

PROG. N° 144

PROGETTO DEFINITIVO

Comune di



Andezeno

Comune di



Arignano

Comune di



Mombello di Torino

POSA COLLETTORI IN MOMBELLO DI TORINO, ARIGNANO E ANDEZENO PER COLLETTAMENTO DEI REFLUI ALL'IMPIANTO DI CHIERI

RELAZIONE IDRAULICA

Società Metropolitana Acque Torino S.p.A.

Sede legale: Corso XI Febbraio, 14 - 10152 Torino TO I
tel. +39 011 4645.111 - fax. +39 011 4365.575
E-mail: info@smatorino.it Sito web: www.smatorino.it

il Direttore Generale

Dott. Ing. Marco Acri

						documento n°:
3						b02
2						
1						
0	emissione	Settembre 2015	D.Cerutti	A.SQUADRITO	M. ACRI	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE	

Progettista: Ing. ANTONINO SQUADRITO

Collaboratore: ing. Daniela CERUTTI

Risorse Idriche S.p.A. - Società del gruppo SMAT

Sede legale: C.so XI Febbraio, 14 - 10152 Torino
Tel. +39 011 4645.1250 / 1251 - fax : +39 011 4645.1252
Capitale Sociale € 412.768,72 i.v.
Codice fiscale-Partita IVA e Registro delle imprese di Torino: 06087720014
E-mail: info@risorseidricheto.it



ATO3 144

PROGETTO

RI0156

ID R.I.

ARIG-DEF-b02

documento

INDICE

1. Premessa	2
2. Popolazione e calcolo dei volumi	3
2.1. Comune di Mombello di Torino - stato di fatto	3
2.2. Comune di Mombello di Torino - Interventi a progetto	4
2.3. Comune di Mombello di Torino – Calcolo dei volumi	4
2.4. Comune di Arignano - stato di fatto	5
2.5. Comune di Arignano - Interventi a progetto	7
2.6. Comune di Arignano – Calcolo dei volumi	7
2.7. Riepilogo delle stime dei volumi e portate di afflusso dell’area di studio alla stazione di pompaggio di Andezeno	10
3. Dimensionamento idraulico	11
3.1. Condizioni generali di dimensionamento idraulico	11
3.2. Parametrici fisici e geometrici adottati, criteri progettuali e scelta materiali	11
3.3. Calcolo della capacità di portata del collettore nei vari tratti	13
3.4. Confronto tra la capacità di portata e le portate di progetto	19
3.5. Considerazioni conclusive	20
4. Stazione di pompaggio e condotta di mandata	20
4.1. Comune di Mombello di Torino –Condotta di mandata, verifica stazione di pompaggio, volume di accumulo	20
4.2. Comune di Arignano –Condotta di mandata, verifica stazione di pompaggio, volume di accumulo	23
5. Acquedotto	27
5.1. Sistema acquedottistico – Stato di Fatto e prime indicazioni progettuali	27
6. Normativa principale di riferimento	27

 Risorse Idriche S.p.a. <i>Società del Gruppo SMAT</i>	SOCIETA' METROPOLITANA ACQUE TORINO S.p.A. 
---	---

**POSA COLLETTORI IN MOMBELLO DI TORINO, ARIGNANO E
ANDEZENO PER COLLETTAMENTO REFLUI ALL'IMPIANTO DI CHIERI**
PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE IDRAULICA

1. Premessa

La presente relazione analizza gli aspetti tecnici relativi al progetto in oggetto che verranno approfonditi anche nella progettazione esecutiva.

L'obiettivo della relazione idraulica è quello di dimensionare il sistema fognario ed acquedottistico dei Comuni di Mombello di Torino e di Arignano per permettere la definizione delle caratteristiche tecniche delle tubazioni e delle stazioni di pompaggio.

Nella prima parte della relazione verranno determinate le nuove portate da addurre all'impianto di depurazione di Chieri partendo dall'analisi della situazione in essere che è influenzata dall'interconnessione già presente tra la rete fognaria di Marentino e quella di Arignano.

Lo studio è stato sviluppato considerando due step uno che analizza gli afflussi attuali ed uno che configura le opere nella situazione finale.

Lo stato di fatto dal sistema depurativo è stato desunto dai dati in possesso della S.M.A.T. S.p.A. ed è descritto nel seguito.

2. Popolazione e calcolo dei volumi

2.1. Comune di Mombello di Torino - stato di fatto

Il sistema fognario del Comune di Mombello confluisce i reflui della sola fogna nera ad un impianto di depurazione ubicato in via Valle Andrea in prossimità della strada Provinciale Chieri Castelnuovo.

La fognatura nera raccoglie sia gli scarichi provenienti dal concentrico, collettati con una tubazione in PVC DN 250, sia quelli della zona Borgo Crocera, raccolti mediante una tubazione in PVC DN 200, per un numero complessivo di abitanti serviti pari a di circa 430 a.e. a fronte di 416 abitanti residenti¹. Sul territorio sono presenti aziende che effettuano allevamento di bovini.

L'impianto è composto da tre bacini di sedimentazione primaria tipo Imhoff posti in serie funzionanti a gravità ed è stato realizzato negli anni 1985-1986.

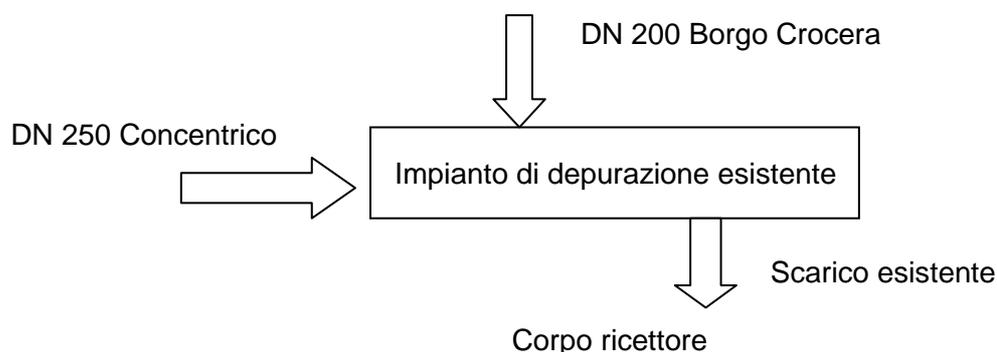
Le principali difficoltà riscontrate nella gestione dell'impianto sono dovute all'elevata presenza in ingresso di COD (800 mg/l) ed Azoto Ammoniacale (90 mg/l) che comportano attività di manutenzione ordinaria consistenti principalmente nello spurgo dei fanghi con conseguenti difficoltà di mantenimento degli standard depurativi previsti dalla SMAT.

Le principali caratteristiche ed sistema fognario e depurativo sono:

Mombello di Torino

Altitudine concentrico	m s.l.m.	292
Popolazione residente	ab	416
Tipo rete fognaria	-	nera
Impianto depurazione	-	Sedimentazione primaria tipo imhoff
Posizione	-	Via Valle Andrea
Scarico	-	Rio Mombello con condotta PVC 315

Schematicamente lo stato di fatto è il seguente:



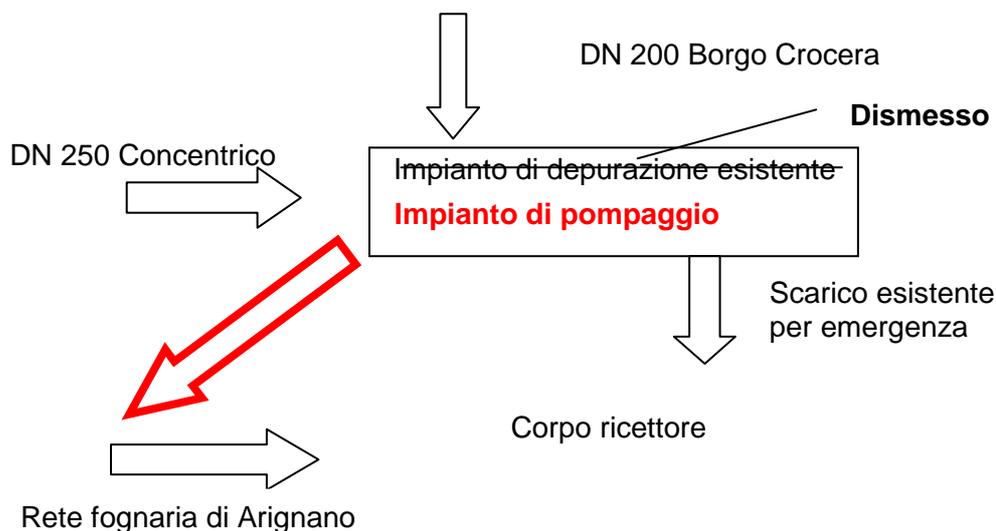
STATO DI FATTO FOGNATURA ESISTENTE

¹ Fonte Istat dato aggiornato al 01/01/2015

2.2. Comune di Mombello di Torino - Interventi a progetto

Il progetto prevede il collegamento della rete fognaria esistente ad una nuova stazione di pompaggio, ubicata nell'area dove attualmente è presente il depuratore, ed il conseguente pompaggio dei reflui fino al pozzetto di testa della rete fognaria di Arignano.

Schematicamente lo stato di progetto è il seguente:



INTERVENTO A PROGETTO

2.3. Comune di Mombello di Torino – Calcolo dei volumi

La stima dei volumi e delle portate di adduzione alla rete di Mombello di Torino è stata effettuata considerando che:

1. la rete fognaria è nera
2. gli abitanti equivalenti attuali sono stimati in 430
3. si prevede per i prossimi 30 anni una crescita della popolazione dell'1%

La dotazione idrica assunta a base della progettazione è pari a 300 l/ab/die. Tale valore è pari alla dotazione idrica massima fissata dal "Piano D'ambito ATO 3 Torinese; Relazione di Piano", approvato con Deliberazione n. 107/2002 della Conferenza dell'ATO/3 TORINESE in data 6 dicembre 2002 e adeguato a seguito Deliberazione n. 169/2004 della Conferenza dell'ATO/3 TORINESE in data 27 maggio 2004 e compreso tra 250-300 l/ab/die.

Il dimensionamento della rete fognaria nel caso di esclusivo afflusso di acque nere viene effettuato per una portata di afflusso pari alla portata massima giornaliera di tempo di secco, in

analogia a quanto previsto nell'allegato B Art. 4 DPG 17/R 2008, per gli impianti di depurazione in cui affluiscono esclusivamente fognature nere.

$$Q_{pn} = k \cdot k' \cdot Q_{mn}$$

$$Q_{mn} = \Phi \frac{n \cdot d}{86.400}$$

ove si sono indicati con i simboli contenuti nelle due formule, i seguenti parametri:

Q_{pn}	=	portata nera massima nel giorno ed ora di massimo consumo
K	=	coefficiente di ragguaglio alle ore di maggior consumo = 3,0 (calcolato secondo indicazioni ATV ovvero 24/8)
K'	=	coefficiente di ragguaglio al giorno di maggior consumo = 1,33
Q_{mn}	=	portata media giornaliera
Φ	=	coefficiente di afflusso in fognatura = 0,80
n	=	abitanti equivalenti serviti
d	=	dotazione idrica = 300l/ab./die
86.400	=	fattore di conversione l/die in l/s

	Unità di Misura	Stato di fatto	Proiezione 30 anni
n° abitanti equivalenti	l/giorno	430	600
consumo giornaliero	l/a/g	300	300
coef di afflusso	l/s	0,8	0,8
Portata giornaliera media	l/s	1,19	1,67
Portata media nera	l/s	1,58	2,22
Portata giornaliera massimo consumo ora massimo consumo Q_{pn}	l/s	4,78	6,67

2.4. Comune di Arignano - stato di fatto

Il Comune di Arignano è dotato di una rete fognaria che in parte è mista ed in parte nera e conferisce i reflui nell'impianto di depurazione ubicato in via delle industrie. La rete fognaria si sviluppa su tre dorsali:

- ✓ dorsale via Oriassolo, realizzata da una tubazione DN 250 in PVC;
- ✓ dorsale concentrico, realizzata con tubazioni DN 250 in PVC – che raccoglie i reflui provenienti dal concentrico. Su questa rete confluiscono anche i reflui provenienti dalle stazioni di pompaggio di Tetti Giacchino 1, via Tetti Gioacchino 2 e Tetti Chiaffredo. Tale dorsale raccoglie anche i reflui provenienti da due ex depuratori di Marentino, Pellinciona e Fornaca, per un complessivo di circa 700 abitanti equivalente. La rete fognaria del Comune di Marentino è mista. Nel presente progetto si procederà considerando i reflui provenienti da questi due impianti di Marentino come tutt'uno con quelli provenienti dal Comune di Arignano;
- ✓ dorsale via Moano, realizzata con una tubazione DN 90 in PEAD in pressione.

Il sistema fognario sopradescritto raccoglie i reflui prodotti per un numero complessivo di abitanti equivalenti di circa 1450, di cui 750 provenienti dal Comune di Arignano e li conferisce all'impianto di depurazione ubicato in via delle industrie.

L'impianto di depurazione di Arignano è a fanghi attivi costruito negli anni '90 ed è costituito da:

- una grigliatura manuale con cestelli,
- una vasca per il sollevamento attrezzata con 2 pompe trituratrici,
- una vasca di ossidazione aerobica con diffusori a macrobolle alimentati da 2 compressori
- una vasca di sedimentazione secondaria in cui avviene il ricircolo dei fanghi
- una vasca di chiarificazione dei reflui
- canale di scarico e pozzetto per il prelievo dei campioni.

È anche presente una vasca di stabilizzazione con diffusori a microbolle in disuso.

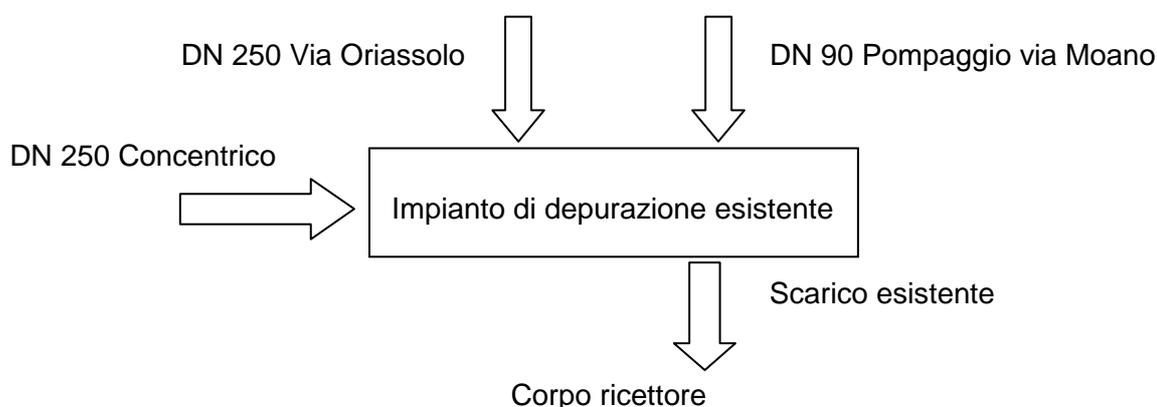
La gestione dell'impianto richiede un'attività di spurgo dei fanghi, effettuata con l'ausilio di canal-jet) e la rimozione manuale del materiale grigliato.

Le principali caratteristiche del sistema fognario e depurativo sono:

Arignano

Altitudine impianto di depurazione	m s.l.m.	280
Popolazione residente ²	ab	1.057 a.e.
Tipo rete fognaria	-	Mista e nera
Impianto depurazione	-	A fanghi attivi
Popolazione servita da impianto di depurazione		1.500 a.e.
Posizione	-	Via delle industrie
Scarico	-	Rio del Molino con condotta PVC 250

Schematicamente lo stato di fatto è il seguente:



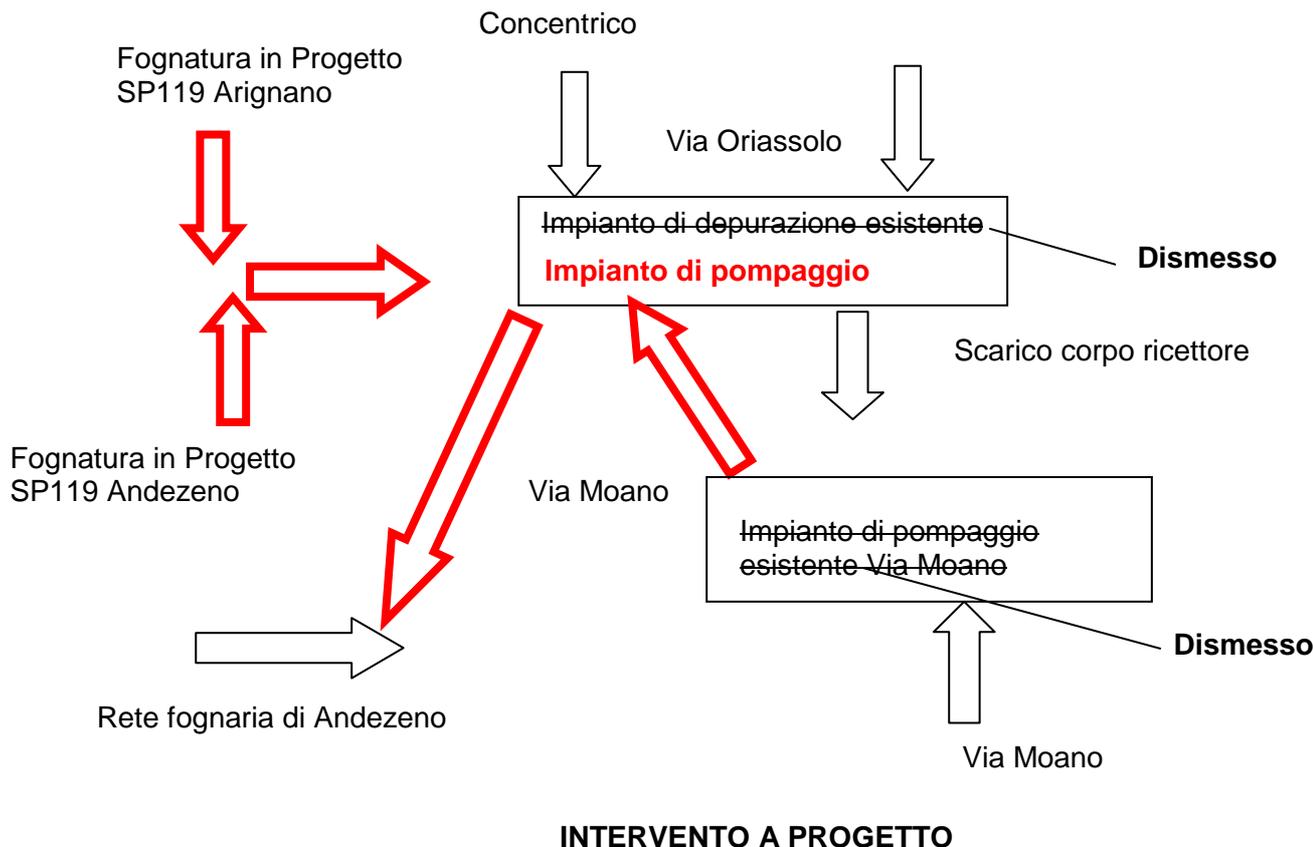
STATO DI FATTO FOGNATURA ESISTENTE

² Dato ISTAT al 01/01/2015

2.5. Comune di Arignano - Interventi a progetto

Il progetto prevede l'eliminazione dell'impianto di depurazione di Arignano e la realizzazione dell'interconnessione della rete fognaria con quella di Andezeno mediante la realizzazione di una stazione di pompaggio in via Moano in cui confluiranno oltre ai reflui provenienti dal Concentrico, da via Oriassolo e da via Moano anche quelli di alcune case ubicate sulla strada SP119 nel tratto Andezeno-Arignano tra le progressive 2+735 e 3+620.

Schematicamente lo stato di progetto è il seguente:



2.6. Comune di Arignano – Calcolo dei volumi

La stima dei volumi e delle portate di adduzione alla rete di Arignano è stata effettuata considerando che:

1. gli abitanti serviti sono 750 su 1052,
2. la rete fognaria è in parte mista ed in parte nera,
3. i collettori detti "Concentrico" raccolgono già una parte dei reflui provenienti da Marentino per un complessivo di circa 700 a.e.,
4. le reti che saranno realizzate saranno esclusivamente nere,
5. si prevede una crescita della popolazione i prossimi 30 anni dell'1% annuo.

Al fine di evitare il sovradimensionamento della stazione di sollevamento si è stabilito di analizzare separatamente i flussi provenienti dalle fognature nere e quelli provenienti dalle fognature miste e dimensionare la stazione per una portata pari alla somma dei due flussi³.

La fognatura nel caso di esclusivo afflusso di acque nere è stata dimensionata analogamente a quanto previsto sopra per i collettori di Mombello di Torino.

I valori ottenuti sono i seguenti:

	Unità di Misura	Stato di fatto	Proiezione 30 anni
n° abitanti equivalenti	l/giorno	302 (=1052-750)	393
consumo giornaliero	l/a/g		300
coef di afflusso	l/s		0,8
Portata giornaliera media	l/s		1,09
Portata media nera $Q_{Mn} =$	l/s		1,45
Portata giornaliera massimo consumo ora massimo consumo $3 Q_{Mn} =$	l/s		4,35

La portata attuale proveniente dal Comune di Mombello di Torino pari 4,78 l/s mentre quella prevista è pari a 6,67 l/s.

Ferme restando le ipotesi e considerazioni sopraesposte la portata mista prevista per i reflui prodotti dagli abitanti già collegati alla rete fognaria di Marentino ed Arignano è stata individuata calcolando una portata di afflusso pari a 5 volte la portata media giornaliera in tempo di secco⁴.

	Unità di Misura	Stato di Fatto	Proiezione 30 anni
n° abitanti equivalenti	l/giorno	1450	1885
consumo giornaliero	l/ab/die	250	250
coef di afflusso	l/s	0,8	0,8
<i>Portata giornaliera media</i>	l/s	3,36	4,36
Portata media nera in tempo di asciutto $Q_{pn} =$		4,48	5,8
Portata nera giorno e ora massimo consumo $3 Q_{pn} =$		13,44	17,40
$5 Q_{pn} =$	l/s	22,40	29,00

³ il dimensionamento della stazione di pompaggio può essere effettuato adottando motivati criteri di dimensionamento in analogia a quanto stabilito dall'Allegato B Art. 4 DPG 17/R 2008 per gli impianti di depurazione a servizio di agglomerati serviti da rete in parte unitaria ed in parte separate.

⁴ In analogia a quanto previsto nell'allegato B Art. 4 DPG 17/R 2008 per gli impianti di depurazione in cui affluiscono reti di fognatura unitaria.

La stazione di pompaggio sarà dimensionata per la seguente portata:

	Unità di Misura	Stato di Fatto	Proiezione 30 anni
<i>Portata nera proveniente da Mombello</i>	l/s	4,78	6,67
<i>Portata proveniente da Marentino-Arignano</i>	l/s	22,40	29,00
<i>Portata nera proveniente da Arignano</i>	l/s	0	4,35
<i>Portata nera proveniente da Andezeno*</i>	l/s	1,5	2,2
Qtot_{pn} =	l/s	28,68	42,22

In assenza di dati puntuali la portata nera proveniente da Andezeno è stata valutata ipotizzando di far confluire nella stazione di Arignano la portata nera corrispondente a 135 a.e. attuali e 200 a.e. tra 30 anni.

La stazione di pompaggio sarà inoltre verificata per la portata minima che è pari a

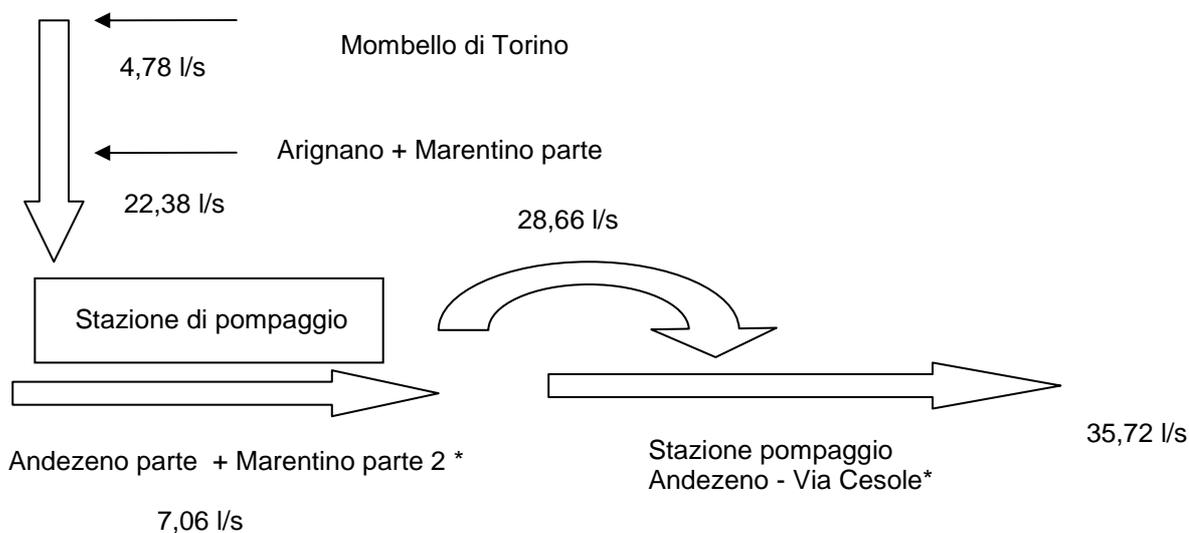
	Unità di Misura	Stato di Fatto
<i>Portata nera proveniente da Mombello</i>	l/s	4,78
<i>Portata proveniente da Marentino-Arignano (Q_{pn})</i>	l/s	4,48
<i>Portata nera proveniente da Andezeno*</i>	l/s	1,5
Q_{mn} =	l/s	10,76

2.7. Riepilogo delle stime dei volumi e portate di afflusso dell'area di studio alla stazione di pompaggio di Andezeno

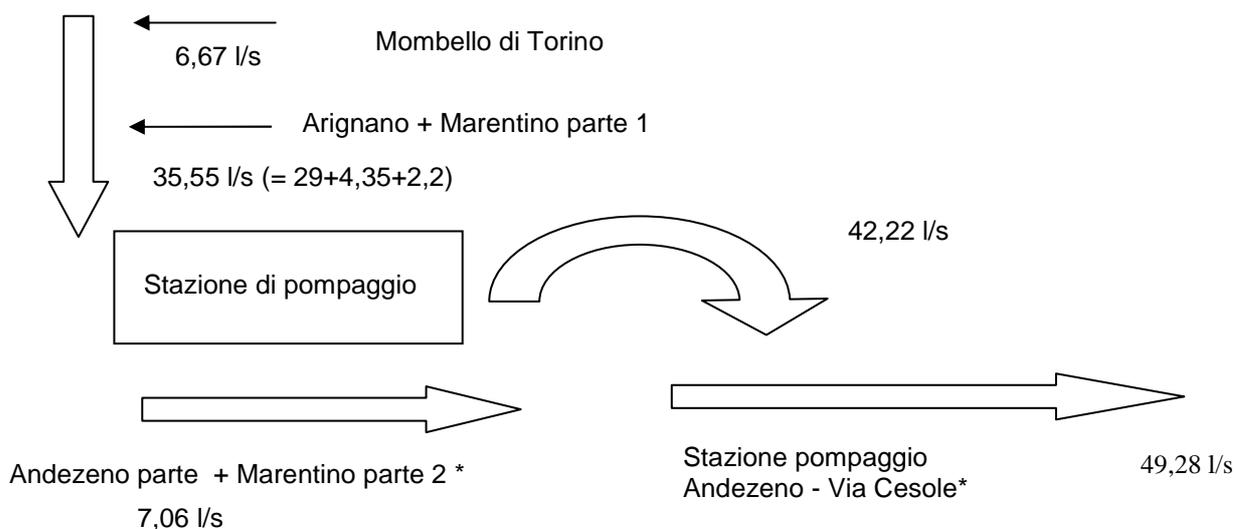
Secondo le impostazioni enunciate sopra e sulla base delle ipotesi e dei dati raccolti vengono di seguito riportati i dati di progetto.

Schematicamente si ha la seguente situazione generale derivante dalla distribuzione Comune per Comune con la popolazione attuale e con la proiezione a 30 anni.

ANALISI CON PORTATA MASSIMA NELLA SITUAZIONE ATTUALE



ANALISI CON PORTATA MASSIMA PROIEZIONE A 30 ANNI



* dati ottenuti dal progetto "Fognatura nera nel concentrico in direzione Marentino - rio Bussetto" anno 2007 e pari a 9,26 (proiezione) da cui è stata detratta la portata attribuita alla nuova stazione Arignano (pari a 2,2 proiezione e 1,5 attuale).

3. Dimensionamento idraulico

3.1. Condizioni generali di dimensionamento idraulico

Le condizioni generali per il dimensionamento idraulico sono state impostate rispettando le seguenti priorità:

- sezione della tubazione circolare
- diametro minimo della tubazione a gravità 250 mm
- riempimento a regime della condotta tendenzialmente non superiore al 70% dell'altezza massima
- calcolo di dimensionamento nel tratto indagato a minor pendenza e a minor diametro
- la velocità relativa alle portate di punta non superiore a 4 m/s
- la velocità minima alle portate in tempo asciutto non dovrà essere inferiore a 0,5 m/s.

3.2. Parametrici fisici e geometrici adottati, criteri progettuali e scelta materiali

Si riporta di seguito l'impostazione matematico fisica adottata per il dimensionamento generale progettuale. La modellizzazione utilizzata è stata impostata in riferimento alle condizioni di moto uniforme, indisturbato considerando le caratteristiche idrodinamiche secondo la formulazione del coefficiente di scabrezza di Gauckler – Strickler ed utilizzando i parametri geometrico idraulici di seguito indicati.

$$Q = \Omega \cdot \chi \cdot \sqrt{R \cdot J_f}$$

Ove con i seguenti simboli si è indicati:

$$\chi = K_S \cdot R^{1/6} \quad \text{indice di scabrezza}$$

$$K_S \quad \text{coefficiente di scabrezza espresso in } \frac{m^{1/3}}{s}$$

$$R \quad \text{raggio idraulico} \quad = \quad \frac{\Omega}{C_B}$$

$$\Omega \quad \text{area bagnata}$$

$$C_B \quad \text{contorno bagnato}$$

$$J_f \quad \text{pendenza fondo scorrevole}$$

Comune	Materiale	Tipo di sezione	Diametro	Regime di moto
Arignano	Gres	Circolare	350 mm	Gravità
Arignano/Andezeno	Gres	Circolare	300 mm	Gravità
Arignano	Gres	Circolare	250 mm	Gravità
Arignano	Ghisa sferoidale	Circolare	200 mm	Pressione
Mombello di Torino	Ghisa sferoidale	Circolare	150 mm	Pressione

Sono presenti brevi tratti di condotte in acciaio in corrispondenza degli attraversamenti per tali tubazioni i coefficienti di scabrezza possono essere considerati pari a quelli impiegati per i tubi in gres.

Posto che le condotte in pressione sono state trattate congiuntamente al dimensionamento dei sollevamenti, i parametri idraulici per le fognature a gravità, sono stati adottati come segue:

tubazioni nuove:

Materiale	Coefficiente di scabrezza [m^{-1/3} s⁻¹]
Gres	100

tubazioni con incrostazioni e depositi:

Materiale	Coefficiente di scabrezza [m^{-1/3} s⁻¹]
Gres	70

Si evidenzia che in letteratura tecnica vengono talvolta presentati valori di scabrezza anche superiori a quelli adottati (con relativi aumenti di capacità di portata), si è tuttavia preferito adottare valori cautelativi.

Per quanto concerne i vari tratti indagati, sono stati impostati i seguenti dati geometrici di pendenza progettuale del fondo scorrevole.

TRATTO	Diametro mm	Materiale	Pendenza 1/1.000
Arignano - P1-P26	350	Gres	3,0
Arignano – P40-P26	250	Gres	5,0
Arignano – P69-P26	250	Acciaio	3,0-5,0
Arignano – P74-P8	250	Gres	5,0
Andezeno – P36-P53	300	Gres	5,0
Andezeno – P37-P39	300	Gres	3,0
Arignano –Andezeno – P 26 – P39	Tratto in pressione (vedasi sollevamenti)		
Mombello di Torino – Arignano – P 1 – P5	Tratto in pressione (vedasi sollevamenti)		

3.3. *Calcolo della capacità di portata del collettore nei vari tratti*

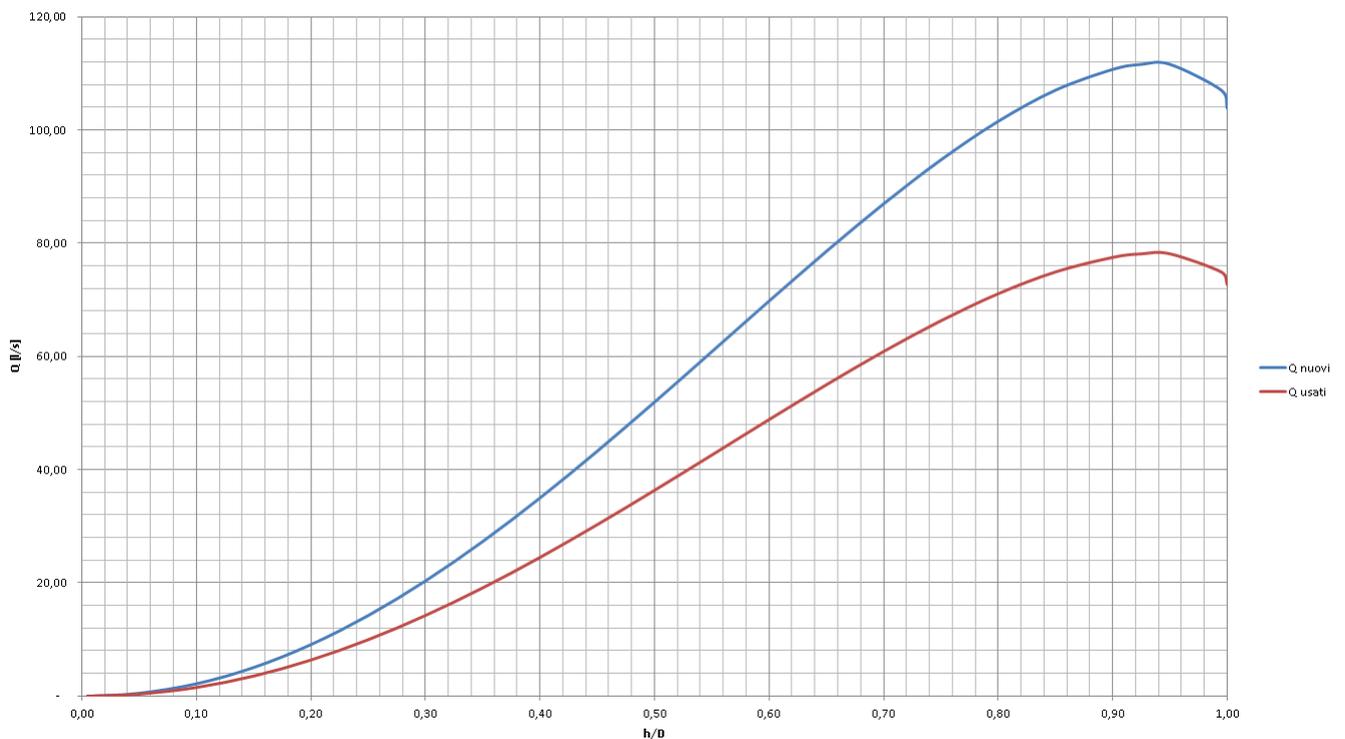
Al fine di individuare la capacità di portata del collettore posato nei vari tratti seguono le scale delle portate per ciascun diametro, materiale e pendenza.

Da queste si può desumere il corretto dimensionamento delle condotte in relazione alle portate di progetto.

COLLETTORE DN 350 - PENDENZA 0,003 - Gres

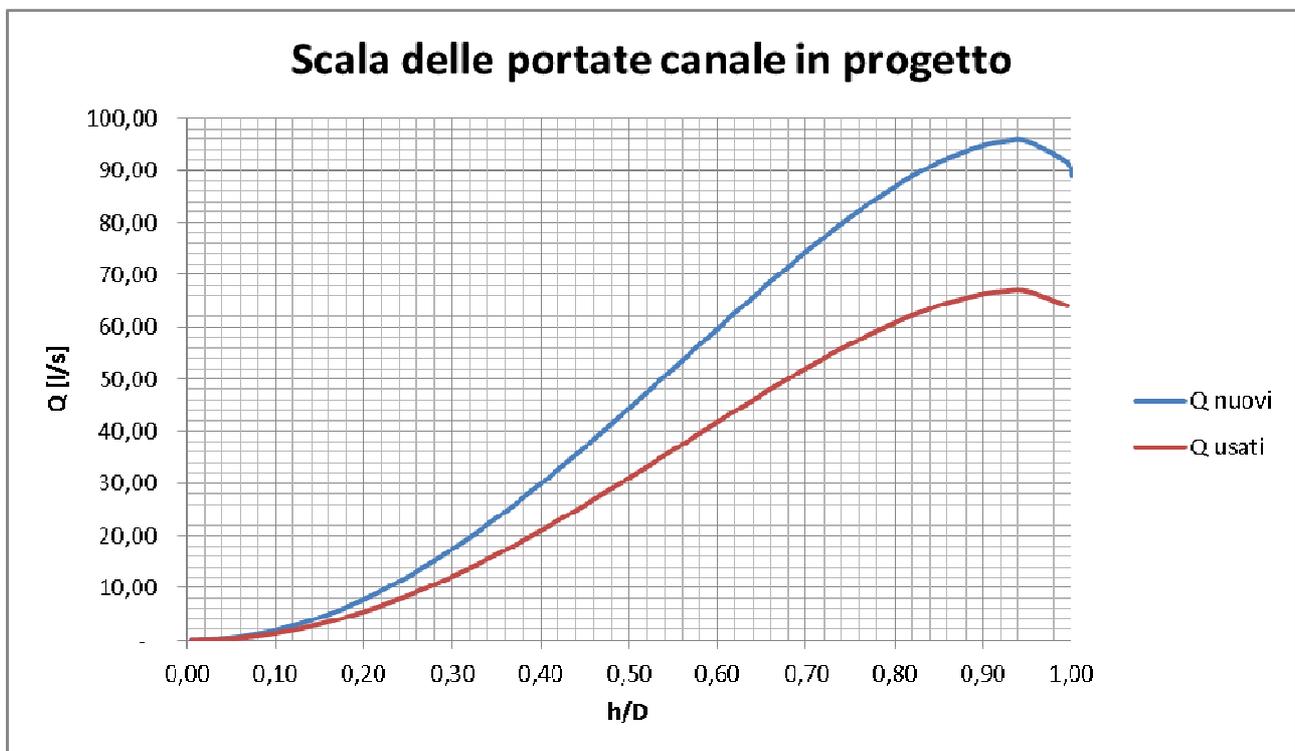
h/r	h	Tubi nuovi		Tubi usati	
		Q	V	Q	V
-	m	l/s	l/s	l/s	l/s
0,01	0,002	0,00	0,06	0,00	0,04
0,10	0,017	0,5	0,28	0,35	0,19
0,20	0,035	2,17	0,43	1,52	0,30
0,50	0,087	14,23	0,76	9,96	0,53
0,70	0,122	27,31	0,91	19,12	0,64
0,80	0,14	35,00	0,97	24,50	0,68
0,85	0,149	39,07	1,00	27,35	0,70
0,90	0,157	43,26	1,03	30,28	0,72
0,95	0,166	47,56	1,056	33,29	0,74
1,00	0,175	51,93	1,08	36,35	0,75
1,10	0,192	60,83	1,12	42,58	0,78
1,20	0,21	69,78	1,16	48,85	0,81
1,87	0,327	111,72	1,19	78,20	0,83
1,88	0,329	111,72	1,19	78,20	0,83
1,89	0,33	111,69	1,18	78,18	0,83
1,90	0,33	111,60	1,18	78,12	0,83
2,00	0,35	103,86	1,08	72,70	0,75

Scala delle portate canale in progetto



COLLETTORE DN 300 - PENDENZA 0,005 - Gres

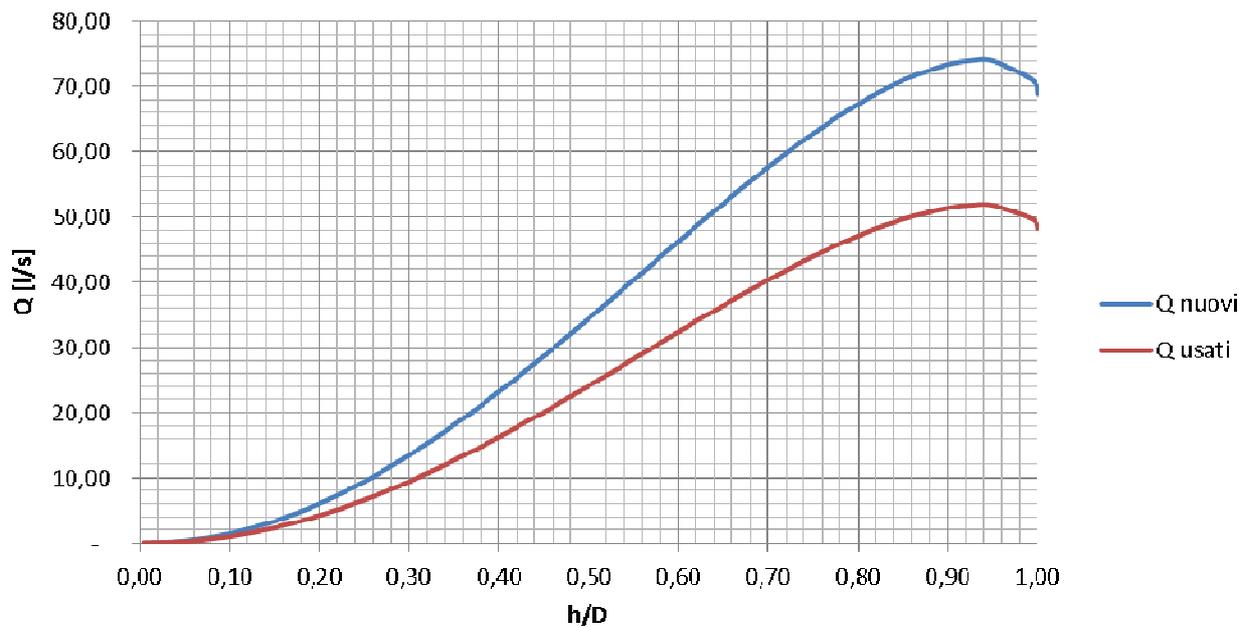
h/r	Tubi nuovi			Tubi usati	
	h	Q	V	Q	V
-	m	l/s	l/s	l/s	l/s
0,01	0,001	0,00	0,07	0,00	0,05
0,10	0,015	0,43	0,32	0,30	0,23
0,20	0,030	1,86	0,50	1,30	0,35
0,50	0,075	12,18	0,88	8,52	0,62
1,00	0,150	44,45	1,26	31,11	0,88
1,50	0,225	81,06	1,43	56,74	1,00
1,85	0,277	95,50	1,40	66,85	0,98
1,86	0,279	95,57	1,40	66,90	0,98
1,87	0,280	95,61	1,39	66,93	0,97
1,88	0,282	95,62	1,39	66,93	0,97
1,89	0,283	95,59	1,38	66,91	0,97
1,90	0,285	95,51	1,38	66,86	0,96
1,91	0,286	95,40	1,37	66,78	0,96
1,92	0,288	95,24	1,37	66,66	0,96
2,00	0,300	88,89	1,26	62,22	0,88



COLLETTORE DN 300 - PENDENZA 0,003 - Gres

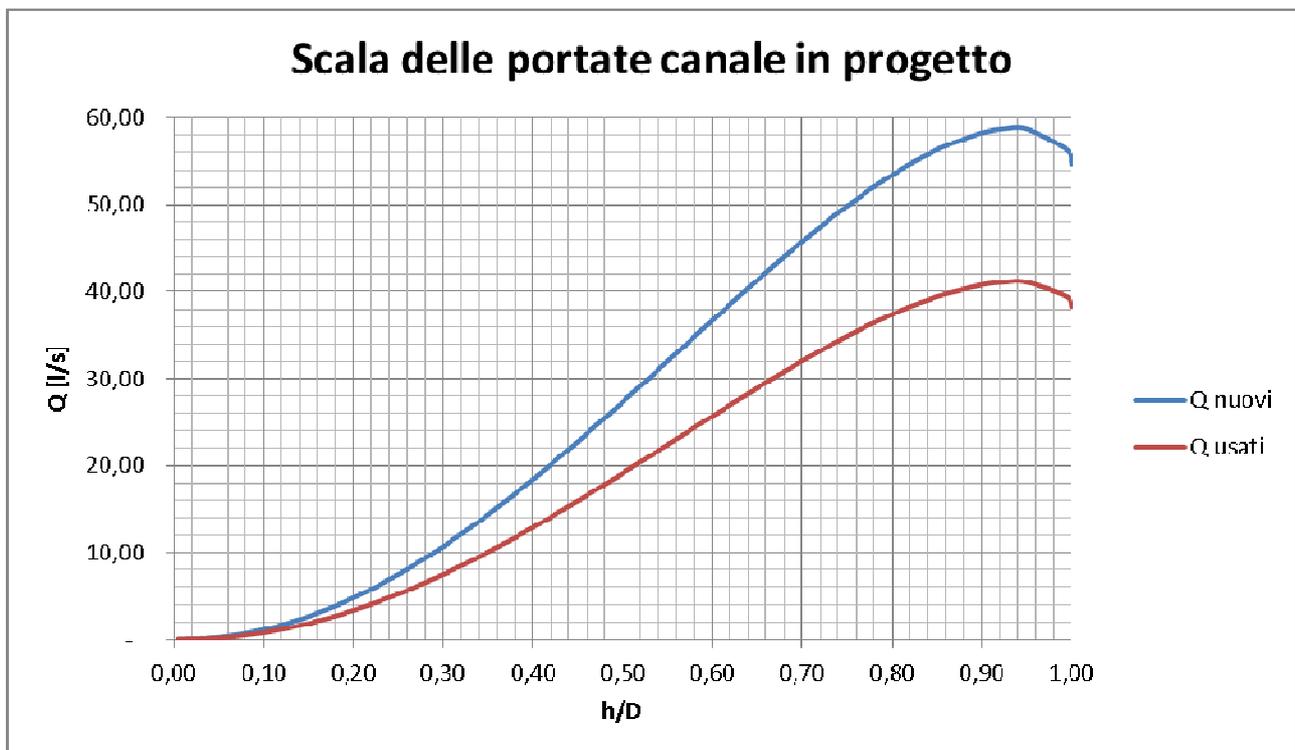
h/r	Tubi nuovi			Tubi usati	
	h	Q	V	Q	V
-	m	l/s	l/s	l/s	l/s
0,01	0,001	0,00	0,05	0,00	0,04
0,10	0,015	0,33	0,25	0,23	0,18
0,20	0,030	1,44	0,39	1,01	0,27
0,50	0,075	9,43	0,68	6,60	0,48
1,00	0,150	34,43	0,97	24,10	0,68
1,50	0,225	62,79	1,10	43,95	0,77
1,85	0,277	73,98	1,08	51,78	0,76
1,86	0,279	74,03	1,08	51,82	0,76
1,87	0,280	74,06	1,08	51,84	0,75
1,88	0,282	74,07	1,07	51,85	0,75
1,89	0,283	74,04	1,07	51,83	0,75
1,90	0,285	73,99	1,07	51,79	0,75
1,91	0,286	73,90	1,06	51,73	0,74
1,92	0,288	73,77	1,06	51,64	0,74
2,00	0,300	68,86	0,97	48,20	0,68

Scala delle portate canale in progetto



COLLETTORE DN 250 - PENDENZA 0,005 - Gres

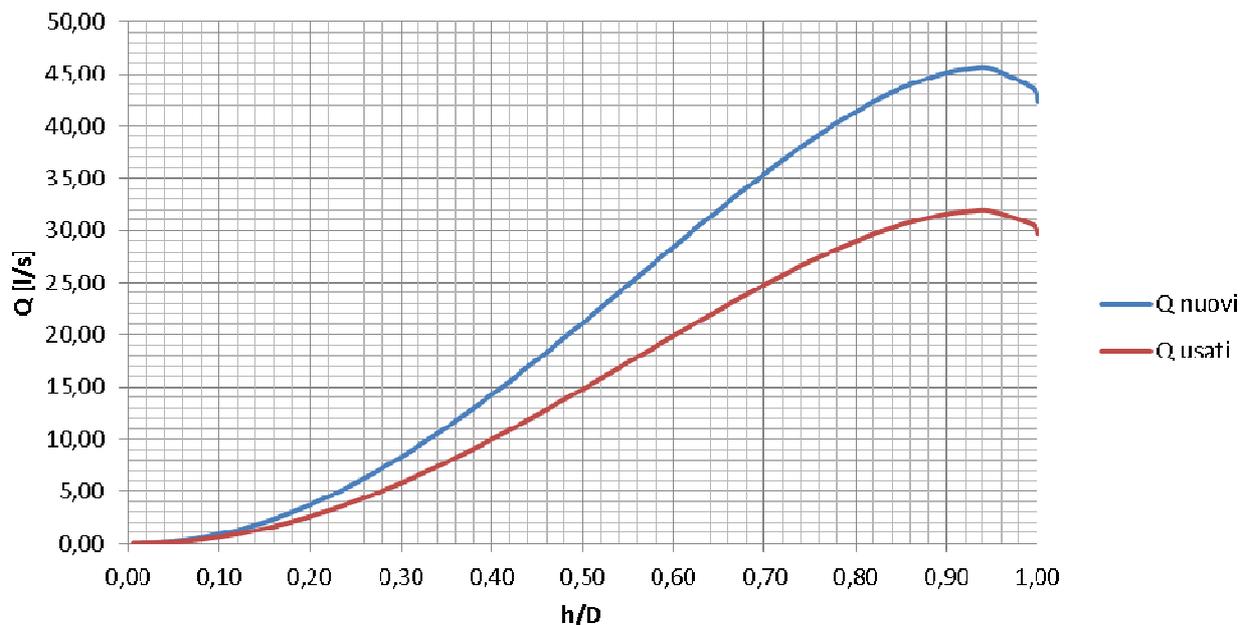
h/r	h	Tubi nuovi		Tubi usati	
		Q	V	Q	V
-	m	l/s	l/s	l/s	l/s
0,01	0,001	0,00	0,06	0,00	0,04
0,10	0,012	0,26	0,29	0,18	0,20
0,20	0,025	1,14	0,45	0,80	0,31
0,50	0,062	7,49	0,78	5,24	0,55
1,00	0,125	27,33	1,11	19,13	0,78
1,50	0,187	49,85	1,26	34,89	0,88
1,85	0,231	58,73	1,24	41,11	0,87
1,86	0,232	58,78	1,24	41,14	0,86
1,87	0,234	58,80	1,23	41,16	0,86
1,88	0,235	58,80	1,23	41,16	0,86
1,89	0,236	58,78	1,22	41,15	0,86
1,90	0,237	58,74	1,22	41,12	0,85
1,91	0,238	58,67	1,21	41,07	0,85
1,92	0,24	58,57	1,21	41,00	0,85
2,00	0,25	54,67	1,11	38,27	0,78



COLLETTORE DN 250 - PENDENZA 0,003 – Gres

h/r	h	Tubi nuovi		Tubi usati	
		Q	V	Q	V
-	M	l/s	l/s	l/s	l/s
0,01	0,001	0,20	0,22	0,00	0,03
0,10	0,012	0,88	0,35	0,14	0,16
0,20	0,025	5,80	0,60	0,62	0,24
0,50	0,062	21,17	0,86	4,06	0,42
1,00	0,125	38,61	0,98	14,82	0,60
1,50	0,187	45,49	0,96	27,03	0,68
1,85	0,231	45,53	0,96	31,85	0,67
1,86	0,232	45,55	0,95	31,87	0,67
1,87	0,234	45,55	0,95	31,88	0,67
1,88	0,235	45,53	0,95	31,88	0,67
1,89	0,236	45,50	0,94	31,87	0,66
1,90	0,237	45,44	0,94	31,85	0,66
1,91	0,238	45,37	0,94	31,81	0,66
1,92	0,24	42,34	0,86	31,76	0,66
2,00	0,25	0,20	0,22	29,64	0,60

Scala delle portate canale in progetto



3.4. Confronto tra la capacità di portata e le portate di progetto

Premesso che le condotte a gravità sono presenti solo nel tratto Arignano-Andezeno si riportano le seguenti considerazioni in merito alla verifica dei collettori in progetto per il funzionamento a tubazioni nuove ed usate:

TRATTO	Diametro	Materiale	Pendenza	Capacità di portata T. Nuovi	Capacità di portata T. Usati	Portata di progetto	Percentuale riempimento % ⁵
	Mm	-	1/1.000	l/s	l/s	l/s	
P1-P26	350	Gres	3	111,72	78,21	32	38-47
P36-P53	250	Gres	5	58,73	41,11	5	20-25
P40-P60	250	Gres	5	58,73	41,11	5	20-25
P26-P69	250	Gres	3	45,49	31,85	5	25-30
P36-P53	300	Gres	3	45,49	31,85	5	25-30
P37-P39	300	Gres	3	73,58	51,78	5	25-30

Per quanto concerne la verifica delle velocità si propone la seguente stima con le portate di riferimento massima (con 5 qmn) e minima (qmn).

TRATTO	Diametro	Materiale	Pendenza	Portata massima	Velocità T. Nuovi	Velocità T. Usati
	Mm	-	1/1.000		l/s	l/s
P1-P26	350	Gres	3	32	1,01	0,76
P36-P53	250	Gres	5	4,4	0,68	0,55
P40-P60	250	Gres	5	4,4	0,68	0,55
P60-P26	250	Gres	3	4,4	0,61	0,47
P26-P69	250	Gres	5	4,4	0,68	0,55

TRATTO	Diametro	Materiale	Pendenza	Portata qmn sdf	Velocità T. Nuovi	Velocità T. usati
	Mm	-	1/1.000		l/s	l/s
P1-P26	350	Gres	3	15,52	0,77	0,60
P36-P53	250	Gres	5	3,5	0,63	0,49
P40-P60	250	Gres	5	3,5	0,63	0,49
P60-P26	250	Gres	3	3,5	0,52	0,41
P26-P69	250	Gres	5	3,5	0,63	0,49

⁵ Il primo valore indica la percentuale di riempimento a tubi nuovi, il secondo a tubi incrostati

Tali considerazioni valgono evidentemente nelle condizioni di schematizzazione del regime idraulico adottate (moto uniforme).

3.5. Considerazioni conclusive

Per quanto concerne le valutazioni di carattere idraulico si può affermare che il sistema è verificato sia con tubazioni considerate come nuove che usate.

La velocità risulta compatibile con i valori massimi e/o minimi presenti in letteratura, fatta salva la velocità stimata nel tratto P 40 – P 26 e P26-P69 ove è sensibilmente tendente ai minimi consigliati.

4. Stazione di pompaggio e condotta di mandata

4.1. Comune di Mombello di Torino –Condotta di mandata, verifica stazione di pompaggio, volume di accumulo

Il diametro della condotta di mandata è stato verificato considerando i vincoli determinati dalla velocità massima e velocità minima nelle condizioni operative.

Considerando che la velocità minima adeguata in condotta di mandata può essere assunta pari a 0,3 m/s e che la velocità massima che deve essere inferiore a 1,5 m/s si è stabilito di utilizzare una tubazione in ghisa con DN 150.

Ipotizzando che la portata minima pompata non scenda al di sotto dei 5 l/s (approssimando i 4,78 l/s pari alla portata attuale prevista) la considerando la portata massima allontanata pari a 1,5 volte la portata massima in arrivo nelle condizioni più critiche ovvero 6,67 l/s si ottiene:

$$v_{\min} = \frac{Q_{\min}}{\Omega} = \frac{0,005}{0,018}_{D150} = 0,30 \text{ m/s}$$

$$v_{\max} = \frac{Q_{\max}}{\Omega} = \frac{0,010}{0,018}_{D150} = 0,6 \text{ m/s}$$

La portata minima di pompaggio deve essere maggiore di 5 l/s per evitare problemi di deposito nella condotta.

La stazione di pompaggio è stata dimensionata calcolando la perdita di carico totale come somma del dislivello geodetico, e delle perdite di carico distribuite e concentrate.

$$\Delta H_{\text{totale}} = \Delta H_{\text{concentrate}} + \Delta H_{\text{distribuite}} + \Delta h_{\text{geodetico}}$$

Dislivello geodetico

Quota terreno	292,70 m
Fondo scorrevole pozzetto esterno	291,32 m
Fondo scorrevole arrivo	291,18 m
Franco sfioro emergenza	290,98 m
Attacco pompa	290,53 m
Stacco pompa	288,93 m
Distanza stacco pompe e fondo vasca (volume morto)	1,00 m
Fondo vasca	287,93 m
Quota terreno punto massimo	302,60 m
Quota fondo scorrevole punto massimo	301,25 m
Differenza geodetica	13,32 m

Perdite di carico distribuite

Le perdite di carico distribuite sono state calcolate con la formula di Gauckler-Strickler:

$$J = \beta_r \cdot \frac{Q^2}{D^5}$$

$$\beta_r \text{ GaucklerStrickler} = \frac{10,3}{c^2 \cdot D^{1/3}}$$

$$\beta_r \text{ Kutter} = 0,000648 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{m}{\sqrt{D}}\right)^2$$

$$\beta_r \text{ Bazin} = 0,000857 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot \gamma}{\sqrt{D}}\right)^2$$

$$\beta_r = \frac{\beta_r \text{ GaucklerStrickler} + \beta_r \text{ Kutter} + \beta_r \text{ Bazin}}{3}$$

Con questa impostazione utilizzando i valori di m, γ , e C per i tubi in ghisa nuovi ed usati, si ottengono i valori dei parametri sopra indicati utilizzando i vari coefficienti di scabrezza secondo Kutter, Gauckler Strickler e Bazin.

Per il calcolo della cadente è stato assunto un valore pari alla media.

	t.n.	t.u	u.m.		t.n.	t.u
m =	0,12	0,3	m ^{1/2}	$\beta =$	0,0017	0,0032
$\gamma =$	0,06	0,23	m ^{1/2}	$\beta =$	0,0012	0,0026
C =	100	75	m ^{1/3} s ⁻¹	$\beta =$	0,0019	0,0034
				Media	0,0016	0,0031

Perdite di carico concentrate

Le perdite di carico totali concentrate, cautelativamente, sono state considerate incrementando la lunghezza della condotta del 25%.

Lunghezza condotta	575 m
Lunghezza di calcolo condotta	719 m
Portata massima	0,0067 m ³ /s
Diametro condotta di mandata	150 mm

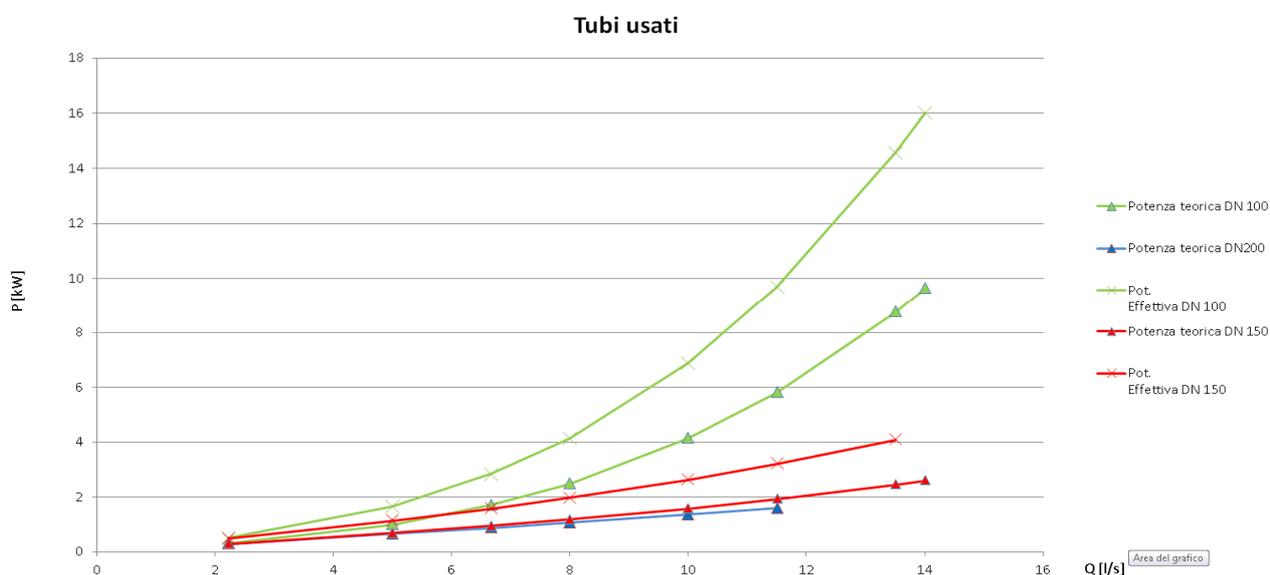
Il calcolo della potenza teorica della pompa è effettuato con la seguente formula:

$$Pot = \gamma \cdot Q \cdot \Delta H_{totale}$$

Noti i dati del peso specifico del liquame, della portata di dimensionamento e della prevalenza totale del sistema.

Per il calcolo della potenza effettiva si applica la seguente formula, ipotizzando un rendimento di circa il 60%.

$$Pot_{effettiva} = \frac{Pot}{\eta}$$



Il grafico sopra riportato evidenzia la potenza necessaria alla pompa al variare delle portate e del diametro della condotta di mandata e conferma che il diametro di mandata scelto è adeguato per ottimizzare la gestione dei costi di costruzione e di gestione.

La stazione di pompaggio è stata predisposta con due pompe funzionanti in modo alternato e ciascuna capace di allontanare fino a 1,5 volte la massima portata ovvero 10 l/s .

Questa scelta permette di garantire al sistema una buona flessibilità e garanzie della continuità di esercizio anche in caso di interventi di manutenzione.

Si è stabilito di installare dei modulatori di frequenza (inverter) per consentire una maggiore flessibilità di gestione delle portate.

I livelli nella vasca di accumulo sarà gestito mediante idonei dispositivi di misura e sarà tarato in modo tale da garantire un livello minimo di liquido al di sopra della pompa pari a 100 cm garantendo in tal modo che la pompa sia sempre sommersa e non si presentino fenomeni di cavitazione.

La portata pompata sarà misurata mediante un misuratore montato sulla tubazione di mandata.

Al fine di consentire che le pompe abbiano un ciclo di lavoro entro un intervallo di valori considerato come standard / ottimale, occorre dimensionare la vasca di accumulo e successivo pompaggio dei reflui.

Si è stabilito di utilizzare una vasca avente volume di accumulo netto pari a 5 mc. La condizione di riempimento/svuotamento della vasca con il sistema di pompaggio in progetto è la seguente:

Portata ingresso l/s	Riempimento		Svuotamento		Tempo tra avviamenti min
	s	min	s	min	
6,67	750	12	1500	25	37
4,78	1046	17	957	16	33

I valori soprariportati rispettano le condizioni della buona tecnica di gestione delle pompe che prevedono un numero massimo di avviamenti ora ⁽⁶⁾ e si possono considerare compatibili con i tempi massimi di detenzione dei reflui nelle vasche di accumulo che, in certe situazioni, devono essere inferiori a circa 30 minuti per evitare fenomeni di setticidità.

Il profilo longitudinale di progetto è caratterizzato da un punto di massima collocato in prossimità della camera di disconnessione e da un punto di minimo in prossimità del rio Mombello dovranno pertanto essere predisposti due manufatti uno di manovra, consistente in un pozzetto predisposto con saracinesche di scarico per l'eventuale scarico con canaljet, collocato nel punto di minima quota ed uno di sfiato nel punto di massima quota.

Lo sfiato è inoltre necessario per le operazioni di collaudo iniziale della condotta.

Tali predisposizioni dovranno essere oggetto di approfondimento nella stesura del progetto esecutivo.

4.2. *Comune di Arignano – Condotta di mandata, verifica stazione di pompaggio, volume di accumulo*

Il diametro della condotta di mandata è stato verificato considerando i vincoli determinati dalla velocità massima e velocità minima nelle condizioni operative.

Considerando che la velocità minima adeguata in condotta pari a 0,3 m/s e che la velocità massima che deve essere inferiore a 1,5 m/s si è stabilito di utilizzare una tubazione in ghisa con DN 200.

6

I costruttori di pompe suggeriscono in genere un massimo di 10 avviamenti/ora.

Ipotizzando che la portata minima pompata non scenda al di sotto dei 9,30 l/s e considerando la portata massima allontanata pari a 1 volta la portata massima in arrivo nelle condizioni più critiche ovvero 43 l/s si ottiene:

$$v_{\min} = \frac{Q_{\min}}{\Omega} = \left| \frac{0,009}{0,031} \right|_{D200} = 0,3 \text{ m/s}$$

$$v_{\max} = \frac{Q_{\max}}{\Omega} = \left| \frac{0,043}{0,031} \right|_{D200} = 1,3 \text{ m/s}$$

La portata minima di pompaggio deve essere maggiore di 9,30 l/s per evitare problemi di deposito nella condotta.

La stazione di pompaggio è stata dimensionata calcolando la perdita di carico totale come somma del dislivello geodetico, e delle perdite di carico distribuite e concentrate.

$$\Delta H_{\text{totale}} = \Delta H_{\text{concentrate}} + \Delta H_{\text{distribuite}} + \Delta h_{\text{geodetico}}$$

Dislivello geodetico

Quota terreno	272,66 m
Fondo scorrevole arrivo	269,23 m
Franco sfioro emergenza	268,83 m
Attacco pompa	268,63 m
Stacco pompa	267,03 m
Quota fondo vasca	266,03 m
Quota massimo scavo	265,03 m
Quota terreno punto massimo	277,87 m
Quota fondo scorrevole punto massimo	276,12 m
Differenza geodetica	10,09 m

Il dislivello geodetico medio è stato valutato considerando di realizzare una vasca di pompaggio a base quadrata e dimensioni pari a 5 m x 5 m

Perdite di carico distribuite

Le perdite di carico distribuite sono state calcolate con la formula di Gauckler-Strickler:

$$J = \beta_r \cdot \frac{Q^2}{D^5}$$

$$\beta_r \text{ GaucklerStrickler} = \frac{10,3}{c^2 \cdot D^{1/3}}$$

$$\beta_r \text{ Kutter} = 0,000648 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{m}{\sqrt{D}}\right)^2$$

$$\beta_r \text{ Bazin} = 0,000857 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot \gamma}{\sqrt{D}}\right)^2$$

$$\beta_r = \frac{\beta_r \text{ GaucklerStrickler} + \beta_r \text{ Kutter} + \beta_r \text{ Bazin}}{3}$$

Con questa impostazione utilizzando i valori di m , γ , e C per i tubi in ghisa nuovi ed usati, si ottengono i valori dei parametri sopra indicati utilizzando i vari coefficienti di scabrezza secondo Kutter, Gauckler Strickler e Bazin.

Per il calcolo della cadente è stato assunto un valore pari alla media.

	t.n.	t.u	u.m.		t.n.	t.u
$m =$	0,12	0,3	$m^{1/2}$	$\beta =$	0,0017	0,0032
$\gamma =$	0,06	0,23	$m^{1/2}$	$\beta =$	0,0012	0,0026
$C =$	100	75	$m^{1/3} s^{-1}$	$\beta =$	0,0019	0,0034
				Media	0,0016	0,0031

Perdite di carico concentrate

Le perdite di carico totali concentrate, cautelativamente, sono state considerate incrementando la lunghezza della condotta del 25%.

Lunghezza condotta netta	1.003 m
Portata massima	0,04222 m ³ /s
Diametro condotta di mandata	200 mm

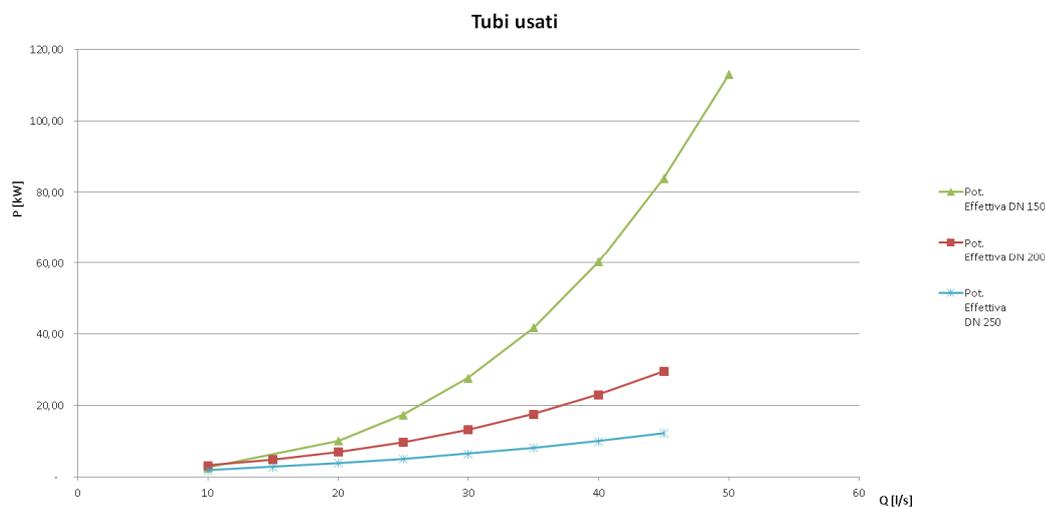
Il calcolo della potenza teorica della pompa è effettuato con la seguente formula:

$$Pot = \gamma \cdot Q \cdot \Delta H_{totale}$$

Noti i dati del peso specifico del liquame, della portata di dimensionamento e della prevalenza totale del sistema.

Per il calcolo della potenza effettiva si applica la seguente formula, ipotizzando un rendimento di circa il 60%.

$$Pot_{effettiva} = \frac{Pot}{\eta}$$



Il grafico sopra riportato evidenzia la potenza necessaria alla pompa al variare delle portate e del diametro della condotta di mandata e conferma che il diametro di mandata scelto è adeguato per ottimizzare la gestione dei costi di costruzione e di gestione.

La stazione di pompaggio è stata predisposta con due pompe funzionanti in modo alternato e ciascuna capace di allontanare fino alla massima portata ovvero 42,5 l/s.

Questa scelta permette di garantire al sistema una buona flessibilità e garanzie della continuità di esercizio anche in caso di interventi di manutenzione.

Si è stabilito di installare dei modulatori di frequenza (inverter) per consentire una maggiore flessibilità di gestione delle portate.

I livelli nella vasca di accumulo sarà gestito mediante idonei dispositivi di misura e sarà tarato in modo tale da garantire un livello minimo di liquido al di sopra della pompa pari a 100 cm garantendo in tal modo che la pompa sia sempre sommersa e non si presentino fenomeni di cavitazione.

La portata pompata sarà misurata mediante un misuratore montato sulla tubazione di mandata.

Al fine di consentire che le pompe abbiano un ciclo di lavoro entro un intervallo di valori considerato come standard / ottimale, occorre dimensionare la vasca di accumulo e successivo pompaggio dei reflui.

Si è stabilito di utilizzare una vasca avente volume di accumulo netto pari a circa 40 mc. La condizione di riempimento/svuotamento della vasca con il sistema di pompaggio in progetto è la seguente:

Portata ingresso l/s	Riempimento		Svuotamento		Tempo tra avviamenti min
	s	min	s	min	
42,3	941	15	//	//	continuo
10,76	3717	62	1266	21	83

I valori soprariportati consentono, in caso di pioggia, di garantire un tempo di attivazione progressiva per consentire una laminazione delle portate affluenti alla stazione di Andezeno.

Considerato l'andamento del profilo longitudinale del tratto in pressione dovranno essere realizzati alcuni manufatti di manovra consistenti in un pozzetto predisposto con saracinesche di scarico, per l'eventuale scarico con canaljet, e di sfiato.

Tali predisposizioni dovranno essere oggetto di approfondimento nella stesura del progetto esecutivo.

5. Acquedotto

5.1. Sistema acquedottistico – Stato di Fatto e prime indicazioni progettuali

I Comuni di Comuni di Arignano e Mombello di Torino hanno il sistema acquedottistico interconnesso, le cui acque vengono prelevate dal serbatoio ubicato a Borgonuovo in Marentino, costituito da tubazioni parte in eternit, parte in PEAD ed acciaio.

Relativamente agli interventi acquedottistici il presente progetto definitivo ripropone quanto già approvato dalla committenza con il progetto preliminare ovvero la sostituzione della tubazione esistente con una di pari diametro e la variazione di tracciato che comporta un incremento della lunghezza della nuova tubazione di circa il 18%. Tale scelta è giustificata dalla considerazione che le perdite di carico distribuite variano linearmente con la lunghezza e inversamente al quadrato della scabrezza, con minori perdite di circa il 25% così come determinato da Gauckler –Strickler con un possibile incremento lineare e pari a circa il 7% delle pressioni di servizio. Tale incremento è mantiene comunque le pressioni nei campi operativi della rete acquedottistica.

In fase di progettazione esecutiva si potrà approfondire la valutazione delle pressioni attualmente presenti nella rete acquedottistica mediante l'effettuazione di misure puntuali.

6. Normativa principale di riferimento

- Circolare Ministero LL. PP., n. 13643, del 18.12.1958, *"Norme per la progettazione dei lavori relativi alle reti interne di distribuzione degli acquedotti e reti ed impianti di fognature"*.
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 12 dicembre 1985 *"Norme tecniche relative alle tubazioni"*
- Circolare della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL. PP., n. 11633, del 07.01.1974, *"Istruzioni per la compilazione degli elaborati dei progetti di fognatura"*.
- Deliberazione del Comitato dei Ministri per la tutela delle acque dall'inquinamento, in data 04.02.1977, contenente *"Criteri, metodologie e norme tecniche generali di cui all'art. 2, lettere b), d) ed e) della Legge n. 319 del 10.05.1976, recante norme per la tutela dell'acqua dall'inquinamento"*. Allegato 4.
- Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio *"Guida alla progettazione dei sistemi di collettamento e depurazione delle acque reflue urbane"* 1/ 2001

- *Delibera ATO n°107/2002 e adeguamento con successi va Delibera n°169/2004;*
- *Regolamento disciplinante le funzioni tecnico amministrative nell'ATO3 "TORINESE" in materia di approvazione dei progetti delle infrastrutture del Servizio Idrico Integrato del marzo 2009*
- *Decreto Legislativo 12 aprile 2006, n.163 "Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE*
- *Decreto del Presidente della Repubblica 5 ottobre 2010, n.207 "Regolamento di esecuzione ed attuazione del decreto legislativo 12 aprile 2006, n.163, recante "Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE.*