

Comuni di MANTA e SALUZZO


Lavori di collettamento dei reflui provenienti dall'agglomerato di Manta all'abitato di Saluzzo eliminando l'impianto esistente abbattendo il costo energetico

Livello di progettazione:	PROGETTO DEFINITIVO
Oggetto elaborato:	Relazione di calcolo idraulico

Progetto:



Sede Legale: Corso Nizza 88 - 12100 Cuneo
Tel. 800.194.065 - Fax 0171.326710
Partita IVA: 02468770041
Capitale sociale € 5.000.000
e-mail: acda@acda.it

Progettazione: (Ordine Ingegneri di Cuneo n.° A1886)	Dott. Ing. Fabio Monaco
Responsabile Unico del Procedimento:	Dott. Ing. Roberto Beltritti
Collaborazione:	ETC Engineering 

COMMESSA	Livello di progetto	Categoria di progetto	Tipo elaborato	N. elaborato	REV.	DATA
P0229	DE	GE	TX	02	01	15.09.2021

REV.	Descrizione:	DATA:	Redatto da:	Verificato da:	Approvato da:
00	EMISSIONE per consegna progetto definitivo	11.03.21	ETC	F. Monaco	R. Beltritti
01	EMISSIONE per revisione rapporto di verifica	15.09.21	ETC	F. Monaco	R. Beltritti

**LAVORI DI COLLETTAMENTO DEI REFLUI
PROVENIENTI DALL'AGGLOMERATO DI MANTA AL
DEPURATORE DI SALUZZO (CN)**

P0229-DE-GE-TX-02_01

Relazione di calcolo idraulico

INDICE

1	PREMESSA	3
2	CRITERI GENERALI DI DIMENSIONAMENTO IDRAULICO.....	4
2.1	Tubazioni in pressione.....	4
2.2	Moto a pelo libero	5
2.3	Stramazzi	6
2.4	Luci di fondo	7
3	CALCOLI IDRAULICI	8
3.1	Portate di progetto.....	8
3.2	Caratteristiche delle tubazioni	8
3.3	Risultati dei calcoli idraulici	8
3.3.1	<i>Grigliatura e pozzetto scolmatore</i>	<i>9</i>
3.3.2	<i>Stazione di sollevamento</i>	<i>9</i>
3.3.3	<i>Alimentazione depuratore.....</i>	<i>11</i>
3.3.4	<i>Vasca di sollevamento</i>	<i>12</i>

1 PREMESSA

La presente relazione illustra i risultati delle verifiche di calcolo finalizzate a definire il profilo idraulico nella stazione di sollevamento dell'agglomerato di Manta (CN) nella configurazione prevista a seguito degli interventi di progetto così come mostrato nell'elaborato P0229-DE-IMP-DW-10.

Oltre al dimensionamento dei collegamenti idraulici di nuova realizzazione, le valutazioni condotte hanno permesso di verificare l'adeguatezza delle pompe di sollevamento per il collettamento dei reflui alla rete fognaria e quindi all'impianto di depurazione del comune di Saluzzo.

Dopo un riassunto dei criteri di dimensionamento idraulico a cui è stato fatto riferimento nei calcoli (capitolo 2), il documento riepiloga il quadro delle portate massime attese nello scenario di progetto, con riferimento alle quali sono state condotte le valutazioni, e riporta in forma sintetica i risultati ottenuti per i vari collegamenti analizzati, suddivisi nelle varie sezioni impiantistiche oggetto di intervento (capitolo 3).

2 CRITERI GENERALI DI DIMENSIONAMENTO IDRAULICO

2.1 TUBAZIONI IN PRESSIONE

La perdita di carico in una tubazione in pressione può essere suddivisa in una componente distribuita su tutta la sua lunghezza e una derivante dalla sommatoria delle perdite concentrate in corrispondenza dei vari elementi del circuito idraulico, quali curve, valvole, imbocchi e sbocchi, restringimenti, allargamenti, ecc.

Dette J la cadente piezometrica (m/m) e L la lunghezza della tubazione (m), le perdite di carico distribuite vengono calcolate mediante la relazione

$$H_d = J \cdot L \quad \text{Equazione 1}$$

La cadente piezometrica J può essere determinata attraverso la formula empirica di Hazen-Williams

$$J = \frac{10.675 \cdot Q^{1.852}}{C^{1.852} \cdot D^{4.8704}} \quad \text{Equazione 2}$$

in cui Q rappresenta la portata transitante (espressa in m³/s), D il diametro interno della tubazione (in m) e C il coefficiente adimensionale di scabrezza, per il quale possono essere utilizzati valori di 120 per le tubazioni in acciaio al carbonio, di 140 per quelle in acciaio inox e di 150 per quelle in materiale plastico (PEAD o PVC).

Le perdite di carico localizzate sono state invece stimate attraverso la formula generale

$$H_c = \sum_i \xi_i \cdot \frac{v^2}{2g} \quad \text{Equazione 3}$$

attribuendo ai coefficienti ξ_i valori variabili a seconda del particolare elemento del circuito idraulico considerato e delle condizioni operative previste in termini di diametro del tubo e velocità di flusso, ricavati da tabelle riportate in letteratura (ad esempio $\xi=1$ in caso di sbocco, $\xi=0.5$ in caso di imbocco, $\xi=0.3$ in caso di piede d'accoppiamento, $\xi=0.15 \div 0.40$ per valvola a saracinesca tutta aperta, $\xi=0.2 \div 1.2$ per valvola a farfalla tutta aperta, $\xi=0.10 \div 0.40$ per curva a 90° con $R=1.5 \cdot D$, ecc.). In caso di collegamenti che interessano flussi di fango, caratterizzati dalla presenza di concentrazioni significative di solidi sospesi, le perdite di carico complessive vengono incrementate applicando un fattore moltiplicativo k , proporzionale appunto al tenore di SST, per tenere conto dell'incremento di viscosità del fluido rispetto all'acqua.

2.2 MOTO A PELO LIBERO

Per la verifica del livello di moto uniforme all'interno dei canali a pelo libero può essere utilizzata la formula di Gauckler-Strickler

$$Q = K_s \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot i_F^{1/2} \quad \text{Equazione 4}$$

in cui

- A rappresenta l'area bagnata (m^2);
- R_h il raggio idraulico (m), rapporto tra area A (m^2) e contorno bagnato C_b (m);
- i_F la pendenza del fondo;
- K_s il coefficiente di scabrezza, che può essere assunto pari a $70 \div 90 \text{ m}^{1/3}/s$ in caso di canali in calcestruzzo e $120 \div 140 \text{ m}^{1/3}/s$ per canali in acciaio o in materiale plastico (con valori inferiori nei range indicati per tener conto dell'usura nel tempo).

In caso di canali a sezione rettangolare la formula di moto uniforme diviene

$$Q = K_s \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{b \cdot h}{b + 2 \cdot h} \right)^{3/2} \cdot i_F^{1/2} \quad \text{Equazione 5}$$

dove b è la larghezza del canale (m) e h è appunto l'altezza di moto uniforme (m).

Nel caso di un moto a pelo libero in una condotta, facendo riferimento allo schema riportato in Figura 1, l'area e il contorno bagnati possono essere calcolate attraverso le relazioni:

$$A = \frac{r^2}{2} \cdot (\phi - \sin \phi) \quad \text{Equazione 6}$$

$$C_b = r \cdot \phi \quad \text{Equazione 7}$$

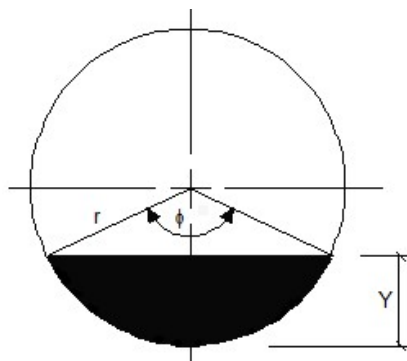


Figura 1: Schema per il calcolo idraulico di una condotta a pelo libero

Pertanto, l'equazione del moto uniforme diventa

$$Q = K_s \cdot \frac{r^2}{2} \cdot (\phi - \sin \phi) \cdot \left[\frac{r}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sin \phi}{\phi} \right) \right]^{2/3} \cdot i_F^{1/2} \quad \text{Equazione 8}$$

da cui è possibile ricavare l'angolo ϕ .

Il coefficiente di scabrezza K_s può essere assunto pari a $70 \div 90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ in caso di tubazioni in calcestruzzo e $120 \div 140 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per tubazioni in acciaio o in materiale plastico (con valori inferiori nei range indicati per tener conto dell'usura nel tempo).

Facendo ricorso a considerazioni di tipo trigonometrico, il tirante Y (differenza di quota fra il pelo libero e il fondo del tubo) può essere quindi determinato come

$$Y = r \cdot \left(1 - \cos \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{Equazione 9}$$

Si definisce inoltre il grado di riempimento w come rapporto percentuale tra il tirante Y e il diametro interno D :

$$w = \frac{Y}{D} \quad \text{Equazione 10}$$

Sia nel caso della canaletta che della tubazione a pelo libero, una volta verificato che il tirante è adeguato, considerando le perdite di carico corrispondenti a quelle che si avrebbero in moto uniforme si assume che la cadente energetica sia pari alla pendenza del fondo i_F . La perdita di carico viene quindi calcolata come il prodotto fra quest'ultima e la lunghezza del tubo o della canaletta.

2.3 STRAMAZZI

La relazione utilizzata per il dimensionamento degli stramazzi rettilinei è la seguente

$$Q = \frac{2}{3} \cdot c_c \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{3/2} \quad \text{Equazione 11}$$

dove Q è la portata che transita, b è la larghezza dello stramazzo, h è il carico sullo stramazzo, g è l'accelerazione gravitazionale (9.81 m/s^2) e c_c è il coefficiente di contrazione, che può essere assunto pari a 0.61 in caso di soglia in parte sottile e 0.578 in caso di parete grossa (ossia di spessore d non trascurabile rispetto al carico sullo stramazzo). In questo secondo caso la relazione è valida per $0.1 \leq h/d \leq 1.5$.

In caso di stramazzo rigurgitato, occorre tenere conto del battente idraulico presente a valle rispetto alla soglia dello stramazzo (h_v); indicando con $\Delta h = h - h_v$ la differenza di livello tra monte e valle della soglia, si ha:

$$Q = c_c \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot \Delta h + h_v \right) \quad \text{Equazione 12}$$

Per gli stramazzi a sezione triangolare, viene invece utilizzata l'equazione

$$Q = \frac{8}{15} \cdot c_c \cdot \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{5/2} \quad \text{Equazione 13}$$

in cui il carico h è calcolato con riferimento alla quota del vertice dello stramazzo, di cui α rappresenta l'ampiezza.

2.4 LUCI DI FONDO

L'efflusso libero da luci sotto battente è governato dall'equazione

$$Q = c_c \cdot A_L \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad \text{Equazione 14}$$

in cui Q è la portata che transita, c_c è il coefficiente di contrazione (pari a 0.61 in caso di luce a spigolo vivo, a 0.82 in caso di tubo addizionale esterno o luce in parete grossa e a 0.50 in caso di tubo addizionale interno), A_L è l'area dell'apertura, h è la distanza del baricentro della luce dal pelo libero e g è l'accelerazione gravitazionale (9.81 m/s^2).

In caso di efflusso rigurgitato vale invece la relazione

$$Q = c_c \cdot A_L \cdot \left(v_v + \sqrt{v_m^2 - v_v^2 + 2 \cdot g \cdot \Delta h} \right) \quad \text{Equazione 15}$$

dove v_m e v_v sono le velocità medie di flusso a monte e a valle della luce e Δh è la differenza di quota fra il pelo libero a monte e a valle della stessa, mentre gli altri simboli hanno il medesimo significato visto nel caso di efflusso libero.

Qualora le velocità medie a monte e valle della luce risultino trascurabili, come avviene ad esempio nel caso di luci di fondo per il collegamento tra due vasche, la formula si semplifica in

$$Q = c_c \cdot A_L \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h} \quad \text{Equazione 16}$$

3 CALCOLI IDRAULICI

3.1 PORTATE DI PROGETTO

I calcoli di verifica idraulica sono stati condotti facendo riferimento, per i singoli circuiti di collegamento tra le diverse sezioni di trattamento e le varie apparecchiature elettromeccaniche a servizio, alle condizioni maggiormente gravose in relazione sia al flusso in transito, sia alla conformazione dei circuiti stessi, derivante dalle scelte progettuali effettuate.

La portata di refluò considerata nei calcoli idraulici relativi alla linea acque è stata pertanto assunta pari a quella massima in tempo di pioggia nello scenario di progetto, riportata in Tabella 1.

Tabella 1: Portata di progetto

Parametro	Unità di misura	Valore
Potenzialità di progetto dell'impianto	AE	4 000
Dotazione idrica pro-capite netta	L/AE d	200
Portata media in tempo secco	m ³ /h	33
	m ³ /d	800
Coefficiente per Q _p	-	5.0
Portata di pioggia da sollevare	m ³ /h	167
	m ³ /d	4 000

3.2 CARATTERISTICHE DELLE TUBAZIONI

I diametri interni delle tubazioni soggette a verifica corrispondono a quelli stabiliti dalla normativa tecnica di riferimento per le tipologie di tubazioni impiegate per il trasporto di liquidi (refluò grezzo o trattato). Si tratta in particolare di:

- tubazioni in acciaio inox AISI304, conformi alle norme ANSI B36.9-36.10 – Schedule 40 s, **per i tratti fuori terra**;
- tubazioni in polietilene ad alta densità (PE100) per il trasporto del refluò in pressione, conformi agli standard UNI EN 12201 - SDR17 PN16, **per i tratti interrati**.
- tubazioni in PVC-U rigido per fognatura e scarichi **interrati non in pressione** della serie SN16, conformi alla norma europea UNI EN 13476.

3.3 RISULTATI DEI CALCOLI IDRAULICI

I risultati dei calcoli effettuati per la verifica idraulica dei collegamenti e per la stazione di sollevamento del refluò, per la definizione della prevalenza richiesta alle pompe di nuova installazione, sono riportati nelle tabelle seguenti.

3.3.1 Grigliatura e pozzetto scolmatore

Sezione: GRIGLIATURA E BY-PASS ECCESSO 5Qm		
GRIGLIATURA		
Portata massima	m³/h	560
Livello minimo a valle della griglia	mm	430
Livello massimo a monte della griglia	mm	670
Larghezza canale	mm	700
BY-PASS ECCESSO 5Qm		
Tipo di collegamento: Stramazzo rettangolare in parete sottile		
Larghezza stramazzo	m	1.00
Carico massimo sullo stramazzo	m	0.154
Quota della cresta dello stramazzo (quota opera civile)	m s.l.m.	375.45
Quota massima pelo libero sullo stramazzo	m s.l.m.	375.60

3.3.2 Stazione di sollevamento

Sezione: SOLLEVAMENTO INIZIALE		
Tipo di collegamento: Tubazione in pressione fuori terra		
Numero pompe (con mandata indipendente)	-	2+1R
Portata massima due pompe in funzione	m³/h	167
Portata pompa in condizioni medie	m³/h	135
Materiale tubazione	-	AISI304
Diametro nominale	mm	150
Diametro interno tubazione	mm	154.1
Velocità di flusso	m/s	2.01
Lunghezza tubazione	m	10.0
Coefficiente di scabrezza	-	140
Perdita di carico distribuita	m	0.234
Perdite di carico localizzate	m	0.619
Fattore correttivo per la viscosità del fluido trasportato	-	1.0
Perdita di carico complessiva	m	0.853

Sezione: SOLLEVAMENTO INIZIALE		
Tipo di collegamento: Tubazione in pressione interrata		
Numero pompe (con mandata indipendente)	-	2+1R
Portata massima due pompe in funzione	m³/h	167
Portata pompa in condizioni medie	m³/h	135
Materiale tubazione	-	PEAD PN16

Diametro esterno	mm	225
Diametro interno tubazione	mm	184
Velocità di flusso	m/s	1.74
Lunghezza tubazione	m	2434
Coefficiente di scabrezza	-	150
Perdita di carico distribuita	m	31.17
Perdite di carico localizzate	m	3.88
Fattore correttivo per la viscosità del fluido trasportato	-	1.0
Perdita di carico complessiva (considerando anche la mandata)	m	35.47
Dislivello geodetico (differenza di quota tra livello minimo nel sollevamento e tubazione finale rete fognaria)	m	-23.3
Prevalenza pompa	m	12.51

Affinché la tubazione di mandata venga mantenuta sempre in pressione e quindi le perdite di carico nella condotta bilanciano il dislivello geodetico negativo presente, **la portata minima a cui la singola pompa può funzionare è di 130 m³/h**. Quando le pompe si fermano è necessario che il sifone si disinneschi, altrimenti l'acqua continuerebbe ad essere aspirata dalla vasca di carico fino al livello di aspirazione delle pompe, pertanto è necessario installare una valvola di sfiato in corrispondenza del punto più alto della condotta, in modo da fare entrare l'aria in condotta quando la pressione relativa in condotta è negativa e faccia uscire l'aria quando le pompe rimandano in pressione la condotta.

Le pompe sono previste asservite ad inverter, in Figura 2 è riportato il punto di lavoro delle pompe funzionanti in parallelo per il sollevamento della massima portata di pioggia (167 m³/h) e le curve di funzionamento della singola pompa al variare della frequenza.

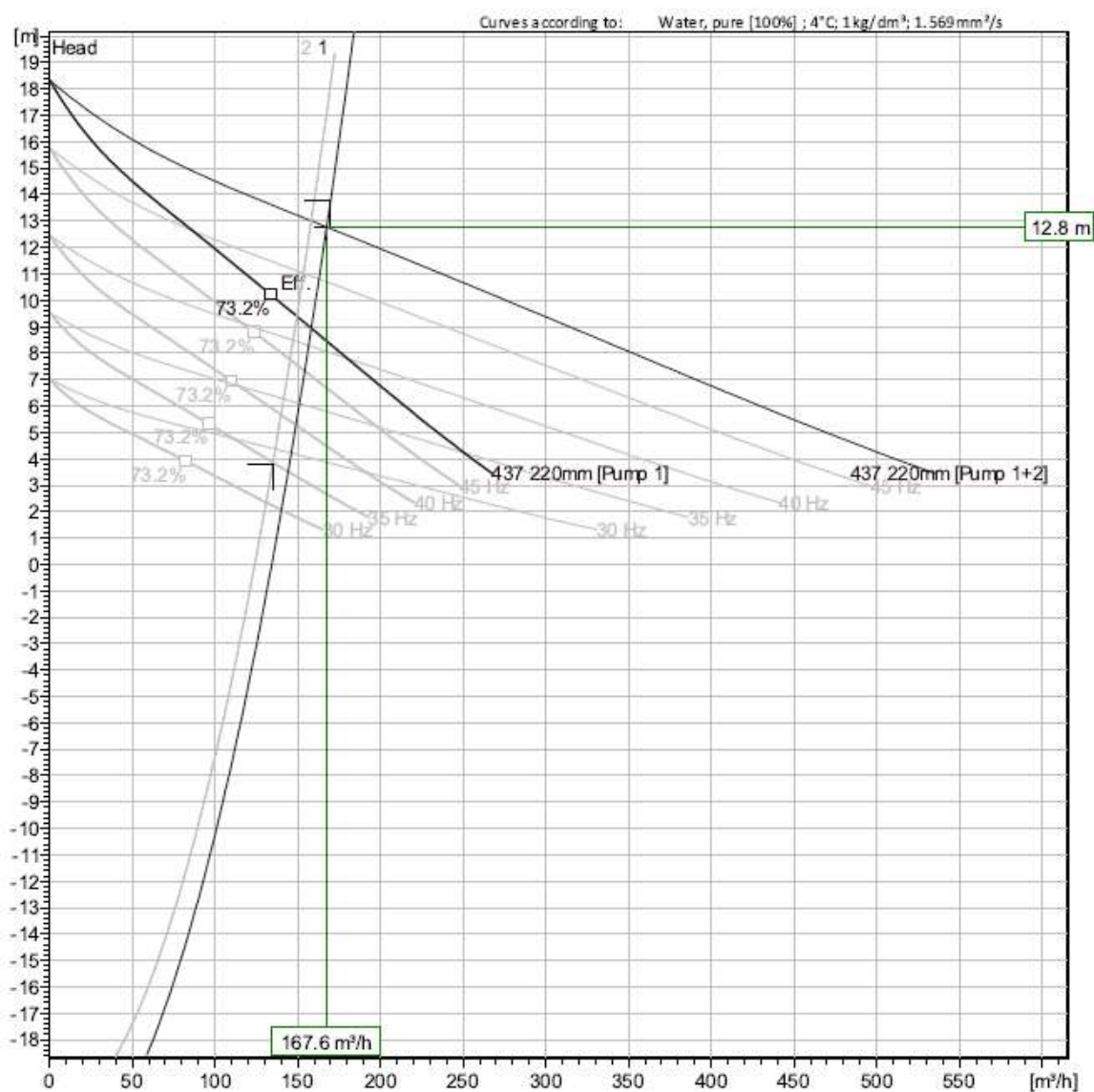


Figura 2: Curve pompe di progetto

3.3.3 Alimentazione depuratore

Sezione: TUBAZIONE A GRAVITA' A DEPURATORE		
Tipo di collegamento: Tubazione a gravità		
Portata massima	m³/h	167
Materiale tubazione	-	PVC
Diametro esterno De	mm	315
Diametro interno tubazione	mm	277.6
Pendenza	-	1.95%
Lunghezza tubazione	m	220
Coefficiente di strickler	m ^{1/3} /s	120
Quota fondo condotta iniziale	m s.l.m.	350.75
Quota fondo condotta finale	m	346.46

Tirante di moto uniforme	m	0.10
Grado di riempimento	-	36%
Quota pelo libero a valle	m s.l.m.	346.56
Quota pelo libero a monte	m s.l.m.	350.85

3.3.4 Vasca di sollevamento

Il dimensionamento delle vasche di sollevamento è generalmente effettuato per assicurare che le pompe operino con un adeguato intervallo di tempo tra un avviamento e il successivo. Il numero di avviamenti/ora varia normalmente tra 12 e 4 in dipendenza dal tipo di pompa e dalla sua potenza, diminuendo il numero di attacchi con l'aumentare della potenza.

Il volume minimo di refluo per ciascuna pompa è calcolato con la seguente formula:

$$V_i = \frac{T_c \cdot Q_i}{4} \quad \text{Equazione 17}$$

dove:

V_i : volume di refluo per ogni pompa (m^3)

T_c : tempo di ciclo della singola pompa (h), calcolato come $1/n_{\text{avviamenti, max}}$

Q_i : portata massima per ogni singola pompa

Per ottenere il volume complessivo della vasca di sollevamento, al volume sopra calcolato è necessario aggiungere il volume minimo di sommersenza della pompa. Nella tabella seguente è riportato il calcolo del volume minimo della vasca di sollevamento necessario per garantire il corretto funzionamento delle pompe, calcolato nelle condizioni di portata massima di pioggia.

Sezione: SOLLEVAMENTO INIZIALE		
Portata massima	m^3/h	167
Numero pompe installate	-	3
Numero pompe di riserva	-	1
Numero pompe funzionanti	-	2
Numero massimo di avviamenti	-	5
Portata di ciascuna pompa	m^3/h	83.5
Tempo di ciclo della singola pompa (T_c)	h	0.20
Volume di refluo per ogni pompa	m^3	4.3
Volume di refluo totale per il sistema di pompaggio	m^3	10.0

Dalla stima effettuata risulta che il volume minimo necessario per il corretto funzionamento delle pompe è pari a $10 m^3$, al quale andrebbe aggiunto il volume di minima sommersenza che dipende dalle dimensioni planimetriche della vasca e dall'altezza di minima sommersenza che è

stata considerata pari a 0.8 m. Indicativamente il **volume complessivo minimo della vasca di sollevamento, necessario per il corretto funzionamento della stazione di pompaggio è di 35 m³.**

Per garantire un ricambio completo del refluo contenuto nella tubazione all'avviamento delle pompe, è necessario che venga accumulato un **volume minimo pari al volume della condotta di mandata, che in questo caso corrisponde a circa 65 m³.**

Nella tabella seguente si riportano le reali dimensioni della vasca di sollevamento.

Sezione: SOLLEVAMENTO INIZIALE		
Larghezza vasca	m	8
Lunghezza vasca	m	8
Altezza utile del refluo	m	2
Volume utile	m³	128

La portata di refluo sollevata deve essere collettata all'impianto di Saluzzo, il quale presenta una capacità residua di 3500 AE. Con lo scopo di non andare a sovraccaricare in condizioni medie l'impianto di trattamento di Saluzzo, il dimensionamento della vasca di sollevamento a servizio dell'agglomerato di Manta è stato effettuato per garantire una volumetria tale da poter accumulare il refluo durante le ore di picco giornaliero della portata in arrivo all'impianto di Saluzzo (indicativamente nelle fasce orarie 8:00 – 10:00 e 19:30 – 21:30), per poter poi procedere al sollevamento durante le ore di minor carico. Le logiche di gestione del sollevamento saranno implementate a telecontrollo durante la gestione dell'impianto, nel seguito viene riportata un'ipotesi di gestione del sollevamento, sulla base di un andamento giornaliero tipico da letteratura della portata in ingresso all'impianto di Manta (Figura 3).

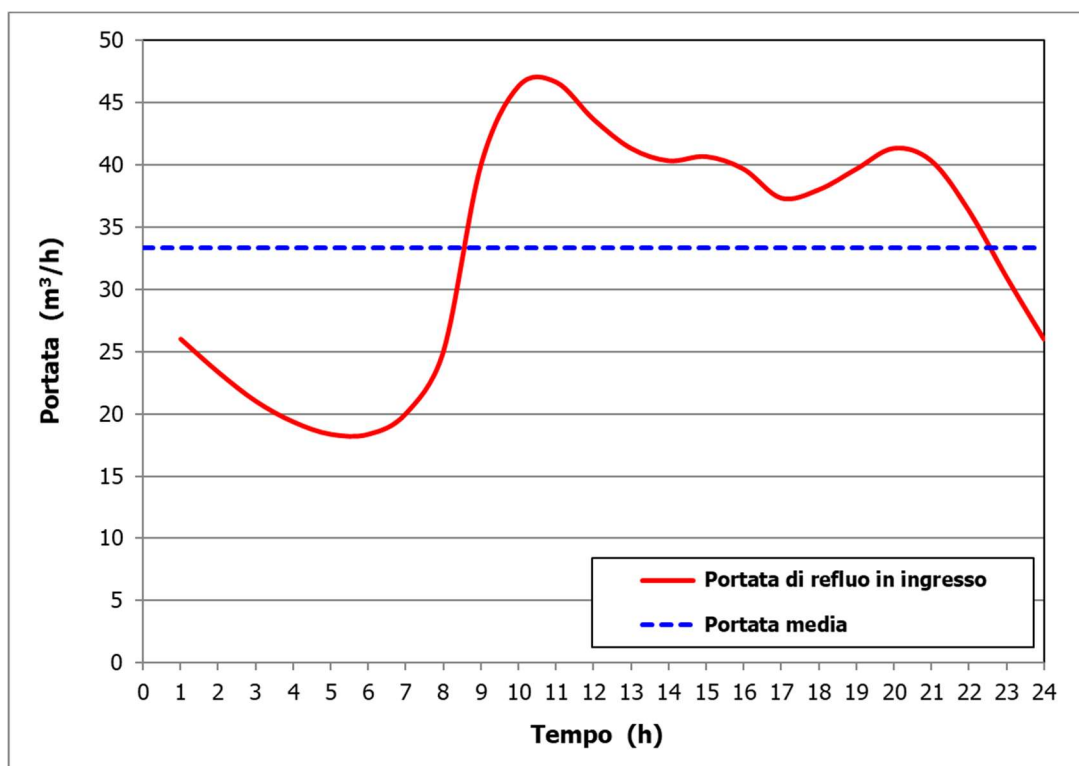


Figura 3: Ipotesi variazione giornaliera della portata in ingresso all'impianto di Manta

In Tabella 1 e in Figura 4 è riportata l'ipotesi di avviamento delle pompe di sollevamento, in modo da non sovraccaricare l'impianto di Saluzzo nelle fasce orarie di maggior carico. Come indicato nelle verifiche idrauliche, la portata minima con cui potrà essere avviata la singola pompa è di 130 m³/h, affinché la tubazione di mandata venga mantenuta sempre in pressione e quindi le perdite di carico nella condotta bilanciano il dislivello geodetico negativo presente, pertanto all'interno delle fasce orarie indicate, si provvederà con degli stacca e attacca in modo da garantire la portata minima richiesta. Data la velocità nella condotta (circa 1.4 m/s) e la lunghezza complessiva della tubazione (circa 2400 m), da quando la pompa di sollevamento viene avviata a quando il reflu arriva all'impianto di Saluzzo trascorre un tempo pari a circa 30 minuti.

Tabella 2: Ipotesi logica attivazione pompe sollevamento Manta

Fascia oraria attivazione pompe – sollevamento Manta	Volume accumulato nella vasca al momento dello spegnimento della pompa (m³)	Fascia oraria arrivo portata – impianto Saluzzo
4:00 – 5:00	13	4:30 – 5:30
7:00 – 8:00	0	7:30 – 8:30
11:00 – 12:00	42	11:30 – 12:30
14:00 – 15:00	29	14:30 – 15:30
17:00 – 19:00	0	17:30 – 19:30
22:00 – 23:00	14	22:30 – 23:30

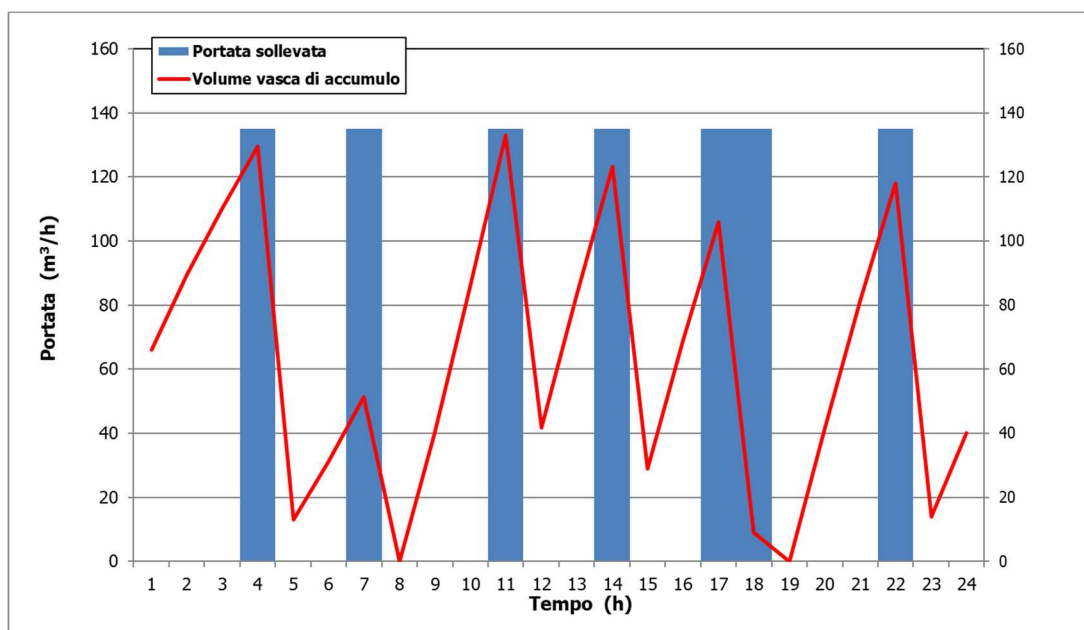


Figura 4: Ipotesi variazione giornaliera della portata in ingresso all'impianto di Manta

**ALLEGATO: VERIFICA ALLA DEFORMAZIONE DIAMETRALE PER
TUBAZIONI IN PEAD E DETTAGLIO CALCOLI IDRAULICI**

Verifica secondo Marston-Spangler

Dati dimensionali del Tubo			
Diametro	DN =	184	mm
Rigidezza circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	16	kN/m ²
Modulo di elasticità	E_m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete	liscio		
Dati dello scavo			
Larghezza	B =	0,800	m
Altezza sull'estradosso	H =	1,00	m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfiango	Sabbia secca		
Peso specifico rinterro	γ_t =	15	kN/m ³
Angolo di attrito interno	φ =	30	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	μ =	0,58	°
Angolo di supporto	2α =	0	°
Tipo di compattazione	Moderata		
Modulo di elasticità terreno	E_t =	7000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	0	m
Peso specifico sommerso del riempimento	γ' =	15,9	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)	Trincea larga		
Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	K_a =	0,333	
Coeff.di carico statico	χ =	0,992	
Carico idrostatico	Q_{idr} =	0,000	kN/m
Carico statico	Q_{st} =	2,760	kN/m
Determinazione carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	HT26		
Carico per ruota	P =	35	kN/ruota
Coeff. dinamico	ω =	1,3	
Tensione dinamica	σ_z =	18,484	kN/m ²
Carico dinamico	Q_d =	4,421	kN/m
Carico totale	Q =	7,181	kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0,121	
Coeff. di deformazione differita	F =	1,5	
Deformazione assoluta	Δd =	2,35	mm
Deformazione relativa %	δ =	1,276	%
		Tubazione verificata	

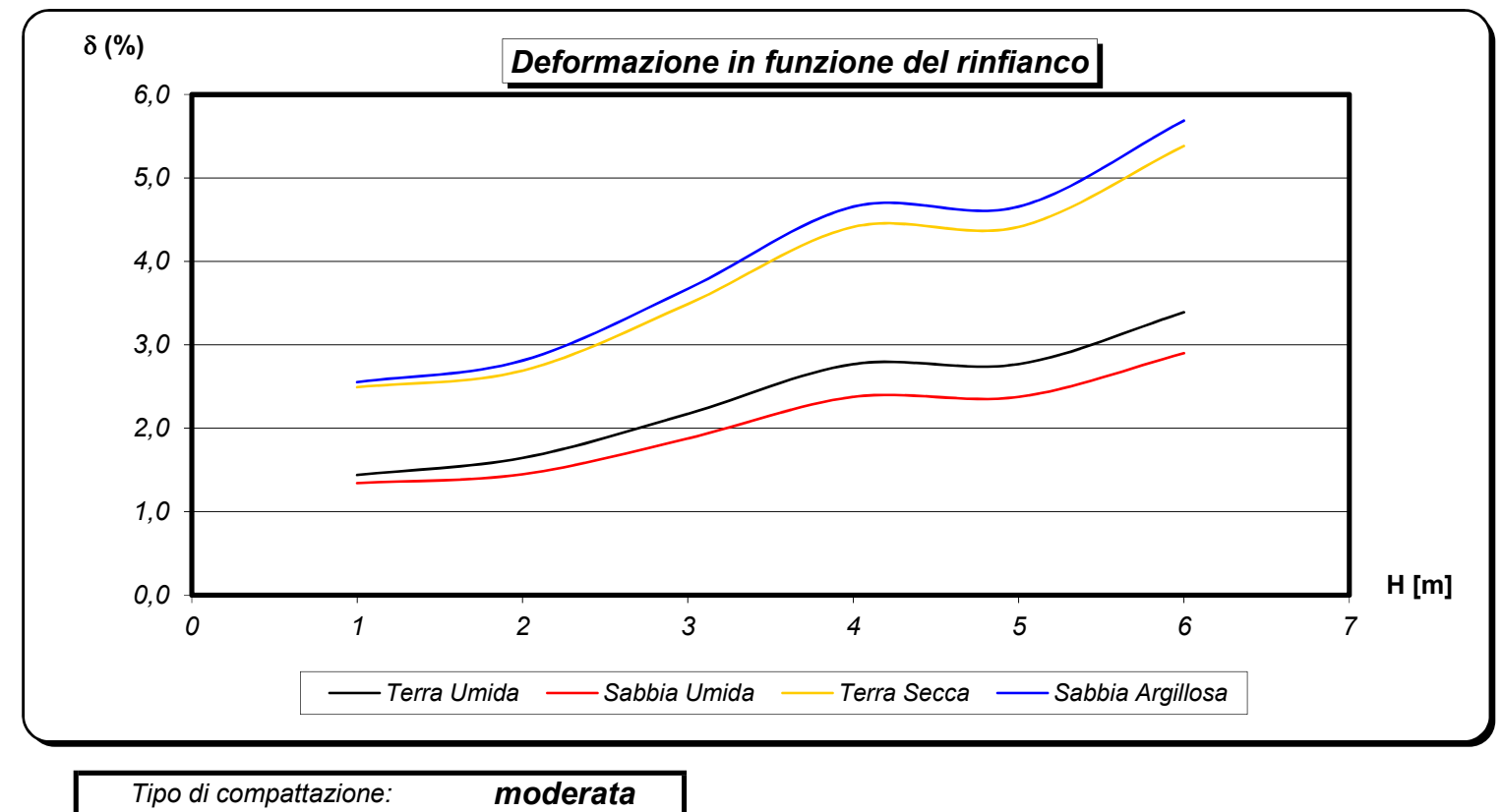
Tabelle riassuntive

Deformazione % in funzione della compattazione del rinfiando (Tabella 2)

SN = 16

DN	Rinfiancio	H = 1 m				H = 2 m				H = 3 m			
		R	L	M	A	R	L	M	A	R	L	M	A
184	Sabbia umida	4,36	2,49	1,34	0,76	4,71	2,69	1,45	0,82	6,11	3,49	1,88	1,06
	Sabbia argillosa	5,11	3,57	2,55	1,37	5,63	3,94	2,81	1,51	7,35	5,14	3,67	1,98
	Terra secca	4,99	3,49	2,49	1,34	5,38	3,77	2,69	1,45	6,98	4,89	3,49	1,88
	Terra umida	4,68	2,67	1,44	0,81	5,35	3,05	1,64	0,93	7,06	4,04	2,17	1,23

DN	Rinfinancio	H = 4 m				H = 5 m				H = 6 m			
		R	L	M	A	R	L	M	A	R	L	M	A
184	Sabbia umida	7,73	4,41	2,38	1,34	9,42	5,38	2,90	1,64	11,16	6,38	3,43	1,94
	Sabbia argillosa	9,32	6,52	4,66	2,51	11,38	7,96	5,69	3,06	13,49	9,44	6,74	3,63
	Terra secca	8,83	6,18	4,41	2,38	10,77	7,54	5,38	2,90	12,76	8,93	6,38	3,43
	Terra umida	9,00	5,14	2,77	1,56	11,02	6,30	3,39	1,92	13,08	7,47	4,02	2,27



STIMA DELLE PERDITE DI CARICO NELLE TUBAZIONI IN PRESSIONE
(perdite distribuite valutate secondo la formula di Hazen-Williams)

Table with 2 columns: Category (Valore da inserir, Valore calcolato, Valore da ottimiz) and corresponding color-coded boxes.

VERIFICA MANDATA INDIPENDENTE SINGOLA POMPA NEL CASO DI n. 2 POMPE ATTIVE

Dati di progetto

Main data table for project parameters including flow rate (Q), diameter (DN), length (L), area (A), velocity (v), viscosity (v), gravity (g), Reynolds number (Re), and material selection table with codes (Cod), diameters (D), and materials (Materiale).

Formula di Hazen-Williams

Table for Hazen-Williams formula parameters including coefficient (C), specific loss (J), distributed loss (ΔHd), and reference values for different materials and conditions.

Stima perdite di carico concentrate

Table for concentrated loss estimation with columns for loss number (n°), coefficient (ζ), head loss (ΔHc), and detailed descriptions of various pipe fittings and components.

Table for concentrated loss estimation showing ΔHc = 0,319 m.

Table for loss estimation factors including k, ΔH, and H, with a note about variable selection from VEDI GRAFICI or TABELLA.

Tabella 4.1 Coefficienti correttivi delle perdite di carico (rispetto all'acqua) per diverse concentrazioni di solidi sospesi nei fanghi (Bianchi et al., 2001).

Table with 4 columns: % SS, Fanghi primari, Fanghi biologici, and Fanghi digeriti, showing correction coefficients for different concentrations of suspended solids.

STIMA DELLE PERDITE DI CARICO NELLE TUBAZIONI IN PRESSIONE

(perdite distribuite valutate secondo la formula di Hazen-Williams)

Calcolare con il risolutore

VERIFICA CONDOTTA COMUNE NEL CASO DI n. 2 POMPE ATTIVE

Dati di progetto

Portata	Q	167	m ³ /h
		0,046	m ³ /s
Scelta materiale tubazione		B3	PEAD PN16
Diametro esterno De	De	225	mm
Diametro interno	D	184,0	mm
Lunghezza tubazione	L	2434	m
Area sezione	A	0,027	m ²
Velocità	v	1,74	m/s
Viscosità cinematica acqua	ν	1,01E-06	m ² /s
Accelerazione di gravità	g	9,81	m/s ²
Numero di Reynolds	Re	3,18E+05	

Formula di Hazen-Williams

Coefficiente di scabrezza	C	150		Valori di riferimento per C:
Perdita di carico specifica	J	12,81	mm/m	100 per tubi in calcestruzzo
				120 per tubi in acciaio
				130 per tubi in ghisa rivestita
				140 per tubi in rame e inox
				150 per tubi in PE, PVC e PRFV

Perdita di carico distribuita

ΔH _d	31,174	m
-----------------	--------	---

Stima perdite di carico concentrate

Imbocco	n°	ζ	ΔH _c		Per i valori di ζ: VEDI TABELLE/GRAFICI in fogli "Coeff perdite"
Piede d'accoppiamento	0	0,3	0,000	m	
Imbocco a spigolo vivo	0	0,5	0,000	m	
Imbocco con condotta rientrante	0	1	0,000	m	
Imbocco arrotondato	0	0,1	0,000	m	
Sbocco	0	1	0,000	m	
Allargamento di sezione	0	0,6	0,000	m	
Restringimento di sezione	0	0,5	0,000	m	
Curve a 45° (R≈1.5D - es. gomiti std in acciaio)	0	0,25	0,000	m	
Curve a 45° (R≈D/2 - es. gomiti in PEAD)	40	0,35	2,164	m	
Curve a 90° (R≈1.5D - es. gomiti std in acciaio)	0	0,4	0,000	m	
Curve a 90° (R≈D/2 - es. gomiti in PEAD)	10	1,1	1,700	m	
Saracinesche completamente aperte	0	0,2	0,000	m	
Valvole a farfalla completamente aperte	0	0,5	0,000	m	
Valvole a sfera completamente aperte	0	1	0,000	m	
Valvole di ritegno a clapet	0	1,8	0,000	m	
Valvole di ritegno a palla	0	1,8	0,000	m	
Giunzione a T	0	0,6	0,000	m	
Misuratore di portata	1	0,1	0,015	m	
Altre perdite concentrate	0	0,7	0,000	m	

Perdite di carico concentrate

ΔH _c	3,880	m
-----------------	-------	---

Fattore moltiplicativo delle perdite in caso di fanghi anziché acqua

k	1,0	
---	-----	--

Variabile: VEDI GRAFICI o TABELLA

Perdita di carico complessiva

ΔH	35,054	m
----	--------	---

Prevalenza totale richiesta

H	35,05	m
---	-------	---

Tabella 4.1 Coefficienti correttivi delle perdite di carico (rispetto all'acqua) per diverse concentrazioni di solidi sospesi nei fanghi (Bianchi et al., 2001).

% SS	Fanghi primari	Fanghi biologici	Fanghi digeriti
1	1,00	1,00	1,00
2	1,10	1,00	1,00
3	1,20	1,10	1,00
4	1,50	1,20	1,10
5	1,75	1,50	1,25
6	2,30	2,00	1,50
7	3,00	2,60	2,00
8	4,00	3,50	2,70

$$\Delta H_c = \sum_i \xi_i \cdot \frac{v^2}{2g}$$

DIMENSIONAMENTO CANALI A PELO LIBERO IN MOTO UNIFORME

VERIFICA TRATTO A GRAVITA'

Portata massima	Q	167	m ³ /h
		0,05	m ³ /s
Scelta materiale tubazione		C4	
Diametro nominale DN o esterno De	De	315	
Diametro interno	D	277,6	mm
		0,28	m
Lunghezza condotta	L	220,00	m
Pendenza condotta	i _F	1,95%	
Dislivello fondo	Δq	4,29	m
Coefficiente di Strickler	K _s	120	m ^{1/3} /s
Angolo al centro	φ	2,55	rad
		146	°
Area sezione bagnata	A	0,019	m ²
Contorno bagnato	C _b	0,354	m
Raggio idraulico	R _H	0,054	m
Velocità in moto uniforme	v	2,40	m/s
Tirante massimo in moto uniforme (al centro della sezione)	Y	0,099	m
Cella obiettivo per il risolutore (da imporre uguale a 0 al variare di Y)		0,0000	
Percentuale di riempimento	w	36%	

Valore da inserire o di progetto
Valore calcolato (DA NON MODIFICARE)
Valore da ottimizzare con il risolutore

Vedi tabella →

Cod	D (mm)	Materiale
A1	#N/D	Acciaio
B1	295,6	PE100 SDR33 - PN3,2 (scarichi non in pressione)
B2	277,6	PE100 SDR17 - PN10
B3	257,8	PE100 SDR11 - PN16
C1	299,6	PVC Serie SN4 (scarichi non in pressione)
C2	299,6	PVC PN6
C3	290,8	PVC PN10
C4	277,6	PVC PN16

$$w = \frac{Y}{D}$$
$$Y = r \cdot \left(1 - \cos \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow \varphi = 2 \cdot \arccos \left(1 - \frac{Y}{r}\right)$$
$$A = \frac{r^2}{2} \cdot (\varphi - \sin \varphi)$$
$$C_b = r \cdot \varphi$$
$$Q = K_s \cdot A \cdot R_H^{2/3} \cdot i_F^{1/2}$$

