

PIANO INVESTIMENTI 2019

MANUTENZIONE STRAORDINARIA PER IL MIGLIORAMENTO DEL SERVIZIO IDRICO INTEGRATO

Asset	RETE DI RACCOLTA
Comune	BARLETTA - Prov. di BAT
Ubicazione	Varie vie
Oggetto	INTERVENTI PROPEDEUTICI AL RISANAMENTO DEGLI SCARICHI SUL LUNGOMARE DI PONENTE - BARLETTA

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE IDRAULICA

ELABORATO

ER.03

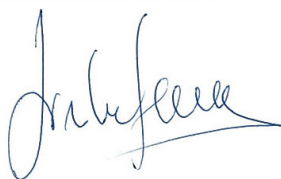
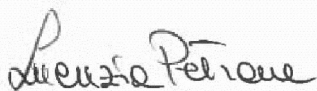
PROTOCOLLO N.

SAP: 21/21117

Bari, li

Progettisti:

Geom. Pasquale Quacquarelli
Ing. Lucrezia Petrone
Ing. Marta Cecca
Geom. Girolamo de Gennaro



Il Responsabile della progettazione
Geom. Pasquale Quacquarelli



C.S.P.:

Ing. Marta Cecca



Visto: Il Responsabile del Procedimento
Ing. Francesca Fresa

Sommario

1. PREMESSA.....	2
2. CALCOLO DELLE PORTATE TRONCO A GRAVITÀ.....	2
3. VERIFICA ISF “MENNEA” E RELATIVA CONDOTTA PREMENTE.....	6
4. VERIFICA ISF “PORTO”	10

1. PREMESSA

La presente relazione illustra i criteri di dimensionamento utilizzati nella progettazione delle opere necessarie al risanamento della rete fognaria sul Lungomare di Ponente a Barletta. Le opere a farsi consistono genericamente nella realizzazione di nuovi tronchi di fognatura in pressione e a gravità.

L'unico tronco a gravità, lunghezza complessiva di ca. ml 526, verrà realizzato lungo Via Di Cuonzo e precisamente dall'incrocio con Via del Gelso fino al Lungomare Mennea dove andrà a collegarsi con la rete a gravità esistente. A tale condotta verrà affidata solo la funzione di sfioratore del pozzetto tra Via del Gelso e Via Di Cuonzo, alleggerendo quindi il carico idraulico allorquando questo dovesse diventare insostenibile in questo punto della rete. Pertanto al momento non sono previste derivazioni di utenza sul nuovo tronco. Verranno utilizzate tubazioni del DN200 e saranno in GS PUR a causa dell'aggressività del terreno per la presenza di falda superficiale.

Quella del diametro DN200 in realtà è una scelta suggerita dall'opportunità di dare continuità strutturale alla rete esistente su cui innestarsi che è già del DN200. Inoltre è prevista la realizzazione di una condotta premente in PE100 del DN 180 di circa 1173 m, oltre quella esistente a servizio dell'ISF Mennea, che convoglierà direttamente i reflui al depuratore senza interessare gli altri ISF presenti sul del lungomare Mennea, come invece avviene attualmente. Nel presente elaborato verrà altresì verificata l'adeguatezza delle pompe attualmente in esercizio.

2. CALCOLO DELLE PORTATE TRONCO A GRAVITÀ

2.1 - Tracciato

Da analisi effettuate in loco nonché da informazioni ricevute da tecnici AQP operanti direttamente sul campo, la portata che interessa la condotta-canale (60x40) in esercizio su Via del Gelso può essere stimata mediamente pari a 70-80 l/s. L'intento della presente progettazione è quindi evitare che ulteriori portate possano provocare un carico idraulico attraverso la realizzazione di una nuova condotta che fungerà da sfioratore. Questa, dal pozzetto di confluenza esistente sull'incrocio summenzionato, convoglierà una parte della portata verso l'ISF Mennea sito sul Lungomare. In fig. 1 si riporta in rosso lo schema idraulico della condotta.

Per il calcolo delle portate in arrivo all'IS Mennea, quindi, dovranno essere considerati due contributi: quelle già provenienti dalle strutture balneari e le future portate provenienti da Via Di Cuonzo ang. Via Del Gelso.



fig. 1 – Tracciato condotta a gravità INT.2

2.2 - Portata lidi

Per i valori di portata degli stabilimenti balneari, si fa riferimento ai Piani d'Ambito. Considerando quindi la popolazione turistica nelle strutture ricettive come la capienza massima di queste, si stima una popolazione di 1500 ab, relativamente alle strutture le cui derivazioni di utenza interessano i tronchi connessi all'IS Mennea.

Il dato di progetto considerato per il dimensionamento delle condotte con moto a pelo libero è quello della portata fluente e la determinazione di tale può essere così definito:

$$Q_m = \frac{\alpha * P * D}{86400}$$

dove

Q_m è la portata nera media che percorre il tronco espressa in l/s,

P il numero di residenti allacciati a tale tronco,

D la dotazione idrica della rete acquedottistica espressa in l/(ab*d)

α un coefficiente adimensionale di riduzione che tiene conto del fatto che non tutta l'acqua erogata attraverso la rete di approvvigionamento potabile termina nelle tubazioni di scarico per effetto di dispersioni di varia natura. La letteratura tecnica consiglia di adottare per tale coefficiente valori compresi tra 0,70 e 0,90 a seconda della tipologia abitativa, delle caratteristiche socioeconomiche della popolazione servita e della disponibilità di risorsa.

Nella valutazione delle portate nere prodotte si considera un coefficiente di ritorno in rete α pari al 90% da applicare alla portata idrica e una dotazione idrica pari a 190 l/ab*d fissata in base alle classi di ampiezza demografica degli abitati da servire, riportate nella seguente tabella:

CLASSE DEMOGRAFICA (abitanti residenti)	N Classe	Dotazioni idriche (l/ab*giorno)
$P \leq 2.000$	1	145
$2.000 < P \leq 20.000$	2	150
$20.000 < P \leq 50.000$	3	160
$50.000 < P \leq 100.000$	4	190
$100.000 < P \leq 250.000$	5	200
$P > 250.000$	6	220

Per il calcolo delle portate di punta di progetto, sono stati determinati i coefficienti di punta giornaliera (C_g) ed oraria (C_o) al fine di tener conto del picco orario di domanda che si instaura durante la giornata di massimo consumo e del normale aumento dei consumi idrici che si ha durante il periodo estivo. Il coefficiente di punta giornaliero (C_g) adottato per gli abitati, tiene conto del normale aumento nei consumi idrici che si ha durante il periodo estivo; si sceglie di utilizzare un coefficiente di 1,2. Per la valutazione del coefficiente di punta orario (C_o) si sceglie di utilizzare un coefficiente cautelativo pari a 2. Per cui il contributo dei lidi in termini di portata è di 7,13 l/s.

AE stabilimenti balneari	[ab]	1 500,00
Dotazione Idrica	[l/ab*d]	190,00
Coefficiente d'afflusso	[adim]	0,90
C_o		1,20
C_g		2,00
Portata lidi balneari	[l/s]	7,13

2.3 - Portata sfioratore

Secondo le "Prescrizioni progettuali generali per opere fognarie" redatte da AQP nella progettazione e verifica di opere fognanti a rete, le pendenze dei tronchi non devono essere inferiori allo 0,5% e, comunque, deve essere assicurata una velocità minima di scorrimento di 0,5 m/s; in caso di dimostrata impossibilità a garantire tali condizioni, vanno previste apposite opere per assicurare la periodica pulizia del tronco. Inoltre, le pendenze massime ammissibili devono essere tali che il valore di velocità dei reflui sia inferiore al limite di 6 m/s, al fine di contenere i fenomeni di abrasione delle tubazioni.

Come si può evincere dai profili longitudinali, il tronco si collegherà a quello esistente in Gres con tratti a pendenza variabile ma comunque mediamente del minimo suggerito del 5%. Nell'ultimo tratto sul lungomare, al fine di garantire la pendenza minima, prima di collegarsi

alla rete esistente, è necessaria la rimozione e sostituzione n. 3 campate del tronco esistente, per una lunghezza di circa 100 m.

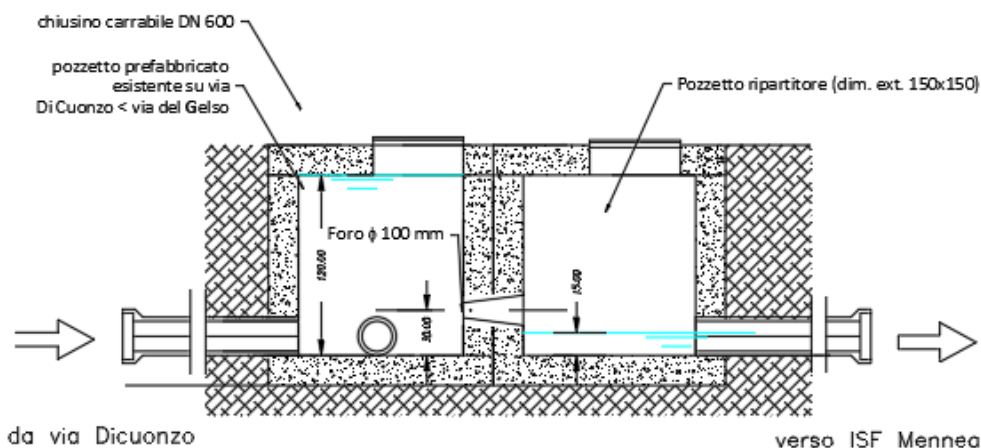
Si precisa che le portate che si intendono trasferire con lo sfioratore produrranno sempre una superficie bagnata inferiore al 50% della sezione geometrica grazie ad uno stramazzo opportunamente dimensionato da realizzare nel pozzetto in Via Del Gelso. Quindi, attraverso la Formula di Chezy con coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler si evincono valori di portata per la condotta in progetto:

DN	[m]	0,20
W	[%]	45,00
i	[m/m]	0,006
Scabrezza	k	100,00
Velocità	m/s	1,20
allegg. Portata via di cuonzo	[l/s]	13,70
	[m ³ /s]	0,0137

ipotizzando un riempimento cautelativo del 45% della sezione e condizioni più sfavorevoli e quindi di maggior afflusso utilizzando un coefficiente di scabrezza pari a 100, corrispondente a tubi nuovi gres (o ghisa rivestita).

Sommando i due contributi avremo una portata complessiva di **20,83 l/s**.

Al fine di ottenere sempre la portata attesa di 13,7 l/s nella nuova condotta a gravità, verrà realizzato un nuovo pozzetto, in aderenza e comunicante col pozzetto P25 di testa dell'INT. 2 (vedi EG.06.02 e EG.05.02). Tra i due pozzetti verrà realizzato un foro circolare a sezione troncoconica in modo da realizzare una bocca a battente ad efflusso libero in parete sottile:



SEZIONE A-A

capace di trasferire la portata di 13,7 l/s dal pozzetto sul P25 al pozzetto ripartitore.

Considerata l'altezza interna del pozzetto di 110 cm (h_{monte}) e la quota del foro rispetto al fondo del pozzetto di 70 cm (h_{foro}), si ricava che il carico idrico sul foro è pari ad $H = (h_{monte}) - (h_{foro}) = 40$ cm.

Essendo $Q = 0,0137$ mc/sec la portata che deve essere immessa nel tronco a gravità,

e l'area del foro è $A = \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2$

$$\frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 = \frac{Q}{m \sqrt{2 \cdot g \cdot H}}$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot m \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}}} = 0,1018 \text{ m}$$

dove m è il coefficiente di efflusso per bocche a battente in parete sottile secondo Smith pari a 0,6 alle seguenti condizioni:

A_{foro}	$\leq 0,04$
h_{monte}	$\geq 10 A_{\text{foro}}$
$A_{\text{foro}}/h_{\text{monte}}$	$< 0,10$
ϕ	$\leq 23 \text{ cm}$
$H \geq 5\phi$	$0,545672$

Procediamo quindi alla verifica adottando un diametro del foro pari a 10 cm:

Calcoliamo la portata che attraverserà il foro:

$Q = \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 \cdot m \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} = 13,2 \text{ lt/sec}$ molto prossima a quella di progetto, mentre le condizioni di cui sopra restano tutte verificate:

A_{foro}	$\leq 0,04$	ok
h_{monte}	$\geq 10 A_{\text{foro}}$	ok
$A_{\text{foro}}/h_{\text{monte}}$	$< 0,10$	ok
ϕ	$\leq 23 \text{ cm}$	ok
$H \geq 5\phi$	0,5	ok

3. VERIFICA ISF "MENNEA" E RELATIVA CONDOTTA PREMENTE

L'ISF denominato "Mennea", sito sul Lungomare omonimo, smaltisce attualmente una portata media di circa 6-7 l/s. Esso, come già illustrato in Relazione Generale, rimanda i reflui verso l'IS Ex-Macello mediante una condotta premente in Ghisa Sferoidale del DN100. Al fine di evitare l'andirivieni dei reflui nella zona del porto, anche in questo caso si prevede di dotare l'ISF Mennea di una nuova premente (Intervento 3) che spingerà i reflui non già indietro verso l'IS Ex-Macello ma direttamente all'impianto di depurazione, mediante posa di una nuova condotta su nuovo tracciato. La stessa sarà in PE100 PN10 e si prevede l'utilizzo di un diametro del DN 180 (est.).

In seguito alla realizzazione dell'Intervento 3 di progetto, nel suddetto impianto verrà convogliata una portata massima di ca. 20 l/s. In questa sezione si procederà alla verifica dell'adeguatezza dell'IS Mennea in relazione alle nuove portate e alla nuova condotta premente.

Una volta definita la portata nera di punta, è stata calcolata la prevalenza totale con cui dimensionare la potenza delle pompe da adottare nell'impianto di sollevamento di progetto.

La prevalenza totale è data dalla somma delle perdite di carico distribuite e localizzate calcolate lungo la condotta premente e la condotta di aspirazione delle pompe, cui si aggiunge il dislivello geodetico del tracciato. La premente si svilupperà per una lunghezza di circa 1173 m.

Il calcolo delle perdite di carico distribuite per unità di lunghezza (J) lungo la condotta premente e quelle di aspirazione delle pompe, è stato effettuato con la relazione:

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

dove:

λ =coefficiente adimensionale di attrito;

D=diametro della tubazione;

U=velocità media;

g=accelerazione di gravità.

da cui deriva il valore della perdita di carico distribuita totale su una lunghezza L

$$\Delta H = J \times L$$

Il coefficiente adimensionale di attrito λ è 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 è definito dalla:

$$Re = \frac{U \cdot D}{\nu}$$

in cui:

ν =viscosità cinematica del fluido, variabile in funzione della sua temperatura.

La scabrezza assoluta ε dipende dal materiale di costruzione delle tubazioni, dal tipo di rivestimento interno e dall'età della condotta; nel caso in esame di condotta in PE100 si è assunto un valore pari a 0,04.

Il numero di Reynolds definisce le caratteristiche della corrente che può essere laminare ($Re < 2000 \div 2200$) o turbolenta ($Re > 2500$).

Per il calcolo di λ viene utilizzata la formula di Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2,0 \cdot \log \left(\frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon/D}{3,71} \right)$$

Le perdite di carico di tipo localizzato (quali imbocco, sbocco, curve, organi di regolazione o di intercettazione, ecc.) sono state valutate considerando le stesse come aliquote del carico cinetico con un'espressione del tipo:

$$\Delta h = \zeta \frac{V^2}{2g}$$

dove ζ è un coefficiente che assume valore differente a seconda del tipo di perdita considerato. I valori assunti per tale coefficiente sono stati stabiliti in base ai valori riportati in letteratura e riportati nella tabella seguente:

Tipo di perdita localizzata	Coefficiente ζ adottato
Allargamento sezione	0.70
Sbocco	1.00
Curva a 45°	0.40
Curva a 90°	0.90
Saracinesca (posizione di completa apertura)	0.20
Valvola a clape	0.30

Successivamente ai fini del calcolo della prevalenza totale da assegnare alle pompe è riportato quindi il dettaglio delle perdite di carico nel caso di tubazioni in Materiale PE100 usate (scabrezza $\epsilon = 0.04$ mm). Nella tabella seguente sono riportati i risultati ottenuti del calcolo delle perdite distribuite lungo la condotta premente in progetto, attraverso l'applicazione delle formule precedentemente richiamate.

Materiale PE100		
Scabrezza e	[mm]	0,040
e/D	[adim]	0,000252
Lunghezza	[m]	1 173,45
Diametro	[mm]	158,60
Area	[mq]	0,0197
Velocità	[m/s]	1,055
Re	[adim]	127 685,29
Viscosità dinamica μ	[kg/m*s]	0,001
Coefficiente d'attrito l	[adim]	0,02600
Cadente J	[m/m]	0,00662437
Perdite di carico distribuite DH	[m]	7,77
Perdite di carico localizzate	[m]	0,52
Dislivello geodetico H	[m]	12,00
Prevalenza totale	[m]	20,30

Risultano quindi valori accettabili di velocità.

Il volume utile di accumulo è costituito da una vasca delle dimensioni in pianta pari (3.00 x 5.00) m² ed altezza massima utile pari a m 1.00, al netto della quota minima di pescaggio delle elettropompe sommergibili (0.50 m) e del franco di sicurezza di m 0.50 rispetto alla quota di arrivo dei liquami dal locale griglie per evitare la possibilità del rigurgito dei liquami nel canale di arrivo:

$$H_u = H_v - (H \text{ di WLmin} + H \text{ di WLmax})$$

il volume utile delle vasche risulta pertanto pari a circa 15,00 m³.

Si procede al calcolo del volume di accumulo necessario nel caso del funzionamento di = 1,5 x Q_a.

Avendo indicato con ΔT_v il tempo di funzionamento della pompa e con Q_a la portata in arrivo, nell'ipotesi che l'intervallo temporale tra ogni avviamento TP sia pari alla somma del tempo di riempimento della vasca ΔT_r e di quello di vuotatura ΔT_v , l'equazione di continuità (principio di conservazione della massa) assume l'espressione:

$$Q_a \times \Delta T_r = Q_p \times \Delta T_v$$

Il volume W accumulato nella vasca è pari a:

$$W = Q_a \times \Delta Tr = Q_a \times (T_p - \Delta Tv)$$

E quindi:

$$W = T_p \times (Q_p - Q_a) \times \frac{Q_a}{Q_p}$$

La condizione più svantaggiosa è ovviamente quella che rende massimo il volume W, ovvero quella che si verifica per:

$$\frac{dW}{dQ_a} = 0 \Leftrightarrow Q_p = 2Q_a$$

Il volume massimo risulta dunque pari a:

$$W_{\max} = \frac{T_p Q_p}{4} = \frac{T_p Q_a}{2}$$

Detto ora n il numero di attacchi della pompa in un'ora, risulta:

$$T_p = \frac{3600}{n}$$

e quindi l'espressione del volume max assume la forma:

$$W_{\max} = \frac{900Q_p}{n} = \frac{1800Q_a}{n}$$

mentre il tempo di riempimento della vasca:

$$\Delta Tr = \frac{W_{\max}}{Q_a} = \frac{1800}{n}$$

E' consigliabile che si verifichino almeno tre attacchi all'ora; tale indicazione è traducibile in un limite temporale cautelativo nei confronti della qualità dei liquami ai fini dei successivi trattamenti all'interno dell'impianto di depurazione. Nel caso in specie verranno previsti 5 avviamenti orari. Nella tabella seguente si riporta il riepilogo dei tempi di esercizio delle pompe.

Volume di raccolta	[mc]	7,50
Numero di avviamenti orari	[n/h]	5
Tempo di risalita del livello	[h]	0,10
	[min]	6,00
Portata delle pompe (1,5 di Q)	[mc/h]	112,46
	[mc/s]	0,03
	[l/s]	31,24
Tempo di svuotamento	[h]	0,07
	[min]	4,00
Tempo tra 2 avviamenti	[h]	0,17
	[min]	10,00

Potenza della pompa	[kW]	8,88
Rendimento	[adim]	0,70

Dati geometrici vasca esistente			Verifica
Volume UTILE max	[mc]	15,00	7,50
Superficie vasca S_v	[mq]	15,00	15,00
Hvasca	[m]	2,00	2,00
Franco (WL max)	[m]	0,50	0,50
Franco (WL min)	[m]	0,50	0,50
H Wmax	[m]	1,00	0,50

Il volume utile massimo della vasca esistente è superiore al valore calcolato garantendo quindi tali condizioni di funzionamento ottimale delle pompe. Si provvederà anche alla sostituzione delle pompe, risultando sottodimensionate allo scopo quelle attualmente in esercizio e la revisione dei quadri elettrici.

Per il dimensionamento delle pompe occorre precisare che considerata la variabilità delle portate verranno previste non già pompe a velocità fissa e funzionamento su una curva caratteristica specifica ma pompe ad ampiezza di range operativo basato sull'intero campo di funzionamento. Le due pompe da fornire, inoltre, funzioneranno normalmente in modo alternato a portate ordinarie mentre si azioneranno simultaneamente nel caso di massimo afflusso ovvero in caso si attivi lo sfioratore. Le pompe avranno potenza nominale di 4 kw, saranno in Ghisa grigia con albero in acciaio inox con apposite tenute meccaniche resistenti all'usura; il tutto completo di piede d'accoppiamento e suoi accessori in acciaio zincato a caldo.

Svuotamento delle condotta

Il volume necessario per permettere lo scarico dell'intera condotta premente in caso di interventi da effettuare sulla stessa, è pari a circa 23,17 m³ (DN 180; L = 1.173,45 m).

Visto il profilo altimetrico della condotta premente, è stato previsto 1 punto di attacco per autobotte in modo da consentire lo svuotamento della condotta nei casi in cui ciò si renda necessario. Di conseguenza il tratto di condotta premente che scarica direttamente nell'impianto di sollevamento è di circa 640 m per un volume di refluo pari a circa 12,64 m³.

Dividendo tale valore per la superficie in pianta della vasca si ottiene un valore pari a circa 0,84 m, quindi inferiore all'altezza complessiva della vasca pari a 2,00 m, per cui, in conclusione, la vasca esistente risulta idonea a garantire lo svuotamento del primo tratto della condotta premente.

4. VERIFICA ISF "PORTO"

Come già illustrato nella relazione generale ED.01, l'ISF denominato PORTO ricevi i reflui provenienti da altri ISF: Levante, Ex-Macello, Mennea oltre alle portate che arrivano direttamente a gravità dall'abitato. Dall'ISF parte una condotta premente in vetroresina del DN600 che convoglia i reflui in un pozzetto di disconnessione sito in Via Cimitero, per poi proseguire a gravità fino all'impianto di depurazione.

La presente progettazione prevede la realizzazione di una nuova condotta premente (Intervento n.1) in PE100 PN10 in affiancamento e ausiliaria a quella esistente.

L'impianto ISF Porto non presenta criticità di sorta e risulta dimensionato per le portate attualmente in esercizio. Ritenendo trascurabile il minor apporto di portate da ISF Mennea, si ritiene comunque adeguato in ordine alla stazione di grigliatura, al dimensionamento delle vasche e alla potenza delle pompe da 63,1 KW attualmente installate ed in esercizio. Si riporta in seguito il prospetto relativo alla verifica delle velocità nella condotta e alla potenza delle pompe.

Calcolo Portate		
abitanti equivalenti	[ab]	51 000,00
Dotazione Idrica	[l/ab*d]	190,00
Coefficiente d'afflusso	[adim]	0,80
Co		1,20
Cg		2,00
Portata in ingresso IS		
	[l/s]	215,33
	[l/h]	775 200,00
	[mc/h]	775,20
	[mc/s]	0,22
Materiale PE100		
Scabrezza e	[mm]	0,04
e/D	[adim]	0,000072
Lunghezza	[m]	3 137,00
Diametro Interno	[mm]	555,20
Area	[mq]	0,2420
Velocità	[m/s]	0,8899
Re	[adim]	377 155,85
Viscosità dinamica μ	[kg/m*s]	0,001
Coefficiente d'attrito l	[adim]	0,02600
Cadente J	[m/m]	0,00106
Perdite di carico distribuite DH	[m]	3,33
Perdite di carico localizzate	[m]	0,43
Dislivello geodetico H	[m]	11,00
Prevalenza totale	[m]	14,76
Volume di raccolta	[mc]	64,60
Numero di avviamenti orari	[n/h]	6
Tempo di risalita del livello	[h]	0,08
	[min]	5,00
Portata delle pompe (1,5 di Q)	[mc/h]	1 162,80
	[mc/s]	0,32
	[l/s]	323,00
Tempo di svuotamento	[h]	0,06
	[min]	3,33
Tempo tra 2 avviamenti	[h]	0,14
	[min]	8,33
Potenza della pompa	[kW]	62,34
Rendimento	[adim]	0,75

