



COMUNI DI S. MARIA A MONTE E CASTELFRANCO DI SOTTO

Provincia di Pisa



PROGETTO PER IL COLLEGAMENTO DEL SISTEMA FOGNARIO DI S. MARIA A MONTE CON IL DEPURATORE DI CASTELFRANCO II STRALCIO

Elaborato II	RELAZIONE TECNICA	Data : Settembre 2014
------------------------	-------------------	--------------------------

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

Indice rev.	Data	Oggetto	Controllato	Approvato
REV. 0	18/03/2010	Approvazione progetto definitivo con Conferenza Servizi	Iacopini	Simonelli
REV. 1	Giugno 2011	Prima emissione progetto esecutivo	Iacopini	Simonelli
REV. 2	Luglio 2012	Emissione progetto esecutivo	Iacopini	Simonelli
REV. 3	02/2013	Affidamento lavori - I STRALCIO- Ponticelli	Iacopini	Simonelli
REV. 4	02/2014	Emissione progetto esecutivo - II STRALCIO	Iacopini	Simonelli
REV. 5	09/2014	Revisione progetto esecutivo - II STRALCIO	Iacopini	Simonelli

**COMUNE DI S.M. A MONTE
CASTELFRANCO DI SOTTO**

Provincia di PISA

**PROGETTO PER IL COLLEGAMENTO
DELL'INTERO SISTEMA FOGNARIO DI S.MARIA
A MONTE AL DEPURATORE DI CASTELFRANCO
II STRALCIO**

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE CALCOLI IDRAULICI

Settembre 2014

INDICE:

1. TUBAZIONI - VERIFICHE IDRAULICHE.....	3
1.1 PORTATE DI PROGETTO	3
1.2 CALCOLO PORTATE DI PROGETTO	5
1.3 SCHEMA GRAFICO – SISTEMA FOGNARIO DI PROGETTO	6
1.4 CALCOLO PORTATE – STAZIONI DI SOLLEVAMENTO	6
1.5 ELENCO TRATTI TUBAZIONI	7
1.6 TRASPORTO SOLIDO.....	11
2. TUBAZIONI A GRAVITA'	13
2.1 DESCRIZIONE INTERVENTI	13
2.2 PARAMETRI DI CALCOLO	13
2.3 VERIFICA DELLE SEZIONI.....	16
1 Tratto 1d – II Stralcio	16
2 Tratto 1b – II Stralcio	17
3 Tratto 2 – III Stralcio.....	18
4 Tratto 6 – III Stralcio.....	19
5 Tratto 9	20
6 Tratto 10	21
2.4 VERIFICHE STATICHE CONDOTTE A GRAVITÀ.....	22
3. TUBAZIONI IN PRESSIONE	24
3.1 DESCRIZIONE INTERVENTI	24
3.2 PARAMETRI DI CALCOLO	24
3.3 VERIFICA DELLE SEZIONI.....	26
1 Tratto 1e.....	26
2 Tratto 1c.....	28
3 Tratto 1a	30
4 Tratto 3 – III Stralcio.....	32
5 Tratto 4 – III Stralcio.....	34
6 Tratto 7 – III Stralcio.....	36
7 Tratto 8 – III Stralcio.....	38
8 Tratto 5 – III Stralcio.....	40
9 Tratto 8 bis – III Stralcio	42
3.4 VERIFICA STATICA DELLE TUBAZIONI.....	44
3.5 FENOMENI DI SOVRAPRESSIONE NELLE CONDOTTE.....	45
3.5.1 Dispositivi per l'attenuazione dell'instabilità elastica per depressione interna.....	48
3.6 DIMENSIONAMENTO BLOCCHI DI ANCORAGGIO	49
4. CENTRALINE DI SOLLEVAMENTO	51
4.1 DESCRIZIONE INTERVENTI	51
4.2 PARAMETRI DI CALCOLO	51
4.3 VERIFICA VOLUMETRIE	53
Centralina Montecalvoli (A)- Centralina ESISTENTE – III Stralcio	53
Centralina Ponticelli/Montecalvoli – Centralina B ESISTENTE – III Stralcio	54
Centralina Fiorenzuola – Centralina C ESISTENTE – III Stralcio.....	55
Centralina Santa Maria a Monte – Centralina D esistente.....	56
Centralina Zona Industriale S.Maria a Monte – Centralina E di progetto.....	57
Centralina Castelfranco 1 Centralina F di progetto.....	58
Centralina Montecalvoli Bassa - Centralina G di progetto – III Stralcio.....	59
Centralina Castelfranco 2 Centralina H di progetto	60
Centralina Montecalvoli Alta (scuola) - Centralina L – III Stralcio	61

1. TUBAZIONI - VERIFICHE IDRAULICHE

1.1 Portate di progetto

Le portate di progetto, alla base dei calcoli di verifica idraulica, sono state ricavate dai dati relativi ai residenti dell'ultimo censimento che l'ufficio demografico del comune di S.Maria a Monte ha realizzato nel 2011.

Sono inoltre da considerarsi gli apporti addizionali derivanti dagli scarichi che in futuro verranno vettoriati dai centri ancora oggi sprovvisti di fognature. Si è fatto riferimento all'ora di punta di massimo consumo.

I dati assunti alla base del calcolo della portata sono:

- Dotazione idrica procapite: 250 l/ab g
- Coeff. di afflusso in fognatura. 0,9

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, comunque quando le portate sono basse abbiamo considerato un coefficiente di 3, negli altri casi utilizziamo la media dei seguenti coefficienti:

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:

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

Il dato di portata ottenuto, prendendo in considerazione i residenti, è stato incrementato del 30-35% per tener conto di eventuali fluttuanti, attività commerciali, o futuri insediamenti, il tutto concordato con le amministrazioni comunali.

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.

Residenti:

<i>Località</i>	<i>Numero abitanti uff. demografico Comune di S.Maria a Monte</i>	<i>Abitanti equivalenti utilizzati per i calcoli idraulici</i>	<i>Incremento in %</i>
Santa Maria a Monte	1.500	2.000	33%
Montecalvoli centro	2.100	2.700	29%
Montecalvoli bassa	900	1.300	45%
Ponticelli	1.200	1.800	50%
Zona ind. S.Maria a Monte	400	1000	150%
San Donato	700	1.000	43%
Loc. Cinque Case	200	400	100%
Totale Comune S.M. a Monte	7.000	10.200	46%
Tratto S.M.a Monte-Castelfranco	0	4.000 + 2.000	

1.2 Calcolo portate di progetto

Per il calcolo delle portate di progetto è stata utilizzata le seguenti formule:

$$Q_g = \frac{ab / eq. * D_{idr.} * C_{aff}}{1000} = \text{mc/d}$$

Q_g = portata media giornaliera mc./d.

Ab/eq. = abitanti equivalenti

$D_{idr.}$ = Dotazione Idrica l/ab./giorno

C_{aff} = Coefficiente di afflusso

$$Q_o = \frac{Q_g * 1000}{24 * 3600} = \text{l/s}$$

Q_o = portata media oraria l/s

$$Q_{max} = Q_o * \text{Coeff. Di punta} = \text{l/s}$$

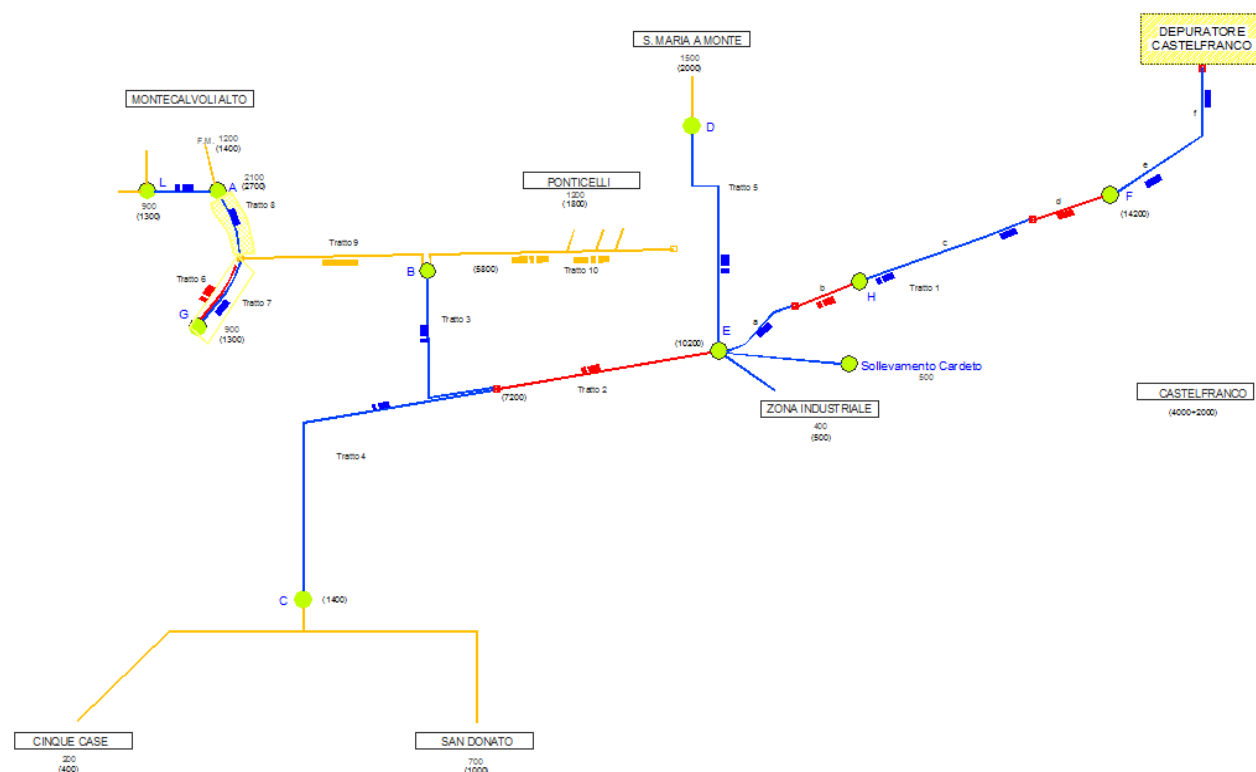
Q_{max} = portata massima l/s

Coeff. Di punta = Coefficiente di Punta pari a 3 o il risultato delle medie formule nel paragrafo 1.1

Calcolo Portate dei singoli centri abitativi:

n.	Località	Portata Media	Portata Massima
1	S.Maria a Monte	5.20 l/s	15.60 l/s
2	Montecalvoli centro	7.03 l/s	21.09 l/s
3	Montecalvoli bassa	3.39 l/s	10.17 l/s
4	Ponticelli	4.68 l/s	14.04 l/s
5	Cinque Case	1.05 l/s	3.15 l/s
6	San Donato	2.60 l/s	7.80 l/s
7	Zona industriale	2.60 l/s	7.80 l/s
	Tot. Comune S.Maria a Monte	26.55 l/s	79.65 l/s
8	Castelfranco residenziali	10.42 l/s	31.25 l/s
9	Castelfranco Zona Industriale	5.21 l/s	15.64 l/s
	Tratto S.M. a Monte-Castelfranco	15.63 l/s	46.89 l/s

1.3 Schema Grafico – Sistema fognario di progetto



1.4 Calcolo Portate – Stazioni di Sollevamento

n.	Stazione di Sollevamento	Portata Minima	Portata Media	Portata Massima
1	A - Montecalvoli Alto	3.51 l/s	7.03 l/s	21.09 l/s
2	B - Ponticelli/Montecalvoli	7.55 l/s	15.10 l/s	45.30 l/s
3	C - Fiorenzuola	1.82 l/s	3.65 l/s	10.95 l/s
4	D – Depur. Ex S.Maria a Monte	2.60 l/s	5.20 l/s	15.60 l/s
5	E – Zona industriale S.Maria a Monte	13.28 l/s	26.56 l/s	74.37 l/s
6	F – Sollevamento Castelfranco 1	18.5 l/s	36.98 l/s	99.85 l/s
7	G – Montecalvoli Basso	1.69 l/s	3.39 l/s	10.17 l/s
8	H – Castelfranco 3 (Quarterona)	13.28 l/s	26.56 l/s	74.37 l/s
9	L – Montecalvoli Alto (scuola)	1.70 l/s	3.40 l/s	10.20 l/s
	Sollevamenti da realizzare o attrezzare nel II° Stralcio			
	Sollevamenti da realizzare o attrezzare nel III° Stralcio			

La portata all'impianto di depurazione di Castelfranco equivale alla sommatoria dei complessivi abitanti collettati al pozzetto P1 e pari a 99.85 l/s.

I calcoli idraulici riportati sono stati cautelativi principalmente perché la progettazione dei collettori fognari in oggetto ha tenuto conto della lunga durata di tutto il sistema di scarico; sono inoltre stati previsti degli eventuali, seppur modesti, contributi di acque parassite (provenienti da infiltrazioni di falda, allacci non eseguiti perfettamente, infiltrazioni dai giunti di collegamento, ecc.) sulla base di esperienze derivate dalla gestione diretta del servizio avuto negli ultimi anni sul territorio.

1.5 Elenco tratti tubazioni

Tratto 1e

Tubazione premente compresa tra la centralina di sollevamento (F) situata sul lato a nord Strada Provinciale n.66 denominata Strada provinciale Francesca Bis, e il pozzetto P1 di fronte al depuratore di Castelfranco.

Tubazione in pressione – di progetto, II° Stralcio

Tratto 1d

Tubazione a gravità compresa tra il pozzetto di confluenza P2 e il sollevamento F situato in prossimità dell'incrocio con la strada provinciale per Castelfranco con percorrenza parallela alla Strada Provinciale n. 66 denominata Strada provinciale Francesca Bis

Tubazione a gravità – di progetto, II° Stralcio

Tratto 1c

Tubazione premente compresa tra il sollevamento H ed il pozzetto di confluenza P3

Tubazione in pressione – di progetto, II° Stralcio

Tratto 1b

Tubazione a gravità compresa tra in pozzetto di confluenza *P4* e il sollevamento H con percorrenza parallela alla Strada Provinciale n. 66 denominata Strada provinciale Francesca Bis

Tubazione a gravità – di progetto, II° Stralcio

Tratto 1a

Tubazione premente compresa tra la centralina di sollevamento (E) situata nella zona industriale di S.Maria a Monte e il pozzetto *P3* lungo la Strada Provinciale n.66 Francesca bis

Tubazione in pressione – di progetto, II° Stralcio

Tratto 2

Tubazione a gravità dal pozzetto di arrivo dei due sollevamenti (*P4*) Ponticelli/Montecalvoli (B) e Fiorenzuola (C) fino al sollevamento alla zona industriale di S. Maria a Monte (E)

Tubazione a gravità – di progetto, III° Stralcio

Tratto 3

Tubazione premente della centralina di sollevamento (B) situata sulla Strada Provinciale n.5 denominata Francesca fino al pozzetto *P4*.

Tubazione in pressione – di progetto, III° Stralcio

Tratto 4

Tubazione premente della centralina di sollevamento (C) Fiorenzuola fino al pozzetto di confluenza *P4*.

Tubazione in pressione – di progetto, III° Stralcio

Tratto 5

Tubazione premente compresa tra la centralina di sollevamento (D) - ex depuratore di S. Maria a Monte e stazione di Sollevamento zona industriale (sollevamento E).

Tubazione in parte realizzata nel I° Stralcio, nell'ambito del progetto di potenziamento della rete idrica in loc. Ponticelli.

Tubazione in pressione – di progetto, II° Stralcio

Tratto 6

Tubazione a gravità dal centro abitato di Montecalvoli basso fino alla centralina di sollevamento (G) situata in Montecalvoli Basso in prossimità dell'antifosso dell'Usciana.

Tubazione a gravità – di progetto, III° Stralcio

Tratto 7

Tubazione premente compresa tra la centralina di sollevamento (G) Montecalvoli Bassa e il pozzetto P7 di inizio della tubazione a gravità tratto 9 situato sulla Strada Provinciale n.5 denominata Strada Provinciale Francesca.

Tubazione in pressione – di progetto, III° Stralcio

Tratto 8

Tubazione premente compresa tra la centralina di sollevamento (A) Montecalvoli Alta e la tubazione a gravità tratto 9 situato sulla Strada Provinciale n.5 denominata Strada Provinciale Francesca.

Tubazione in pressione – esistente

Tratto 8 bis

Tubazione premente compresa tra la centralina di sollevamento (L) Montecalvoli Alta (scuola) e la centralina di sollevamento (A).

Tubazione in pressione – di progetto, III° Stralcio

Tratto 9

Tubazione a gravità dal centro abitato dei Montecalvoli fino alla centralina di sollevamento (B) situata sulla Strada Provinciale n.5 denominata Francesca.

Tubazione a gravità – esistente, da risanare per la presa in carico da parte dell'Ente Gestore Acque SpA.

Tratto 10

Tubazione a gravità dal centro abitato di Ponticelli fino alla centralina di sollevamento (B) situata sulla Strada Provinciale n.5 denominata Francesca.

Tubazione a gravità – esistente, da risanare per la presa in carico da parte dell'Ente Gestore Acque SpA.

1.6 Trasporto solido

Le fognature trasportano, oltre all'acqua, anche sostanze solide sia di natura organica sia minerale; tali problemi risultano senza dubbio meno preoccupanti in una fognatura nera dove non è presente l'apporto di sabbia e detriti provenienti dalle caditoie stradali. Quando la velocità in condotta 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:

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

dove: v_{lim} = velocità limite [m/sec];

γ_s = peso specifico granello solido [kg / m³];

γ = peso specifico del fluido;

k = caratteristica di lavaggio (costante adimensionale);

S_0 = spessore del granello solido [m];

λ = indice di resistenza

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

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

ricaviamo il valore della velocità limite tramite la relazione.

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

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.

Tenendo conto dei pre-trattamenti che si prevede di utilizzare negli impianti da dismettere, in via cautelativa si assume $k = 0,4$.

Volendo mantenere in sospensione elementi solidi inorganici quali la sabbia fino a diametri di 0,1 mm, considerando condotte usate di tipo normale ($n = 0,015$), fino a un diametro pari a 600 mm, e un $\gamma_s = 2,650 \text{ Kg/m}^3$, si ottiene nei tratti critici una velocità limite pari a:

$$v_{\text{lim}} = \frac{1}{0,015} \left(\frac{0,600}{4} \right)^{1/6} \sqrt{0,4 \frac{2650 - 1000}{1000} 0,0001} = 0,39 \text{ [m/sec]}$$

Abbiamo valutato che le velocità in condotta risultano superiori.

Poiché la velocità limite è proporzionale alla radice sesta del raggio idraulico risulta evidente che al diminuire del grado di riempimento (e pertanto di R) decresce anche il valore della velocità limite, così da rendere verificato il collettore anche per portate di minore entità.

2. TUBAZIONI A GRAVITA'

2.1 Descrizione interventi

La verifica idraulica viene effettuata per i tratti di condotte in gravità che devono essere realizzati e più specificatamente:

1 Tratti 1b – 1d, tratto 2, tratto 6:

Tubazione a gravità – di progetto

Come descritto in precedenza i tratti 2 e 6 sono previsti nel III Stralcio funzionale del progetto, si procede comunque alla verifica idraulica degli stessi, per completezza di informazioni.

2 Tratto 9, tratto 10:

Tubazione a gravità – esistente, da risanare e controllare per la presa in carico da parte del Gestore Acque SpA.

2.2 Parametri di Calcolo

I calcoli idraulici si basano sulla teoria relativa alle perdite di carico dovute al moto uniforme nelle correnti a pelo libero in condotte circolari. Come è noto una corrente a pelo libero è in moto uniforme se scorre in alveo cilindrico con superficie libera parallela al fondo. L'equazione del moto uniforme in tal caso risulta:

$$U = C * \sqrt{g * R * i_f}$$

U = Velocità media;

C = Coefficiente adimensionale di attrito;

g = Accelerazione di gravità;

R= Raggio idraulico;

i_f = la pendenza della condotta.

Il Coefficiente adimensionale di attrito C è in funzione della scabrezza relativa ε/D del tubo e del numero di Reynolds Re , dove ε è la scabrezza assoluta rappresentata come altezza equivalente di sabbia e Re

Re = Numero di Reynolds;

$$Re = \frac{4 * U * D}{\nu}$$

ν = viscosità cinematica del fluido, variabile a seconda della sua temperatura;

ε = parametro di scabrezza. Per le condotte in ghisa sferoidale rivestite internamente con malta di cemento centrifugata tale valore risulta pari a 0,1 mm, per i nostri calcoli è stato considerato un coefficiente pari a 0,25 mm;

Il raggio idraulico R è invece ricavabile dalla:

$$R = \frac{A}{B}$$

A = Area sezione liquida

B = Perimetro bagnato

Per il calcolo di C viene utilizzata la formula di Marchi che rappresenta un'estensione alle correnti a pelo libero della formula di Colebrook:

$$C = -5.75 \log \left(\frac{C}{Re} + \frac{\varepsilon}{13.3R} \right)$$

Oltre alle relazioni precedenti viene altresì utilizzata la condizione di continuità:

$$Q = U \times A$$

Q = è la portata

Come risulta dal prospetto allegato, la verifica delle tubazioni è soddisfatta (il dimensionamento viene dettagliato di seguito) e risultano verificati a supportare la portata massima anche i collettori esistenti. Il calcolo della portata minima non risulta verificato per 2 tratti: uno esistente, l'altro un tratto periferico dove, per motivi di intasamento, non è possibile scegliere un diametro inferiore a 200 mm. Per questo tratto verrà tuttavia predisposto un collegamento all'adiacente tubazione a pressione regolato da saracinesca per eventuali lavaggi del collettore a gravità.

V _{min} < 0,5 l/sec	riemp. MAX > 70%										Verifica Q MAX				Verifica Q med				
		Nome tronco	recapita in	lunghe. [m]	portata media [l/s]	coeff. punta	portata MAX [l/s]	k Strick. [m ^{1/3} /s]	i ‰ [m/km]	Diametro scelto [m]	h MAX [m]	grado riemp. [%]	sez. bagn. [m ²]	v MAX [m/sec]	h min [m]	grado riemp. [%]	Q med [l/sec]	sez. bagn. [m ²]	v min [m/sec]
		1d	Soll. F	580	26,56	2,8	74,37	100	1,5	0,45	0,230	51%	0,082	0,91	0,131	29%	26,6	0,039	0,69
		1b	Soll. H	1020	26,56	2,8	74,37	100	1,5	0,45	0,230	51%	0,082	0,91	0,131	29%	26,6	0,039	0,69
		2	Soll. E	1630	18,75	2,8	52,50	100	1,5	0,4	0,200	50%	0,063	0,83	0,115	29%	18,8	0,030	0,63
x		6	Soll. G	570	3,39	3	10,17	95	1	0,2	0,135	67%	0,022	0,45	0,070	35%	3,4	0,010	0,34
		9	Soll. B		10,42	3	31,27	80	1,5	0,4	0,169	42%	0,051	0,62	0,095	24%	10,4	0,023	0,45
x		10	Soll. B		4,69	3	14,07	80	1,5	0,5	0,103	21%	0,029	0,48	0,060	12%	4,7	0,013	0,35

2.3 Verifica delle sezioni

1 Tratto 1d – II Stralcio

Tubazione a gravità dal pozzetto P2 di confluenza della tubazione in pressione del sollevamento Castelfranco 2 (H) fino al sollevamento Castelfranco 1 (soll. "F").

Tubazione a gravità – di progetto

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

Partenza: tubazione in pressione

Arrivo: vasca di arrivo impianto di sollevamento

Portata: 74,37 l/s

Si prevede di utilizzare una tubazione *DN 450*. Mediante le formule sopra riportate e i seguenti dati, si provvederà alla verifica della stessa:

Tubazione: dn 450, Di > 450 mm

Portata: 74,37 l/s

Pendenza: 0.0015%

Accelerazione di gravità: $9,81 \text{ m/s}^2$

Scabrezza omogenea: 0,25 mm

Risultati:

Rapporto di riempimento: 51%

Velocità: 0,91 m/s

h riempimento: 0,23 m

Sezione bagnata: $0,082 \text{ m}^2$

Lunghezza Condotta = 610 m

Il grado di riempimento $51\% < 70\%$ del riempimento da noi imposto la tubazione è verificata.

2 *Tratto 1b – II Stralcio*

Tubazione a gravità dal pozzetto di confluenza P3 fino al sollevamento Castelfranco 2 (H).

Tubazione a gravità – di progetto

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

Partenza: tubazione in pressione

Arrivo: vasca di arrivo impianto di sollevamento

Portata: 74,37 l/s

Si prevede di utilizzare una tubazione *DN 450*. Mediante le formule sopra riportate e i seguenti dati, si provvederà alla verifica della stessa:

Tubazione: dn 450, Di > 450 mm

Portata: 74,37 l/s

Pendenza: 0.0015%

Accelerazione di gravità: 9,81 m/s²

Scabrezza omogenea: 0,25 mm

Risultati:

Rapporto di riempimento: 51%

Velocità: 0,91 m/s

h riempimento: 0,23 m

Sezione bagnata: 0,082 m²

Lunghezza Condotta = 685 ml

Il grado di riempimento 56% < 70% del riempimento da noi imposto la tubazione è verificata.

3 *Tratto 2 – III Stralcio*

**Tubazione a gravità dal pozzetto di confluenza P4 fino al sollevamento
Zona Industriale di S. M. a Monte (E).**

Tubazione a gravità – di progetto

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

Partenza: pozzetto di raccolta

Arrivo: vasca di sollevamento

Portata: 52,50 l/s

Si prevede di utilizzare una tubazione *DN 400*. Mediante le formule sopra riportate e i seguenti dati, si provvederà alla verifica della stessa:

Tubazione: dn 400, Di >378 mm

Portata: 52,50 l/s

Pendenza: 0.0015%

Accelerazione di gravità: 9,81 m/s²

Scabrezza omogenea: 0,25 mm

Risultati:

Rapporto di riempimento: 50%

Velocità: 0,83 m/s

h riempimento: 0,20 m

Sezione bagnata: 0,063 m²

Lunghezza Condotta = 476 m

Il grado di riempimento 50% < 70% del riempimento da noi imposto la tubazione è verificata.

4 *Tratto 6 – III Stralcio*

Tubazione a gravità dal pozzetto di confluenza P7 fino al sollevamento Montecalcoli Basso (G).

Tubazione a gravità – di progetto

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

Partenza: pozzetto

Arrivo: vasca di sollevamento

Portata: 10,17 l/s

Si prevede di utilizzare una tubazione *DN 200*. Mediante le formule sopra riportate e i seguenti dati, si provvederà alla verifica della stessa:

Tubazione:	dn 200
Portata:	10,17 l/s
Pendenza:	0.001%
Accelerazione di gravità:	$9,81 \text{ m/s}^2$
Scabrezza omogenea:	0,25 mm

Risultati:

Rapporto di riempimento:	67%
Velocità:	0,45 m/s
h riempimento:	0,1354 m
Sezione bagnata:	$0,022 \text{ m}^2$

Lunghezza Condotta = 570 ml

Il grado di riempimento $67\% < 70\%$ del riempimento da noi imposto la tubazione è verificata.

5 *Tratto 9*

Tubazione a gravità dal centro abitato dei Ponticelli fino alla centralina di sollevamento (B) situata sulla Strada Provinciale n.5 denominata Francesca.

Tubazione a gravità – esistente da attivare

Questa è una tubazione esistente situata sulla Provinciale Francesca SP.5 il progetto è del 1999:

Partenza: Pozzetto stradale di raccolta:

tubazione a gravità PRFV *DN 400/600*

Arrivo: stazione di sollevamento sulla strada Provinciale n.5 (B)

Pendenza: 0.15%

Vedere tavola allegata

6 Tratto 10

Tubazione a gravità dal centro abitato di Montecalvoli fino alla centralina di sollevamento (B) situata sulla Strada Provinciale n.5 denominata Francesca.

Tubazione a gravità – esistente da attivare

Questa è una tubazione esistente situata sulla Provinciale Francesca SP.5 il progetto è del 1999:

Partenza: Pozzetto stradale di raccolta:

tubazione a gravità PRFV DN 500

Arrivo: stazione di sollevamento sulla strada Provinciale n.5 (B)

Pendenza: 0.15%

Vedere tavola allegata

2.4 Verifiche statiche condotte a gravità

Verifica di tubo interrato in PRFV

in accordo alle raccomandazioni AWWA M45 - Sezione 5

Stampato da II_AWWA, Versione 1.0 - 30/12/2010 16.45.34

Progetto: Collegamento fognario SMM - Castelfranco

Condotta: Tratto 1b - 1d - 1f

Proprietà del tubo PlastiWind/PlastiSand

Diametro Nominale	ID	500	mm
Classe di Rigidezza	S	1250	Pa
Classe di Pressione	PN	Gravità	

Condizioni di progetto

Pressione di Esercizio	Pw	0,00	bar
Colpo d'ariete	Ps	0,00	bar
Vuoto Interno	Pv	0,00	bar
Ricoprimento sopra il tubo	h	2,50	m
Falda sopra il tubo	hw	2,00	m

Carichi Stradali

DIN SWL 30

Carico per una ruota	P	50,00	kN
----------------------	---	-------	----

Condizioni di Installazione

Densità del terreno	gs	18,5	kN/m ³
Larghezza trincea	Bd	1,00	m

Terreno per Letto e Rinfianco

Terre miste: fini 12÷70%

Grado di Compattazione

Basso: <85% Proctor (<40% Densità Relativa)

Modulo di reazione del materiale di rinfianco

E'b	3,00	MPa
-----	------	-----

Terreno in Situ

Terreni Coesivi

Grado di Compattazione

Medio

Modulo di reazione del terreno nativo

E'n	10,00	MPa
-----	-------	-----

Fattore di combinazione

Sc	1,67	
----	------	--

Modulo Combinato di Reazione del Terreno

E'	5,00	MPa
----	------	-----

Carichi specifici sul tubo

Carico del terreno	Wc	46,25	kN/m ²
Carico accidentale (stradale)	WL	4,89	kN/m ²

Verifiche

Verifica Pressione

Tubazione a Gravità

Verifica Deflessione (< 5%)	2,36	%
-----------------------------	------	---

Verifica stabilità elastica

Carico ammissibile per permanenti e accidentali

83,88	kN/m ²
-------	-------------------

Pressione effettiva con carichi permanenti e accidentali

58,55	kN/m ²
-------	-------------------

Fattore di sicurezza (> 2.5)

3,58	
------	--

Note:

Minima rigidezza per deflessione: 0 Pa

Minima rigidezza per stabilità elastica: 609 Pa

La verifica di stabilità elastica determina la rigidezza

Verifica di tubo interrato in PRFV in accordo alle raccomandazioni AWWA M45 - Sezione 5

Stampato da IL_AWWA, Versione 1.0 - 30/12/2010 16.47.00

Progetto: Collegamento fognario SMM - Castelfranco
Condotta: Tratto 2

Proprietà del tubo PlastiWind/PlastiSand

Diametro Nominale	ID	400	mm
Classe di Rigidezza	S	1250	Pa
Classe di Pressione	PN	Gravità	

Condizioni di progetto

Pressione di Esercizio	Pw	0,00	bar
Colpo d'ariete	Ps	0,00	bar
Vuoto Interno	Pv	0,00	bar
Ricoprimento sopra il tubo	h	3,50	m
Falda sopra il tubo	hw	3,00	m

Carichi Stradali

DIN SWL 30

Carico per una ruota

P	50,00	kN
---	-------	----

Condizioni di Installazione

Densità del terreno	gs	18,5	kN/m ³
Larghezza trincea	Bd	1,00	m

Terreno per Letto e Rinfianco

Terre miste: fini 12÷70%

Grado di Compattazione

Basso: <85% Proctor (<40% Densità Relativa)

Modulo di reazione del materiale di rinfianco

E'b	3,00	MPa
-----	------	-----

Terreno in Situ

Terreni Coesivi

Grado di Compattazione

Medio

Modulo di reazione del terreno nativo

E'n	10,00	MPa
-----	-------	-----

Fattore di combinazione

Sc	1,44	
----	------	--

Modulo Combinato di Reazione del Terreno

E'	4,31	MPa
----	------	-----

Carichi specifici sul tubo

Carico del terreno	Wc	64,75	kN/m ²
Carico accidentale (stradale)	WL	3,23	kN/m ²

Verifiche

Verifica Pressione

Tubazione a Gravità

Verifica Deflessione (< 5%)		3,68	%
-----------------------------	--	------	---

Verifica stabilità elastica

Carico ammissibile per permanenti e accidentali

82,60	kN/m ²
-------	-------------------

Pressione effettiva con carichi permanenti e accidentali

79,09	kN/m ²
-------	-------------------

Fattore di sicurezza (> 2.5)

2,61	
------	--

Note:

Minima rigidezza per deflessione: 0 Pa

Minima rigidezza per stabilità elastica: 1 146 Pa

La verifica di stabilità elastica determina la rigidezza

3. TUBAZIONI IN PRESSIONE

3.1 Descrizione interventi

La verifica idraulica viene effettuata per i tratti di condotte in pressione che devono essere realizzati, in sostituzione di quelle esistenti, in virtù della maggiore portata di acque reflue che dovranno provenire dal territorio del Comune di S. Maria a Monte o per quelli già esistenti che verranno messi in funzione, che sono:

1 Tratti 1a – 1c – 1e, tratto 3, tratto 4, tratto 7, tratto 5:

Tubazione in pressione – di progetto

Come descritto in precedenza i tratti 3, 4, 6 e 7 sono previsti nel III Stralcio funzionale del progetto, si procede comunque alla verifica idraulica degli stessi, per completezza di informazioni.

2 Tratto 8:

Tubazione in pressione – esistente

3.2 Parametri di Calcolo

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

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

J = Perdita di carico per unità di lunghezza;

D = Diametro della tubazione;

U = Velocità media;

g = Accelerazione di gravità;

λ = Coefficiente dimensionale d'attrito;

Il valore di λ viene determinato mediante la formula di Colebrook

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

Re = Numero di Reynolds;

$$Re = \frac{UxD}{\nu}$$

ε = parametro di scabrezza. Per le condotte in ghisa sferoidale riveste internamente con malta di cemento centrifugata tale valore risulta pari a 0,1 mm, per i nostri calcoli è stato considerato un coefficiente pari a 0,25 mm;

Calcolo colpo d'ariete

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

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

nella quale

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

dove

c = celerità di propagazione della perturbazione in m/sec

g = accelerazione di gravità = 9.81 m/s

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

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

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

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

D = diametro del tubo in m.

S = spessore del tubo in m

3.3 Verifica delle sezioni

1 Tratto 1e

Tubazione premente compresa tra la centralina di sollevamento (F) situata sul lato a nord Strada Provinciale n.66 denominata Strada provinciale Francesca Bis, e il depuratore di Castelfranco.

Tubazione in pressione – di progetto in questo II Stralcio

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

Tubazione in arrivo: depuratore di Castelfranco

Portata totale in uscita dalla centralina (F) : 99,85 l/s

Numero di pompe in funzione per allontanare la portata massima: 2

Noto quindi il materiale e pertanto la scabrezza, nonché la lunghezza della tubazione e la disposizione di curve, raccordi, valvole sbocchi etc..., è stato possibile determinare le perdite di carico. Nella tabella seguente sono riportate le caratteristiche del sistema fognario:

Dislivello geodetico = 2,00 m

Coefficiente scabrezza (Ghisa): 120 Hazen - Williams

Caratteristiche sistema fognario		
Condotta:	Ghisa DN 300	
Lunghezza:	m	1440
curve 90°	n.	4
curve 45°	n.	15
sbocco	n.	1
saracinesca	n.	0
valvola	n.	0
Mandata:	Acciaio DN 150	
curve 90°	n.	4
raccordo T	n.	1
saracinesca	n.	1
valvola	n.	1
imbocco	n.	0

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

CARATTERISTICHE CONDOTTA FOGNARIA			
Materiale condotta		Ghisa	Ghisa
Diametro int. condotta	(mm)	300	300
Lunghezza condotta	(m)	1440	1440
Disl. Geodetico	(m)	3,50	3,50
Q pompa singola	(l/s)	50	49,93
Num pompe in funz.		1,00	2
Qp in condotta	(l/s)	50,00	99,85
Vel. in condotta	(m/s)	0,71	1,41
J	(m/km)	2,06	7,43
Δh concentrate	(m)	2,29	3,47
Δh distribuite	(m)	2,97	10,70
Δh tot	(m)	8,96	17,87
P impiegata	(kW)	7,99	29,2

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: le macchine avranno una potenza nominale non superiore a 15,2 kW \pm 5%.

Relativamente al colpo d'ariete, considerando:

$$V_0 = 1,41 \text{ m/s}$$

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

$$D = 0,300 \text{ m}$$

$$S = 0,0056 \text{ m}$$

Si ricava un valore di celerità "c" pari a :1032 m/s

Di conseguenza Dh = 148,69 m.c.l.

Il massimo valore di pressione idrostatica calcolata per la condotta premente è di 17.87 m.c.l.; pertanto in considerazione del valore massimo della sovrappressione per fenomeni di colpo d'ariete, risulta una pressione massima nelle condotte di 166,37 m.c.l., 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.

2 *Tratto 1c*

Tubazione premente compresa tra la centralina di sollevamento (H) situata sul lato a nord Strada Provinciale n.66 denominata Strada provinciale Francesca Bis, e il tratto a gravità fino al pozzetto di confluenza P2

Tubazione in pressione – di progetto in questo II Stralcio

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

Tubazione in arrivo: in PRFV DN 500

Portata totale in uscita dalla centralina (F) : 74,37 l/s

Numero di pompe in funzione per allontanare la portata massima: 2

Noto quindi il materiale e pertanto la scabrezza, nonché la lunghezza della tubazione e la disposizione di curve, raccordi, valvole sbocchi etc..., è stato possibile determinare le perdite di carico. Nella tabella seguente sono riportate le caratteristiche del sistema fognario:

Dislivello geodetico = 2,70 m

Coefficiente scabrezza (Ghisa): 120 Hazen - Williams

Caratteristiche sistema fognario		
Condotta:	Ghisa DN 250	
Lunghezza:	m	1760
curve 90°	n.	4
curve 45°	n.	12
sbocco	n.	1
saracinesca	n.	0
valvola	n.	0
Mandata:	Acciaio DN 150	
curve 90°	n.	4
raccordo T	n.	1
saracinesca	n.	1
valvola	n.	1
imbocco	n.	0

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

CARATTERISTICHE CONDOTTA FOGNARIA			
Materiale condotta		Ghisa	Ghisa
Diametro int. condotta	(mm)	250	250
Lunghezza condotta	(m)	1760	1760
Disl. Geodetico	(m)	2,30	2,30
Q pompa singola	(l/s)	50	37,00
Num pompe in funz.		1,00	2
Qp in condotta	(l/s)	50,00	74,00
Vel. in condotta	(m/s)	1,02	1,51
J	(m/km)	5,02	10,37
Δh concentrate	(m)	2,61	2,59
Δh distribuite	(m)	8,83	18,25
Δh tot	(m)	13,93	23,26
P impiegata	(kW)	12,42	26,0

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: le macchine avranno una potenza nominale non superiore a 15,0 kW \pm 5%.

Relativamente al colpo d'ariete, considerando:

$$V_0 = 1,51 \text{ m/s}$$

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

$$D = 0,250 \text{ m}$$

$$S = 0,0053 \text{ m}$$

Si ricava un valore di celerità "c" pari a :1062 m/s

Di conseguenza Dh = 163,36 m.c.l.

Il massimo valore di pressione idrostatica calcolata per la condotta premente è di 23.14 m.c.l.; pertanto in considerazione del valore massimo della sovrappressione per fenomeni di colpo d'ariete, risulta una pressione massima nelle condotte di 186,50 m.c.l., 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.

3 *Tratto 1a*

Tubazione premente compresa tra la centralina di sollevamento (E) situata nella zona industriale di S.Maria a Monte e la Strada Provinciale n.66 denominata Strada Provinciale Francesca bis, con immissione nella condotta a gravità nel pozzetto P2.

Tubazione in pressione – di progetto in questo II Stralcio

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

Tubazione in arrivo: in PRFV DN 400 + Ghisa DN 150

Portata totale in uscita dalla centralina (F) : 74,37 l/s

Numero di pompe in funzione per allontanare la portata massima: 2

Noto quindi il materiale e pertanto la scabrezza, nonché la lunghezza della tubazione e la disposizione di curve, raccordi, valvole sbocchi etc..., è stato possibile determinare le perdite di carico. Nella tabella seguente sono riportate le caratteristiche del sistema fognario:

Dislivello geodetico = 2,50 m

Coefficiente scabrezza (Ghisa): 120 Hazen - Williams

Caratteristiche sistema fognario		
Condotta:	Ghisa DN 250	
Lunghezza:	m	1130
curve 90°	n.	4
curve 45°	n.	8
sbocco	n.	1
saracinesca	n.	0
valvola	n.	0
Mandata:	Acciaio DN 150	
curve 90°	n.	4
raccordo T	n.	1
saracinesca	n.	1
valvola	n.	1
imbocco	n.	0

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

CARATTERISTICHE CONDOTTA FOGNARIA			
Materiale condotta		Ghisa	Ghisa
Diametro int. condotta	(mm)	250	250
Lunghezza condotta	(m)	1130	1130
Disl. Geodetico	(m)	2,50	2,50
Q pompa singola	(l/s)	45	37,00
Num pompe in funz.		1,00	2
Qp in condotta	(l/s)	45,00	74,00
Vel. in condotta	(m/s)	0,92	1,51
J	(m/km)	4,13	10,37
Δh concentrate	(m)	1,99	2,27
Δh distribuite	(m)	4,66	11,72
Δh tot	(m)	9,32	16,60
P impiegata	(kW)	7,48	21,9

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: le macchine avranno una potenza nominale pari a 13,5 kW \pm 5%.

Relativamente al colpo d'ariete, considerando:

$$V_0 = 1,51 \text{ m/s}$$

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

$$D = 0,250 \text{ m}$$

$$S = 0,0053 \text{ m}$$

Si ricava un valore di celerità "c" pari a :1062 m/s

Di conseguenza $Dh = 163,36 \text{ m.c.l.}$

Il massimo valore di pressione idrostatica calcolata per la condotta premente è di 16.60 m.c.l.; pertanto in considerazione del valore massimo della sovrappressione per fenomeni di colpo d'ariete, risulta una pressione massima nelle condotte di 179.85 m.c.l., 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.

4 *Tratto 3 – III Stralcio*

Tubazione premente della centralina di sollevamento (B) situata sulla Strada Provinciale n.5 denominata Francesca, che recapita nel pozzetto di confluenza P6.

Tubazione in pressione – di progetto

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

Tubazione in arrivo: PRFV DN 800

Portata totale in uscita dalla centralina (F) : 45.30 l/s

Numero di pompe in funzione per allontanare la portata massima: 2

Noto quindi il materiale e pertanto la scabrezza, nonché la lunghezza della tubazione e la disposizione di curve, raccordi, valvole sbocchi etc..., è stato possibile determinare le perdite di carico. Nella tabella seguente sono riportate le caratteristiche del sistema fognario:

Dislivello geodetico = 1,50 m

Coefficiente scabrezza (Ghisa): 120 Hazen - Williams

Caratteristiche sistema fognario		
Condotta:	Ghisa DN 250	
Lunghezza:	m	2420
curve 90°	n.	4
curve 45°	n.	24
sbocco	n.	1
saracinesca	n.	0
valvola	n.	0
Mandata:	Acciaio DN 100	
curve 90°	n.	4
raccordo T	n.	1
saracinesca	n.	1
valvola	n.	1
imbocco	n.	0

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

CARATTERISTICHE CONDOTTA FOGNARIA			
Materiale condotta		Ghisa	Ghisa
Diametro int. condotta	(mm)	250	250
Lunghezza condotta	(m)	2420	2420
Disl. Geodetico	(m)	1,50	1,50
Q pompa singola	(l/s)	30	22,65
Num pompe in funz.		1	2
Qp in condotta	(l/s)	30,00	45,30
Vel. in condotta	(m/s)	0,61	0,92
J	(m/km)	1,95	4,18
Δh concentrate	(m)	3,78	2,87
Δh distribuite	(m)	4,71	10,11
Δh tot	(m)	10,52	14,79
P impiegata	(kW)	5,63	11,3

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: le macchine avranno una potenza nominale non superiore a 6,5 kW \pm 5%.

Relativamente al colpo d'ariete, considerando:

$$V_0 = 0,92 \text{ m/s}$$

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

$$D = 0,250 \text{ m}$$

$$S = 0,0053 \text{ m}$$

Si ricava un valore di celerità "c" pari a :1062 m/s

Di conseguenza Dh = 100,0 m.c.l.

Il massimo valore di pressione idrostatica calcolata per la condotta premente è di 14,48 m.c.l.; pertanto in considerazione del valore massimo della sovrappressione per fenomeni di colpo d'ariete, risulta una pressione massima nelle condotte di 114,48 m.c.l., 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.

5 Tratto 4 – III Stralcio

Tubazione premente della centralina di sollevamento (C) Fiorenzuola, che recapita nel pozzetto di confluenza P6

Tubazione in pressione – di progetto

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

Tubazione in arrivo: gres DN 200

Portata totale in uscita dalla centralina (F) : 10.95 l/s

Numero di pompe in funzione per allontanare la portata massima: 1

Noto quindi il materiale e pertanto la scabrezza, nonché la lunghezza della tubazione e la disposizione di curve, raccordi, valvole sbocchi etc..., è stato possibile determinare le perdite di carico. Nella tabella seguente sono riportate le caratteristiche del sistema fognario:

Dislivello geodetico = 1,50 m

Coefficiente scabrezza (Ghisa): 120 Hazen - Williams

Caratteristiche sistema fognario		
Condotta:	Ghisa DN 150	
Lunghezza:	m	2550
curve 90°	n.	4
curve 45°	n.	14
sbocco	n.	1
saracinesca	n.	0
valvola	n.	0
Mandata:	Acciaio DN 80	
curve 90°	n.	4
raccordo T	n.	1
saracinesca	n.	1
valvola	n.	1
imbocco	n.	0

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

CARATTERISTICHE CONDOTTA FOGNARIA			
Materiale condotta			Ghisa
Diametro int. condotta	(mm)		150
Lunghezza condotta	(m)		2550
Disl. Geodetico	(m)		1,50
Q pompa singola	(l/s)		10,95
Num pompe in funz.			1
Qp in condotta	(l/s)		10,95
Vel. in condotta	(m/s)		0,62
J	(m/km)		3,63
Δh concentrate	(m)		1,57
Δh distribuite	(m)		9,25
Δh tot	(m)		12,55
P impiegata	(kW)		3,0

Le portate e prevalenze in gioco portano ad adottare 2 pompe, di cui 1 di riserva, con rotazione ciclica con potenza nominale non superiore a 4,5 kW \pm 5%.

Relativamente al colpo d'ariete, considerando:

$$V_0 = 0,62 \text{ m/s}$$

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

$$D = 0,150 \text{ m}$$

$$S = 0,0048 \text{ m}$$

Si ricava un valore di celerità "c" pari a :1151 m/s

Di conseguenza $Dh = 72,77 \text{ m.c.l.}$

Il massimo valore di pressione idrostatica calcolata per la condotta premente è di 12,31 m.c.l.; pertanto in considerazione del valore massimo della sovrappressione per fenomeni di colpo d'ariete, risulta una pressione massima nelle condotte di 85,08 m.c.l., 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.

6 Tratto 7 – III Stralcio

Tubazione premente compresa tra la centralina di sollevamento (G) Montecalvoli Bassa e la tubazione a gravità Tratto 10 situato sulla Strada Provinciale n.5 denominata Strada Provinciale Francesca

Tubazione in pressione – di progetto

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

Tubazione in arrivo: in gres DN 200

Portata totale in uscita dalla centralina (F) : 10.16 l/s

Numero di pompe in funzione per allontanare la portata massima: 1

Noto quindi il materiale e pertanto la scabrezza, nonché la lunghezza della tubazione e la disposizione di curve, raccordi, valvole sbocchi etc..., è stato possibile determinare le perdite di carico. Nella tabella seguente sono riportate le caratteristiche del sistema fognario:

Dislivello geodetico = 6,00 m

Coefficiente scabrezza (Ghisa): 120 Hazen - Williams

Caratteristiche sistema fognario		
Condotta:	Ghisa DN 125	
Lunghezza:	m	570
curve 90°	n.	2
curve 45°	n.	4
sbocco	n.	1
saracinesca	n.	0
valvola	n.	0
Mandata:	Acciaio DN 80	
curve 90°	n.	4
raccordo T	n.	1
saracinesca	n.	1
valvola	n.	1
imbocco	n.	0

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

CARATTERISTICHE CONDOTTA FOGNARIA			
Materiale condotta			Ghisa
Diametro int. condotta	(mm)		125
Lunghezza condotta	(m)		570
Disl. Geodetico	(m)		6,00
Q pompa singola	(l/s)		10,16
Num pompe in funz.			1,00
Qp in condotta	(l/s)		10,16
Vel. in condotta	(m/s)		0,83
J	(m/km)		7,67
Δh concentrate	(m)		1,30
Δh distribuite	(m)		4,37
Δh tot	(m)		11,88
P impiegata	(kW)		3,0

Le portate e prevalenze in gioco portano ad adottare 2 pompe, di cui 1 di riserva, con rotazione ciclica con potenza nominale pari a 3,1 kW \pm 5%.

Relativamente al colpo d'ariete, considerando:

$$V_0 = 0,83 \text{ m/s}$$

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

$$D = 0,125 \text{ m}$$

$$S = 0,0048 \text{ m}$$

Si ricava un valore di celerità "c" pari a :1186 m/s

Di conseguenza Dh = 100,13 m.c.l.

Il massimo valore di pressione idrostatica calcolata per la condotta premente è di 11,68 m.c.l.; pertanto in considerazione del valore massimo della sovrappressione per fenomeni di colpo d'ariete, risulta una pressione massima nelle condotte di 111,8 m.c.l., inferiore alla pressione massima ammissibile (PMA) delle tubazioni previste che risulta essere di 54 bar.

7 *Tratto 8 – III Stralcio*

Tubazione premente compresa tra la centralina di sollevamento (A) Montecalvoli Alta e la tubazione a gravità Tratto 10 situato sulla Strada Provinciale n.5 denominata Strada Provinciale Francesca

Tubazione in pressione – esistente

Questa è una tubazione esistente situata sulla Provinciale Francesca SP.5 ancorata alla spalletta a valle del ponte sul canale Usciana in località Montecalvoli, progetto risale al marzo 1998:

Partenza: Stazione di sollevamento A – Montecalvoli Alto:

Arrivo: Pozzetto di arrivo sul lato opposto del canale Usciana (lato sud), sulla strada Provinciale n.5 Francesca

Tipo tubazione: PeAD PN 10 DN 180

Numero di pompe in funzione per allontanare la portata massima: 1

Lunghezza Condotta = 120 ml

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

Tubazione in arrivo: varie

Portata totale in uscita dalla centralina (F) : 21,09 l/s

Noto quindi il materiale e pertanto la scabrezza, nonché la lunghezza della tubazione e la disposizione di curve, raccordi, valvole sbocchi etc..., è stato possibile determinare le perdite di carico. Nella tabella seguente sono riportate le caratteristiche del sistema fognario:

Dislivello geodetico = 4,00 m

Coefficiente scabrezza (PeAD): 120 Hazen - Williams

Caratteristiche sistema fognario		
Condotta:	PeAD DN 180	
Lunghezza:	m	120
curve 90°	n.	4
curve 45°	n.	6
sbocco	n.	1
saracinesca	n.	0
valvola	n.	0
Mandata:	Acciaio DN 100	
curve 90°	n.	4
raccordo T	n.	1

saracinesca	n.	1
valvola	n.	1
imbocco	n.	0

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

CARATTERISTICHE CONDOTTA FOGNARIA			
Materiale condotta			PeAD
Diametro int. condotta	(mm)		158,6
Lunghezza condotta	(m)		120
Disl. Geodetico	(m)		4,00
Q pompa singola	(l/s)		21,09
Num pompe in funz.			1
Qp in condotta	(l/s)		21,09
Vel. in condotta	(m/s)		1,07
J	(m/km)		9,31
Δh concentrate	(m)		2,20
Δh distribuite	(m)		1,12
Δh tot	(m)		7,53
P impiegata	(kW)		3,1

Le portate e prevalenze in gioco portano ad adottare 2 pompe, di cui 1 di riserva, con rotazione ciclica con potenza nominale pari a 3,1 kW \pm 5%.

Relativamente al colpo d'ariete, considerando:

$$V_0 = 1,07 \text{ m/s}$$

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

$$D = 0,1586 \text{ m}$$

$$S = 0,0107 \text{ m}$$

Si ricava un valore di celerità "c" pari a :230 m/s

Di conseguenza Dh = 25,06 m.c.l.

Il massimo valore di pressione idrostatica calcolata per la condotta premente è di 7,31 m.c.l.; pertanto in considerazione del valore massimo della sovrappressione per fenomeni di colpo d'ariete, risulta una pressione massima nelle condotte di 32,38 m.c.l., inferiore alla pressione massima ammissibile (PMA) della tubazione esistente che risulta essere di 10 bar.

8 *Tratto 5 –*

Tubazione premente compresa tra la centralina di sollevamento (D) Ex depuratore di S. Maria a Monte e stazione di Sollevamento zona industriale sollevamento E

Tubazione in pressione – di progetto

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

Tubazione in arrivo: varie dal centro abitato di S.Maria a Monte

Portata totale in uscita dalla centralina (F) : 15.60 l/s

Numero di pompe in funzione per allontanare la portata massima: 1

Noto quindi il materiale e pertanto la scabrezza, nonché la lunghezza della tubazione e la disposizione di curve, raccordi, valvole sbocchi etc..., è stato possibile determinare le perdite di carico. Nella tabella seguente sono riportate le caratteristiche del sistema fognario:

Dislivello geodetico = 6,50 m

Coefficiente scabrezza (Ghisa): 120 Hazen - Williams

Caratteristiche sistema fognario		
Condotta:	Ghisa DN 150	
Lunghezza:	m	1110
curve 90°	n.	6
curve 45°	n.	18
sbocco	n.	1
saracinesca	n.	0
valvola	n.	0
Mandata:	Acciaio DN 100	
curve 90°	n.	4
raccordo T	n.	1
saracinesca	n.	1
valvola	n.	1
imbocco	n.	0

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

CARATTERISTICHE CONDOTTA FOGNARIA			
Materiale condotta			Ghisa
Diametro int. condotta	(mm)		150
Lunghezza condotta	(m)		1110
Disl. Geodetico	(m)		6,50
Q pompa singola	(l/s)		16
Num pompe in funz.			1,00
Qp in condotta	(l/s)		15,60
Vel. in condotta	(m/s)		0,88
J	(m/km)		6,98
Δh concentrate	(m)		1,69
Δh distribuite	(m)		7,75
Δh tot	(m)		16,07
P impiegata	(kW)		4,9

Le portate e prevalenze in gioco portano ad adottare 2 pompe, di cui 1 di riserva, con rotazione ciclica con potenza nominale non superiore a 5,5 kW \pm 5%.

Relativamente al colpo d'ariete, considerando:

$$V_0 = 0,88 \text{ m/s}$$

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

$$D = 0,150 \text{ m}$$

$$S = 0,0048 \text{ m}$$

Si ricava un valore di celerità "c" pari a :1151 m/s

Di conseguenza Dh = 103,67 m.c.l.

Il massimo valore di pressione idrostatica calcolata per la condotta premente è di 15,94 m.c.l.; pertanto in considerazione del valore massimo della sovrappressione per fenomeni di colpo d'ariete, risulta una pressione massima nelle condotte di 119,61 m.c.l., inferiore alla pressione massima ammissibile (PMA) delle tubazioni previste che risulta essere di 54 bar.

9 *Tratto 8 bis – III Stralcio*

**Tubazione premente compresa tra la centralina di sollevamento (L)
Montecalvoli Alta (scuola) e la centralina di sollevamento (A)**

Tubazione in pressione – esistente

Questa tubazione è di recente installazione, in quanto è stata posata in opera congiuntamente ai lavori di estensione di una condotta idrica da parte di Acque Spa lungo la strada Provinciale n. 5 Francesca.

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

Tubazione in arrivo: varie, del sistema fognario esistente

Portata totale in uscita dalla centralina (F) : 10,20 l/s

Tipo tubazione: PeAD PN 10 DN 140

Numero di pompe in funzione per allontanare la portata massima: 1

Noto quindi il materiale e pertanto la scabrezza, nonché la lunghezza della tubazione e la disposizione di curve, raccordi, valvole sbocchi etc..., è stato possibile determinare le perdite di carico. Nella tabella seguente sono riportate le caratteristiche del sistema fognario:

Dislivello geodetico = 3,00 m

Coefficiente scabrezza (PeAD): 120 Hazen - Williams.

Caratteristiche sistema fognario		
Condotta:	PeAD DN 140	
Lunghezza:	m	240
curve 90°	n.	4
curve 45°	n.	4
sbocco	n.	1
saracinesca	n.	0
valvola	n.	0
Mandata:	Acciaio DN 80	
curve 90°	n.	2
raccordo T	n.	1
saracinesca	n.	1
valvola	n.	1
imbocco	n.	0

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

CARATTERISTICHE CONDOTTA FOGNARIA			
Materiale condotta			PeAD
Diametro int. condotta	(mm)		123,4
Lunghezza condotta	(m)		240
Disl. Geodetico	(m)		3,00
Q pompa singola	(l/s)		10,20
Num pompe in funz.			1
Qp in condotta	(l/s)		10,20
Vel. in condotta	(m/s)		0,85
J	(m/km)		8,23
Δh concentrate	(m)		1,07
Δh distribuite	(m)		1,97
Δh tot	(m)		6,24
P impiegata	(kW)		1,6

La massima prevalenza che dovrà fornire la pompa, comprensiva della perdite distribuite lungo la condotta (1,97 m), quelle concentrate (0,35 m), del dislivello geodetico da superare (3,00 m) e delle perdite concentrate all'interno della stazione di sollevamento, risulta pertanto pari a 6,24 m.

Le portate e prevalenze in gioco portano ad adottare 2 pompe, di cui 1 di riserva, con rotazione ciclica con potenza nominale $< 2,0 \text{ kW} \pm 5\%$.

Relativamente al colpo d'ariete , considerando:

$$V_0 = 0.83 \text{ m/s}$$

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

$$D = 0.123 \text{ m}$$

$$S = 0.0083 \text{ m}$$

Si ricava un valore di celerità "c" pari a : 230 m/s

Di conseguenza $Dh = 19,99 \text{ m.c.l.}$

Il massimo valore di pressione idrostatica calcolata per la condotta premente è di 5,38 m.c.l.; pertanto in considerazione del valore massimo della sovrappressione per fenomeni di colpo d'ariete, risulta una pressione massima nelle condotte di 26,03 m.c.l., inferiore alla pressione massima ammissibile (PMA) della tubazione installata che risulta essere di 10 bar.

3.4 Verifica statica delle tubazioni

E' stata condotta, come ulteriore accertamento, la verifica statica delle tubazioni a gravità per accertare che eventuali sovraccarichi dovuti al terreno o al traffico, nel caso di posa su strada adibita al transito di automezzi, non comportino problemi alle tubazioni.

Le condizioni di posa ipotizzate sono:

- trincea stretta ($b < 4d$)
- inclinazione delle pareti della trincea = 90°
- angolo di appoggio dei tubi sul letto di posa = 120°
- angolo di attrito interno del materiale di rinfilanco = 33°
- costipazione del rinfilanco = media

Dati di partenza:

Diametro Φ [m]: 0,5
Classe S_n [KN/m^2]: 60
Larghezza trincea b [m]: 1,2
Profondità di posa h [m]: 3,5

Inclinazione pareti: 90°
Carichi mobili S_{wk} : Nessuno
Peso specifico [KN/m^3]: 18

Risultati:

Carico da rinterno P_e [KN/m^2]	Carico stradale P_v [KN/m^2]	Carico totale P_{tot} [KN/m^2]	Coefficiente n
35,29	0,00	47,02	4,2146

Dati di partenza:

Diametro Φ [m]: 0,4
Classe S_n [KN/m^2]: 64
Larghezza trincea b [m]: 1,2
Profondità di posa h [m]: 4

Inclinazione pareti: 90°
Carichi mobili S_{wk} : ICAT
Peso specifico [KN/m^3]: 19

Risultati:

Carico da rinterno P_e [KN/m^2]	Carico stradale P_v [KN/m^2]	Carico totale P_{tot} [KN/m^2]	Coefficiente n
41,38	18,27	79,16	3,0704

Dati di partenza:

Diametro Φ [m]: 0,2
 Classe S_n [KN/m²]: 48
 Larghezza trincea b [m]: 0,8
 Profondità di posa h [m]: 2,5

Inclinazione pareti: 90°
 Carichi mobili S_{wk} : ICAT
 Peso specifico [KN/m³]: 19
 Falda f :

Risultati:

Carico da rintro P _e [KN/m ²]	Carico stradale P _v [KN/m ²]	Carico totale P _{tot} [KN/m ²]	Coefficiente n
26,94	33,64	79,26	4,4493

3.5 Fenomeni di sovrappressione nelle condotte

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 $E = 1,05 \cdot 10^{11}$ kg/m²)

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

per acqua a circa 10°C

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

$$\rho = 102 \text{ kg/m}^4$$

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 di retta si creano maggiori sollecitazioni estremamente pericolose per la resistenza del materiale.

Si consideri una pompa che sollevi una portata Q_0 con una velocità media in condotta pari a v_0 ; supposto che la velocità diminuisca bruscamente ad un valore $v < v_0$ si genera una depressione pari a:

$$\Delta h = -\frac{c}{g} \cdot (v_0 - v) \quad [m]$$

Per arresto brusco del motore avremo $v=0$ per cui la massima depressione sarà:

$$\Delta h = -\frac{c}{g} \cdot v_0 \quad [m]$$

Il calcolo di verifica si basa sul comportamento delle tubazioni in regime elastico. Tuttavia, le tubazioni interrate, quando sono soggette a condizioni di depressione interna o a carichi applicati alla superficie esterna, possono delle deformazioni localizzate che causano fenomeni di instabilità. Infatti, quando le tubazioni sono sollecitate da forze radiali uniformemente distribuite, rivolte cioè verso il centro, mantengono la sezione circolare fino a un certo limite oltre il quale si inflettono, ovalizzandosi, e quindi si schiacciano.

La verifica che andremo ad impostare impone che il carico critico sia maggiore del carico applicato, dove per carico applicato deve intendersi quello dovuto alla differenza tra la pressione esterna e la pressione interna. Ovviamente il caso più gravoso è quello di condotta vuota e carico esterno agente oppure depressione in condotta a seguito di un transitorio di moto vario.

Utilizzando la relazione di Timoshenko, che considera le qualità intrinseche dei materiali:

$$P_{cr} = \frac{2E}{C(1-\nu^2)} \left(\frac{t_3}{D_m} \right) > P_v - P_i$$

dove: P_{cr} : carico critico [kPa]

E : modulo elastico = $17 \cdot 10^7$ [kPa]

C : coefficiente di sicurezza = 2,5

t_3 : spessore della tubazione depurata della tolleranza di fabbricazione [mm]

D_m : diametro medio [mm]

ν : coefficiente di Poisson = 0,3

P_v : carico totale agente sulla tubazione [kPa]

P_i : depressione in condotta [kPa];

Il carico totale agente sulla tubazione è dato dalla somma del carico dovuto al terreno più il carico accidentale ($P_v = P_e + P_t$). Il carico del terreno viene calcolato con la teoria di Marston, considerando un prisma di terreno, di peso specifico pari a circa 2.000 kg/m³, che grava direttamente sulla tubazione:

$$P_e = 0,2 \cdot H$$

dove con H si indica l'altezza di ricoprimento cioè la distanza tra il piano di campagna e la generatrice superiore del tubo, in cm. Il valore di P_e sarà assunto pari a 24 kPa, prendendo cioè come riferimento un'altezza di ricoprimento pari a 120 cm.

Il sovraccarico accidentale può variare a seconda dell'importanza della strada e delle normative dei vari paesi. L'effetto di questo carico deve essere riportato alla profondità della generatrice del tubo. I parametri che influenzano la determinazione del carico sono: il peso della ruota più pesante, il coefficiente di dinamicità del carico per effetto del suo movimento e il coefficiente di ripartizione del carico nel suolo e di ripartizione longitudinale lungo la tubazione.

Per il calcolo del carico mobile utilizziamo la formula:

$$P_t = \frac{C \cdot R \cdot F \cdot P}{b \cdot D}$$

dove: P_t : carico accidentale [kPa]

P : carico della ruota più pesante [kg]

C : coefficiente di dinamicità = 1,5

D : diametro esterno della tubazione [mm]

R : coefficiente di riduzione del carico

F : parametro di ripartizione del carico nel terreno

B : fattore di conversione = 0,031

Il carico P della ruota più pesante varia in funzione della normativa dei paesi: riteniamo opportuno considerare un convoglio del tipo 45 tonn. su tre assi, per cui P sarà pari a 7.500 kg.

Eseguendo i calcoli per i vari tratti di tubazione ed imponendo una massima depressione interna per colpo d'ariete pari a 1 bar (50kPa) possiamo eseguire i calcoli di cui riportiamo i risultati nella seguente tabella:

Tratto condotta	Diametro materiale	P_{cr} [kPa]	P_v [kPa]	P_i [kPa]	Verificato
Tratto 1e	Ghisa – DN300	1320	36	100	SI
Tratto 1c	Ghisa – DN250	1784	38	100	SI
Tratto 1a	Ghisa – DN250	1784	38	100	SI
Tratto 3	Ghisa – DN250	2335,2	56,5	100	SI
Tratto 4	Ghisa – DN150	6090	56,7	100	SI
Tratto 7	Ghisa – DN150	10800	57,5	100	SI
Tratto 5	Ghisa – DN150	6090	56,7	100	SI
Tratto 8	Ghisa – DN150	6090	56,7	100	SI
Tratto 8bis	Ghisa – DN125	10800	57,5	100	SI

I tratti analizzati risultano verificati.

3.5.1 Dispositivi per l'attenuazione dell'instabilità elastica per depressione interna

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.

DIMENSIONAMENTO
VERIFICA

Tipo Elemento: Curva 1/4-90°

Coefficienti Sicurezza: Ribaltam. 1,5, Traslaz. 1,5, Pressione [bar] 3, Diametro [mm] 150

Falda [m] 1

Diagramma: L 0,66, h 0,416, h1 0,528, L1 0,264

CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Peso di Volume [γ _{mc}]	Angolo d'Attrito [°]	Coesione [γ _{mq}]
1,8	20	0,5
1,7	30	1
1,6	40	0

Nuovo Risolvi Stampa Risultati.. Chiudi

Figura 3 Curva 90° tubo DN 150

DIMENSIONAMENTO
VERIFICA

Tipo Elemento: Curva 1/8-45°

Coefficienti Sicurezza: Ribaltam. 1,5, Traslaz. 1,5, Pressione [bar] 3, Diametro [mm] 150

Falda [m] 1

Diagramma: L 0,5, h 0,34, h1 0,4, L1 0,2

CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Peso di Volume [γ _{mc}]	Angolo d'Attrito [°]	Coesione [γ _{mq}]
1,8	20	0,5
1,7	30	1
1,6	40	0

Nuovo Risolvi Stampa Risultati.. Chiudi

Figura 4 Curva 45° tubo DN 150

DIMENSIONAMENTO
VERIFICA

Tipo Elemento: Curva 1/4-90°

Coefficienti Sicurezza: Ribaltam. 1,5, Traslaz. 1,5, Pressione [bar] 6, Diametro [mm] 250

Falda [m] 1

Diagramma: L 1,44, h 0,864, h1 1,152, L1 0,576

CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Peso di Volume [γ _{mc}]	Angolo d'Attrito [°]	Coesione [γ _{mq}]
1,8	20	0,5
1,7	30	1
1,6	40	0

Nuovo Risolvi Stampa Risultati.. Chiudi

Figura 5 Curva 90° tubo DN 250

DIMENSIONAMENTO
VERIFICA

Tipo Elemento: Curva 1/8-45°

Coefficienti Sicurezza: Ribaltam. 1,5, Traslaz. 1,5, Pressione [bar] 8, Diametro [mm] 250

Falda [m] 1

Diagramma: L 1,26, h 0,756, h1 1,008, L1 0,504

CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Peso di Volume [γ _{mc}]	Angolo d'Attrito [°]	Coesione [γ _{mq}]
1,8	20	0,5
1,7	30	1
1,6	40	0

Nuovo Risolvi Stampa Risultati.. Chiudi

Figura 6 Curva 45° tubo DN 250

DIMENSIONAMENTO
VERIFICA

Tipo Elemento: Curva 1/4-90°

Coefficienti Sicurezza: Ribaltam. 1,5, Traslaz. 1,5, Pressione [bar] 6, Diametro [mm] 300

Falda [m] 1

Diagramma: L 1,68, h 1,008, h1 1,344, L1 0,672

CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Peso di Volume [γ _{mc}]	Angolo d'Attrito [°]	Coesione [γ _{mq}]
1,8	20	0,5
1,7	30	1
1,6	40	0

Nuovo Risolvi Stampa Risultati.. Chiudi

Figura 7 Curva 90° tubo DN 300

DIMENSIONAMENTO
VERIFICA

Tipo Elemento: Curva 1/8-45°

Coefficienti Sicurezza: Ribaltam. 1,5, Traslaz. 1,5, Pressione [bar] 8, Diametro [mm] 300

Falda [m] 1

Diagramma: L 1,46, h 0,876, h1 1,168, L1 0,584

CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Peso di Volume [γ _{mc}]	Angolo d'Attrito [°]	Coesione [γ _{mq}]
1,8	20	0,5
1,7	30	1
1,6	40	0

Nuovo Risolvi Stampa Risultati.. Chiudi

Figura 8 Curva 45° tubo DN 300

4. CENTRALINE DI SOLLEVAMENTO

4.1 Descrizione interventi

Elenco centraline di sollevamento:

Stazione di sollevamento Montecalvoli Alta	Centralina A
Stazione di sollevamento Ponticelli/Montecalvoli	Centralina B
Stazione di sollevamento Fiorenzuola	Centralina C
Stazione di sollevamento Depuratore S.Maria a Monte	Centralina D
Stazione di sollevamento Zona industriale S.M a Monte	Centralina E
Stazione di Sollevamento Castelfranco di Sotto 1	Centralina F
Stazione di Sollevamento Montecalvoli Bassa	Centralina G
Stazione di Sollevamento Castelfranco 2 (Quarterona)	Centralina H
Stazione di Sollevamento Montecalvoli Alta (scuola)	Centralina L

In rosso sono state evidenziate le centraline di sollevamento previste in questo I Stralcio esecutivo, le altre saranno realizzate nel II Stralcio funzionale dell'intero progetto.

4.2 Parametri di Calcolo

Le dimensioni delle vasche di accumulo devono essere tali che, al di là delle esigenze connesse con il profilo del terreno e della livelletta di progetto, tenga conto sia dei tempi di permanenza dei liquami nella centralina, 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, tale che il calore prodotto venga dissipato nell'ambiente in cui le pompe sono immerse.

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.

Il numero di avviamenti per ora, che corrisponde ai requisiti suaccennati, che si assume per il calcolo del volume è compreso tra dieci e dodici.

Nel caso di pompe di medesime caratteristiche il volume utile totale della vasca di arrivo è fornito dalla seguente relazione:

$$V = Q_1 \times T_1 / 4 \times (\text{Somm. } V_i)$$

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

V: Volume di invaso;

Q: Portata di pompaggio

T: Ciclo della pompa (intervallo fra due attacchi successivi)

4.3 Verifica Volumetrie

Centralina Montecalvoli (A)- Centralina ESISTENTE – III Stralcio

Portata in arrivo alla centralina di Montecalvoli: 21.09 l/s

Si prevede di installare n° 2 pompe in parallelo

Si considera una portata in arrivo di 21.09 l/sec con 2 pompe, a funzionamento alternato con un numero di avviamenti ora per ogni pompa pari a 10.

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

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

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

$$V_1 = 21,09 \text{ l/sec} \times 360 / 4 = 1898 \text{ l} = 1,90 \text{ mc}$$

Volume utile totale = 1,90 mc.

Le caratteristiche geometriche della centralina esistente sono (dimensioni interne):

- larghezza: 4,10 m
- lunghezza: 2,10 m
- profondità: 4,30 m
- profondità arrivo fognatura: 3,30 m
- prof. uscita tub. di mandata: 1,50 m
- Altezza utile disponibile: 0,40 m (0,60 m di franco per adescam. pompe)

Altezza utile necessaria: 0,23 m.

Pertanto il volume della vasca è da considerarsi sufficiente.

Centralina Ponticelli/Montecalvoli – Centralina B ESISTENTE – III Stralcio

Portata in arrivo alla centralina di Ponticelli/Montecalvoli: 45.30 l/s

Si prevede di installare n° 3 pompe in parallelo

Si considera una portata in arrivo di 45,30 l/sec con 2 pompe, a funzionamento alternato con un numero di avviamenti ora per ogni pompa pari a 10.

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

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

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

$$V_1 = 45,30 \text{ l/sec} \times 360 / 4 = 4077 \text{ l} = 4,10 \text{ mc}$$

Volume utile totale = 4,10 mc.

Le caratteristiche geometriche della centralina esistente sono (dimensioni interne):

- larghezza: 8,00 m
- lunghezza: 6,30 m
- profondità: 4,50 m
- profondità arrivo fognatura: 3,00 m
- prof. uscita tub. di mandata: 1,50 m
- Altezza utile disponibile: 0,90 m (0,60 m di franco per adescam. pompe)

Altezza utile necessaria: 0,10 m

Pertanto il volume delle vasca è da considerarsi sufficiente.

Centralina Fiorenzuola – Centralina C ESISTENTE – III Stralcio

Portata in arrivo alla centralina di Fiorenzuola: 10,95 l/s

Si prevede di installare n° 2 pompe in parallelo

Si considera una portata in arrivo di 10,95 l/sec con 2 pompe, a funzionamento alternato con un numero di avviamenti ora per ogni pompa pari a 10.

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

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

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

$$V_1 = 10,95 \text{ l/sec} \times 360 / 4 = 985 \text{ l} = 1,00 \text{ mc}$$

Volume utile totale = 1,00 mc.

Le caratteristiche geometriche della centralina esistente sono (dimensioni interne):

- larghezza: 3,40 m
- lunghezza: 2,00 m
- profondità: 3,50 m
- profondità arrivo fognatura: 2,00 m
- prof. uscita tub. di mandata: 1,50 m
- Altezza utile disponibile: 0,90 m (0,60 m di franco per adescam. pompe)

Altezza utile necessaria: 0,15 m

Pertanto il volume delle vasca è da considerarsi sufficiente.

Centralina Santa Maria a Monte – Centralina D esistente

Portata in arrivo alla centralina di S. Maria a Monte: 15,60 l/s

Si prevede di sostituire le due pompe esistenti, con funzionamento in parallelo

Si considera una portata in arrivo di 15,60 l/sec con 2 pompe, a funzionamento alternato con un numero di avviamenti ora per ogni pompa pari a 10.

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

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

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

$$V_1 = 15,60 \text{ l/sec} \times 360 / 4 = 1404 \text{ l} = 1,40 \text{ mc}$$

Volume utile totale = 1,40 mc.

Le caratteristiche geometriche della centralina esistente sono (dimensioni interne):

- larghezza: 2,10 m
- lunghezza: 2,00 m
- profondità: 4,30 m
- profondità arrivo fognatura: 3,00 m
- prof. uscita tub. di mandata: 1,80 m
- Altezza utile disponibile: 0,40 m (0,60 m di franco per adescam. pompe)

Altezza utile necessaria: 0,33 m.

Pertanto il volume della 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.

Centralina Zona Industriale S.Maria a Monte – Centralina E di progetto

Portata in arrivo alla centralina della zona Industriale: 74,37 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 74,37 l/sec con 3 pompe, a funzionamento alternato con un numero di avviamenti ora per ogni pompa pari a 12. 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.

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

$$T_{\text{ciclo}} = 60/12 = 5,0 \text{ minuti} = 300 \text{ sec}$$

$$V_1 = 74,37 \text{ l/sec} \times 0,75 \times 300 / 4 = 4.200 \text{ l} = 4,20 \text{ mc}$$

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

Volume utile totale = 4,20 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: 3,95 m
- prof. uscita tub. di mandata: 1,70 m
- Altezza utile disponibile: 1,05 m (0,80 m di franco per adescam. pompe)

Altezza utile necessaria: 1,00 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.

Centralina Castelfranco 1 Centralina F di progetto

Portata in arrivo alla centralina di Castelfranco: 99,85 l/s

Si prevede di installare n° 4 pompe in parallelo

Si considera una portata in arrivo di 99,85 l/sec con 4 pompe, a funzionamento alternato con un numero di avviamenti ora per ogni pompa pari a 12.

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

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

$$T_{\text{ciclo}} = 60/12 = 5.0 \text{ minuti} = 300 \text{ sec}$$

Verrà adottata per la stazione un volume costituito da una doppia camera di invaso in modo tale da poter rendere più agevole la manutenzione chiudendo temporaneamente una delle due vasche a disposizione, andremo ad utilizzare, per i calcoli delle singole capacità, la portata in ingresso con due organi di pompaggio:

$$V_{1/2} = 100 \text{ l/sec} \times 0,75 \times 300 / 4 = 5.625 \text{ l} = 5,625 \text{ mc}$$

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

$$\text{Volume utile totale} = 5,625 \times 2 = 11,25 \text{ mc.}$$

Le caratteristiche geometriche della centralina in progetto sono (dimensioni interne, di ciascuna vasca):

- larghezza: 2,00 m
- lunghezza: 2,10 m
- profondità: 5,80 m
- profondità arrivo fognatura: 3,45 m
- prof. uscita tub. di mandata: 1,70 m
- Altezza utile disponibile: 1,55 m (0,80 m di franco per adescam. pompe)

Altezza utile necessaria: 1,35 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.

Centralina Montecalvoli Bassa - Centralina G di progetto – III Stralcio

Portata in arrivo alla centralina di Montecalvoli Bassa: 10,16 l/s

Si prevede di installare n° 2 pompe in parallelo

Si considera una portata in arrivo di 10,16 l/sec con 2 pompe, a funzionamento alternato con un numero di avviamenti ora per ogni pompa pari a 10.

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

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

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

$$V_1 = 10,16 \text{ l/sec} \times 360 / 4 = 914,40 \text{ l} = 0,92 \text{ mc}$$

Volume utile totale = 0,92 mc.

Le caratteristiche geometriche della centralina esistente sono (dimensioni interne):

- Larghezza 2,00 m
- lunghezza: 2,10 m
- profondità: 3,50 m
- profondità arrivo fognatura: 2,00 m
- prof. uscita tub. di mandata: 1,60 m
- Altezza utile disponibile: 0,90 m (0,60 m di franco per adescam. pompe)

Altezza utile necessaria: 0,21 m

Pertanto il volume della 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.

Centralina Castelfranco 2 Centralina H di progetto

Portata in arrivo alla centralina della zona Industriale: 74,37 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 74,37 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.

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

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

$$V_1 = 74,37 \text{ l/sec} \times 0,75 \times 360 / 4 = 5.040 \text{ l} = 5,04 \text{ mc}$$

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

Volume utile totale = 5,04 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: 3,15 m
- prof. uscita tub. di mandata: 1,70 m
- Altezza utile disponibile: 1,85 m (0,80 m di franco per adescam. pompe)

Altezza utile necessaria: 1,20 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.

Centralina Montecalvoli Alta (scuola) - Centralina L – III Stralcio

Portata in arrivo alla centralina di Montecalvoli Alta (scuola): 10,20 l/s

Si prevede di installare n° 2 pompe in parallelo

Si considera una portata in arrivo di 10,20 l/sec con 2 pompe, a funzionamento alternato con un numero di avviamenti ora per ogni pompa pari a 10.

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

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

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

$$V_1 = 10,20 \text{ l/sec} \times 360 / 4 = 918,00 \text{ l} = 0,92 \text{ mc}$$

Volume utile totale = 0,92 mc.

Le caratteristiche geometriche della centralina esistente sono (dimensioni interne):

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

Altezza utile necessaria: 0,22 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.

Il Tecnico
