 gg naturali consecutivi, considerando che parte degli interventi si sviluppano in diversi contesti e quindi possono essere accantierati anche contemporaneamente.

Di seguito il cronoprogramma di progetto.

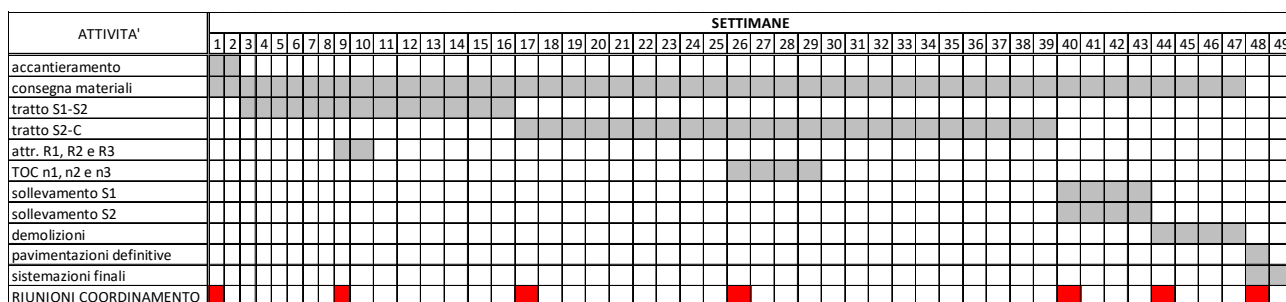


figura 2: cronoprogramma

## 10 INDICAZIONI DI CARATTERE GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

La finalità della relazione geotecnica nel caso di opere lineari interrato è prevalentemente quella di stabilire la soggiacenza della falda freatica dal piano campagna, dalla cui posizione dipendono le modalità di posa nonché la scelta più idonea dei materiali.

Per tale motivo, la disamina degli aspetti geologici e idrogeologici di interesse viene effettuata richiamando i documenti di pianificazione territoriale e relativi studi geologici.

Dal punto di vista geomorfologico, in linea generale il territorio in esame è inserito nel piano alluvionale terrazzato della Pianura Padana, definito come “Superficie fondamentale della pianura” o “Piano Generale Terrazzato” ed a NO dall’incisione del Torrente Terdoppio.

I terrazzamenti osservati appartengono a due periodi successivi:

- terrazzamento dell’interglaciale Riss-Wurm con successivo colmamento, localmente totale, da parte del fluvioglaciale Wurm;
- terrazzamento olocenico.

Il vasto deposito alluvionale formato in concomitanza della fase anaglaciale Wurmiana (Pleistocene) costituisce il “Piano Generale Terrazzato” (P.G.T.), interrotto dalla cosiddetta “valle a cassetta” incisa dal corso d’acqua naturale più importante, il torrente Terdoppio.

Gli interventi di progetto risultano tutti ricompresi nel primo terrazzamento (P.G.T.), caratterizzato da alluvioni fluviali di origine prevalentemente sabbiosa o limoso-sabbiosa, con debole alterazione superficiale.

Dall’analisi dei profili stratigrafici risulta una struttura del sottosuolo alluvionale generalmente regolare, con livelli permeabili

(sabbiosi e ghiaiosi) prevalenti sui livelli argillosi impermeabili. La sequenza alluvionale ha evidenziato un materasso la cui struttura appare abbastanza uniforme, con netta prevalenza di litotipi permeabili con intercalazioni di argille ed altri livelli semipermeabili a scarsa potenza e continuità.

Dal punto di vista idrogeologico, è presente un acquifero superficiale di notevole spessore ed in condizioni freatiche.

Per quel che concerne il livello statico della superficie libera della falda freatica, si può affermare, vista la permeabilità, che si riscontrano notevoli variazioni stagionali.

Il confronto tra la quota topografica con la quota s.l.m. delle isopiezometriche evidenzia una soggiacenza media della falda freatica: a-5÷7 m sotto il p.c. per i terreni posti al di sopra del P.G.T. e 1-3 m sotto il p.c. nei terreni della vallata del Torrente Terdoppio, valori che risentono di oscillazioni stagionali, in particolare in concomitanza dei periodi ove si registra l'allagamento delle risaie, che originano la formazione di piccole falde sospese non permanenti.

Tenuto conto delle profondità degli interventi di progetto e che gli stessi sono tutti localizzati ad altezza del Piano Generale Terrazzato, non si evidenzia il rischio di intersezione del piano di posa delle condotte con la falda e pertanto non è stato previsto a progetto l'impiego di impianto well-point.

In conclusione, la tipologia delle opere progettate e le modalità definite per la loro costruzione sono tali da rendere le proposte progettuali compatibili con le condizioni idrogeologiche dell'area oggetto dell'intervento.

## **11 CONFORMITÀ DELL'INTERVENTO AGLI ATTI DI PIANIFICAZIONE URBANISTICA**

Il presente progetto è redatto in conformità alle indicazioni di pianificazione urbanistica attualmente vigenti nei territori comunali coinvolti.

## **12 DISPONIBILITÀ DELLE AREE**

Gli interventi in progetto insistono su aree pubbliche e su aree private; sarà cura di Pavia Acque richiedere ed ottenere per tempo dagli Enti pubblici coinvolti le necessarie autorizzazioni prima dell'avvio dei lavori.

Per quanto attiene invece l'acquisizione di autorizzazioni, concessioni e/o servitù da parte di soggetti privati è stato redatto ed allegato al fascicolo progettuale uno specifico Piano Particolare di Esproprio e Asservimento, al quale si rimanda.

### 13 VALUTAZIONE DI INCIDENZA DELLA MANODOPERA SUI LAVORI

Le determinazione dell'incidenza percentuale della manodopera è stata predisposta sulla base del D.M. 11/12/1978 per il quale l'incidenza media percentuale della manodopera per la realizzazione di opere di fognatura può essere posta pari al 38%.

### 14 APPLICABILITÀ NORMATIVA SULLA SICUREZZA D. LGS. 81/08 TITOLO IV

Le opere oggetto del presente progetto rientrano nel campo di applicazione del Capo I, Titolo VI del Decreto Legislativo 9 aprile 2008, n. 81, in quanto comprese tra le tipologie di lavoro previste dall'allegato X Decreto Legislativo 9 aprile 2008, n. 81 - Elenco dei lavori edili o di ingegneria civile di cui all'articolo 89 comma 1, lettera a). Data la presumibile presenza in cantiere di più imprese esecutrici ai sensi dell'art. 90 comma 2 del Decreto Legislativo 9 aprile 2008, n. 81 è stato predisposto il Piano di Sicurezza e Coordinamento, presente tra gli allegati alla presente progettazione e sarà necessaria la nomina di Coordinatore per l'esecuzione dei lavori, in possesso dei requisiti di cui all'articolo 98.

Prima dell'inizio dei lavori si prevede la trasmissione della Notifica Preliminare all'Azienda Unità Sanitaria Locale e alla Direzione Provinciale del Lavoro territorialmente competenti in quanto i lavori in oggetto rientrano tra i cantieri di cui all'articolo 90, comma 3 del Decreto Legislativo 9 aprile 2008, n. 81.

La stima dei costi di cui al punto 4 dell'allegato XV del Decreto Legislativo 9 aprile 2008, n. 81 è riportata nel quadro economico di progetto e, suddiviso per singola voce, nel computo metrico estimativo.

Prima dell'inizio dei rispettivi lavori ciascuna impresa esecutrice dovrà trasmettere il proprio piano operativo di sicurezza all'impresa affidataria, la quale, previa verifica della congruenza rispetto al proprio, lo trasmetterà al coordinatore per l'esecuzione nei termini fissati dall'art. 131 del D. Lgs. 163/06. I lavori hanno inizio dopo l'esito positivo delle suddette verifiche che sono effettuate tempestivamente e comunque non oltre 15 giorni dall'avvenuta ricezione.

**Le determinazione dell'incidenza percentuale della manodopera è stata predisposta sulla base del D.M. 11/12/1978 per il quale l'incidenza media percentuale della manodopera per la realizzazione di opere di acquedottistica/foognatura può essere posta pari al 38% delle somme totali di appalto.**

Sulla base di tali indicazioni le somme connesse alla manodopera possono essere poste pari ad Euro 561.745,19

Al fine di verificare la necessità di trasmissione della notifica preliminare anche in presenza di una sola impresa (richiesta se il numero degli uomini giorno è superiore o pari a 200) è stata computata la durata in uomini giorno dell'intervento.

Elem.	Specifica dell'elemento considerato
A	Costo complessivo dell'opera
B	Incidenza presunta in % dei costi della mano d'opera sul costo complessivo dell'opera
C	Costo medio di un uomo – giorno

Il costo medio di un uomo - giorno è la media di costo tra l'operaio specializzato, l'operaio qualificato e l'operaio comune

(manovale).

Operaio	Costo orario
Operaio specializzato, carpentiere, muratore, ferraiolo, autista	Euro 38,05
Operaio qualificato, aiuto carpentiere, aiuto muratore	Euro 35,44
Manovale specializzato, operaio comune	Euro 31,98
<b>Valore Medio</b>	<b>Euro 35,16</b>

Calcolo di un Uomo – Giorno	Calcolo
Ore di lavoro medie previste dal CCNL	N. 8
Paga oraria media	Euro 35,16
Costo medio di un Uomo – Giorno (Paga oraria media X 8ore)	Euro 281,28
Costo Medio di un Uomo – Giorno arrotondato per eccesso	Euro 282,00

In via convenzionale possiamo stabilire che il rapporto U-G è dato dalla seguente formula:

Rapporto U-G. = (A x B)/C.

Importo lavori presunto di:	Euro 1.478.276,83	Valore (A)
Stima dell'incidenza della mano d'opera in %	38%	Valore (B)
Costo medio di un Uomo – Giorno	Euro 282,00	Valore (C)

$$\text{Rapporto u - g.} = \frac{A \times B}{C} = \frac{1.478.276,83 \times 38\%}{282,00} = 1.992$$

Sulla base di quanto computato si rende pertanto necessario provvedere alla trasmissione di notifica preliminare anche in presenza di una sola impresa realizzatrice delle opere.



## **15 NOTE FINALI**

Le voci relative all'Elenco Prezzi Unitari e al Computo Metrico Estimativo si riferiscono al prezziario di Regione Lombardia, come integrato e coordinato con il prezziario precedentemente in uso a Pavia Acque S.c.a r.l. per le voci nello stesso non presenti, approvato dal C.d.A. in data 24/03/2021, ed in subordine a specifiche analisi dei prezzi e/o a indagini di mercato svolte a seguito dell'incremento dei prezzi legato agli effetti da pandemia Covid-19, come concordate con Direzione Generale Pavia Acque in data 23/07/2021.

## 16 QUADRO ECONOMICO DI PROGETTO

Lavori		Aliquota IVA
A corpo	€ -	
A misura	€ 1.424.218,79	10%
<b>Sicurezza</b>		
A corpo	€ -	
A misura	€ 54.058,04	10%
<b>Totale lavori e sicurezza</b>	<b>€ 1.478.276,83</b>	<b>10%</b>

Somme a disposizione		
Rilievi, accertamenti e indagini	€ 0,00	22%
Spese per pratiche autorizzative, manomissione suolo pubblico e copertura cauzioni	€ 1.000,00	
Allacciamenti ai pubblici servizi	€ 5.000,00	22%
Imprevisti (max 5%)	€ 71.210,94	10%
Acquisizione aree/immobili e pertinenti indennizzi	€ 24.000,00	
Spese per commissioni giudicatrici	€ 2.000,00	22%
IVA 10%	€ 154.948,78	
IVA 22%	€ 1.540,00	

Riepilogo		
<b>Lavori</b>	€ 1.424.218,79	
<b>Sicurezza</b>	€ 54.058,04	
<b>Somme a disposizione</b>	€ 259.699,72	
<b>Totale (IVA esclusa)</b>	<b>€ 1.581.487,77</b>	
<b>Totale (IVA inclusa)</b>	<b>€ 1.737.976,55</b>	

### Note aliquote IVA:

- 1) IVA nel caso di NUOVE OPERE:
  - pozzi, opere di captazione e impianti di adduzione (no distribuzione): ORDINARIA (22%)
  - reti di adduzione e distribuzione, condotte e collettori fognari e opere accessorie: AGEVOLATA (10%)
  - impianti di sollevamento fognario, rilancio acquedottistico, depurazione e opere accessorie: AGEVOLATA (10%)
- 2) IVA nel caso di MANUTENZIONI STRAORDINARIE, ANCHE PARZIALI, SU RETI E IMPIANTI ESISTENTI
  - Manutenzioni con o senza potenziamento, rinnovazione, modifica: ORDINARIA (22%)