

COMUNE DI VICENZA

LOCALITA' BERTESINA - Strada della Parolina



ALLEGATO ALLA DELIB. D' O.C.
N. 5 DEL 19/1/2016
IL PRESIDENTE
F.to VARIATI
IL SEGRETARIO GEN.LE
F.to CAPOREINO

PROGETTO:

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
"Strada della Parolina - Località Bertesina"
nel Comune di Vicenza

IL DIRETTORE SETTORE URBANISTICA
dott. Danilo Guarti

OGGETTO:

RELAZIONE IDRAULICA RETE FOGNARIA NERA

ELABORATO

E.I. N

COMMITTENTE: SIG. DAL DOSSO GIUSEPPE

DATA GENNAIO 2014
DATA NOVEMBRE 2014

PROG. URBANISTICA ED ARCHITETTONICA

Gruppo progettazione "Habitat"
Archh. Sergio Carta e Osvaldo Tretti



Studio di architettura e urbanistica
C.trà S.S. Apostoli 51 - 36100 Vicenza
tel. 0444/244770 fax 0444/325125 P.IVA 01431280245
email: habitat@vilcom.com - studiohabitat@vilcom.com
email certificata: grupprogettazionehabitat@pec.it

PROGETTAZIONE IDRAULICA

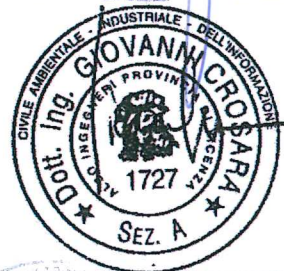
Studio Tecnico Associato
Crosara Ballerini Ingegneri

Viale Victoria, 123 - 36103 Vicenza
Tel 0444/541088 Fax 0444/1832896
P.IVA 03735100246
info@studioassociato.it
studio@pec.crosariballerini.it



Ordine degli Architetti
Pianificatori, Paesaggisti e
Servizi Urbanistici
Vicenza

SERGIO
CARTA
n° 265



CODICE PROG.	N. PRATICA	CODICE ELAB.	E.I. N
ESEG.	CONTR.	APPR.	O.T.
REVISIONE	DATA	MOTIVO	

INDICE

PARTE PRIMA	3
1. Premesse	3
2. Inquadramento territoriale	4
3. Descrizione della rete fognaria esistente	5
4. Determinazione della portata acque nere	6
5. Verifica dell'azione autopulente	7
6. Scala delle portate	8
PARTE SECONDA	9
7. Descrizione della rete fognaria acque nere	9
1.1. Le condotte	9
1.2. I pozzetti di ispezione stradale	10
1.3. Gli allacciamenti delle utenze	10
8. Impianto di sollevamento	11
1.4. Dimensionamento elettropompe	11
1.5. Dimensionamento vasca di alloggiamento	14
1.6. Dimensionamento condotta premente	15
1.7. Verifica al galleggiamento	15
1.8. Sistema di operazione	16
1.9. Allarmi e controlli di funzionamento	16
1.10. Fabbisogni energetici	16
1.11. Criteri di scelta delle soluzioni progettuali	16
PARTE TERZA	17
9. Allegati	17

PARTE PRIMA

1. PREMESSE

Su richiesta della committenza si è proceduto allo studio idraulico della rete fognaria nera relativamente all'intervento residenziale *P.U.A. Strada Parolina in località Bertesina nel Comune di Vicenza*.

Il progetto della rete fognaria prevede, due diverse canalizzazioni, una per le acque nere ed una per le acque meteoriche con il cosiddetto sistema "separato".

La presente Relazione Idraulica, si occupa del dimensionamento della rete acque nere in conformità alle prescrizioni di Acque Vicentine S.p.A.

Il presente documento è suddiviso in più parti:

Parte Prima: contiene le premesse, l'inquadramento territoriale, la descrizione della rete esistente, il procedimento di calcolo idraulico seguito ed i risultati delle elaborazioni riportate in dettaglio negli allegati alla presente;

Parte Seconda: contiene le caratteristiche geometriche e la descrizione tecnica della rete di progetto;

Parte Terza: Allegati - Calcoli idraulici di verifica.

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'area oggetto di intervento residenziale localizzata in via Parolina, nella parte nord-est del Comune di Vicenza. La superficie complessiva di intervento è pari a circa 6.033 mq ed attualmente si presenta completamente scoperta a verde. Il progetto prevede la realizzazione di un di un'area a destinazione residenziale, con relativi standard.



Inquadramento ambito di intervento su ortofoto

3. DESCRIZIONE DELLA RETE FOGNARIA ESISTENTE

La rete fognaria esistente è costituita da condotte di acque nere lungo strada di Bertesina, di cui allo stato attuale non è noto il grado di consistenza.

Il recapito della rete fognaria di progetto avverrà per gravità nel nuovo impianto di sollevamento che sarà realizzato all'interno dell'ambito e che rilancerà i reflui, mediante condotta premente verso la rete esistente su strada di Bertesina. Il punto di recapito è individuato nel pozzetto di ispezione posto all'inizio di Strada Parolina e la quota di scorrimento individuata è pari a circa 100 cm dal piano stradale. Per il dettaglio si rimanda alla planimetria allegata.

4. DETERMINAZIONE DELLA PORTATA ACQUE NERE

La portata di acque nere assunta per la verifica idraulica dei collettori principali è stata calcolata con riferimento al consumo idropotabile ed al numero degli abitanti insediabili calcolato sul volume massimo volume edificabile previsti nel piano di lottizzazione, sulla base della seguente formula di calcolo:

$$Q_{media} = (D \cdot \phi \cdot N) / (n_{ore} 3600) \quad (l/s)$$

dove:

Q_{media} = portata nera media (l/s);

D = dotazione idrica media pro capite giornaliera = 300 l/ab x giorno;

ϕ = coefficiente di afflusso alla rete = 0,80

N = numero di abitanti serviti = 111+24= 135

n_{ore} = ore di consumo della risorsa idrica = 24

Per la stima della portata di punta (Q_p), rapporto tra la portata nera massima istantanea e la portata media giornaliera, è stato adottato un coefficiente variabile (C_p = coefficiente di punta) in rapporto al numero di abitanti serviti, calcolato con l'espressione proposta da Koch:

$$C_p = 1,5 + 2,5 / (Q_m)^{1/2}$$

$$Q_p = C_p \cdot Q_{media}$$

Dal calcolo si determina un valore di portata nera media (media giornaliera) di 0,6 l/s mentre quello della portata nera di punta risulta pari a circa 2,7 l/s.

5. VERIFICA DELL'AZIONE AUTOPULENTE

Le esperienze e ricerche specifiche sulle modalità di deposito delle particelle solide presenti nei normali liquami urbani hanno dimostrato che per assicurare il trasporto nelle condotte, cioè condizioni di autopulitura nelle stesse è necessario che lo sforzo di taglio τ , indicata in questo caso τ_c , non sia inferiore (nel flusso a sezione piena) a 0,1 kg/mq.

L'espressione idrodinamica di " τ_c " é:

$$\tau_c = \gamma \cdot R_h \cdot i$$

in cui:

γ = peso specifico del liquame

R_h = raggio idraulico

i = pendenza di fondo della condotta

Analizzando le condizioni di moto a sezione piena con la formula monomia di Gauckler-Strickler:

$$V = K_s \cdot (R_h)^{2/3} \cdot (i)^{1/2} \quad (\text{m/s})$$

E sostituendo " i " tra le espressioni citate si ottiene il valore di velocità al di sotto della quale può verificarsi deposito per un prefissato τ_c .

L'espressione evidenzia la dipendenza della velocità dal raggio idraulico e quindi cresce con la sezione del tubo. Il tutto nella condizione di flusso a sezione piena.

Come già detto in premessa il τ_c si mantiene pressoché costante fino a livelli di riempimento pari al 20% del diametro e quindi con portate fino a 0,1 Q_{max} .

La pendenza delle condotte è stabilita in un valore del 3,0 ‰.

In allegato sono indicati i valori limite di funzionamento e i calcoli idraulici di dettaglio.

6. SCALA DELLE PORTATE

Utilizzando la formula di Gauckler-Strickler del moto uniforme, per regimi a pelo libero si ottiene la seguente formula:

$$V = K_s \cdot (R_h)^{2/3} \cdot (i)^{1/2} \quad (\text{m/s})$$

dove:

V = velocità di scorrimento nella tubazione (m/s)

K_s = coefficiente di scabrezza di Strickler $90 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$

i = pendenza della tubazione (‰)

R_h = raggio idraulico = $D/4$ (m)

D = diametro interno (mm)

In allegato sono riportati per completezza di trattazione i calcoli idraulici e la scala delle portate delle condotte principali di progetto.

PARTE SECONDA

7. DESCRIZIONE DELLA RETE FOGNARIA ACQUE NERE

1.1. Le condotte

I collettori principali a gravità della nuova fognatura nera sono previsti in PVC SN8 – SDR34 del diametro Φ_e 250 mm.

Le condotte principali a gravità verranno posate con una pendenza del 3,0 ‰.

Le acque nere relative ai lotti raccolte dal sistema fognario di progetto verranno fatte recapitare a gravità al nuovo impianto di sollevamento, denominato IS in planimetria, dal quale verranno poi rilanciate attraverso una condotta premente in PeAd PE 100 PN 10 Φ_e 110 mm verso la rete esistente individuata nel pozzetto di ispezione posto all'inizio di Strada Parolina ed allacciato alla rete fognaria principale in strada di Bertesina.

Si riassumono le caratteristiche della rete di progetto:

- collettori fognatura nera a gravità: Φ_e 250 mm, PVC SN8-SDR34, pendenza 3,0 ‰;
- collettori fognatura nera in pressione: Φ_e 110 mm, PeAd PE 100 PN 10 .

1.2. I pozzetti di ispezione stradale

In tutti i collettori è prevista la posa in opera di manufatti che garantiscano l'adeguato deflusso idraulico, facilitino l'ispezione e l'eventuale manutenzione delle tubazioni.

Si prevede di posare dei pozzetti di ispezione stradali circolari, realizzati in calcestruzzo vibrato di cemento ad alta resistenza ai solfati, con spessori di parete non inferiore a 10 cm e con diametro interno della camera di 80 cm, formato da elementi sovrapposti quali l'elemento di base, l'elemento di prolunga, l'elemento di riduzione da 80 cm a 625 mm, l'elemento raggiungi quota, tutti giuntati a maschio/femmina con l'anello di tenuta, di due fori di linea e fori ulteriori per gli eventuali altri innesti. La superficie interna del pozzetto sarà rivestita con resina epossidica.

L'interasse tra i pozzetti è variabile a seconda dello sviluppo planimetrico della rete. E' prevista la posa di chiusini circolari in ghisa sferoidale, aventi una luce netta di 60 cm a norma UNI 108, idonei al transito di qualsiasi tipo di veicolo e di resistenza a norma UNI-EN 124 classe D 400 minima; tali chiusini saranno posti in opera sui pozzetti di linea e di incrocio dei collettori principali.

1.3. Gli allacciamenti delle utenze

Gli allacciamenti degli scarichi sulle condotte principali dovrà avvenire esclusivamente per intersezione con i pozzetti di linea.

A tal fine si prevede la realizzazione di una rete secondaria di sub-collettori in PVC SN 8 - SDR 34 - UNI EN 1401, aventi diametro esterno 160 mm (per case singole) e corredati di raccordi e pezzi speciali atti a consentire ogni tipo di innesto. E' prevista la posa di pozzetti prefabbricati 60x60 cm (per quote di scorrimento superiori a 1,0 m) da posizionare in corrispondenza dei recapiti, in calcestruzzo vibrato ad alta resistenza, completi di fori e delle relative guarnizioni, dotati di chiusini quadrati in ghisa sferoidale, i chiusini in ghisa saranno di classe D 400 minima della norma UNI-EN 124.

8. IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO

1.4. Dimensionamento elettropompe

Per i calcoli idraulici relativi alla determinazione della prevalenza manometrica totale da assegnare alle pompe e, di conseguenza, al dimensionamento dell'impianto di sollevamento di progetto, si è partiti dall'ipotesi di moto in regime permanente uniforme. Ciò premesso, le caratteristiche geodetiche e funzionali dell'impianto previsto si possono così sintetizzare:

CARATTERISTICHE GEODETICHE E FUNZIONALI IMPIANTO		
Dislivello geodetico min.	ΔH_g (m)	~2,00
Dislivello geodetico max.	ΔH_g (m)	~3,00
Sviluppo condotta premente in PEad Øe mm 110	L (m)	362

Con il valore del dislivello geodetico si è indicato la massima quota altimetrica da superare, pari alla differenza tra la quota più alta del collettore in pressione e la quota (minima e massima) che il refluo raggiunge all'interno del pozzo di sollevamento.

Definito quindi il valore del dislivello geodetico da superare, la prevalenza manometrica totale delle elettropompe è stata determinata mediante la relazione:

$$H = \Delta Z + (i \times L) + \sum \Delta H_c = \Delta Z + \Delta H_{tot}$$

dove: ΔZ =dislivello geodetico massimo;
 ΔH_{tot} =perdite di carico totali (continue e localizzate).

Le perdite di carico continue lungo la colonna di mandata e lungo la condotta premente sono state calcolate con la nota relazione di Darcy-Weisbach:

$$i = \frac{f}{D} \times \frac{V^2}{2g}$$

dove: f = coeff. di scabrezza;
D = diametro della condotta;
V = velocità;
i = pendenza linea dell'energia.

Il valore del coeff. di scabrezza "f" in condizioni di esercizio è stato stimato con la nota relazione di Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2,00 \times \log \left(\frac{2,51}{\text{Re} \times \sqrt{f}} \times \frac{e/D}{3,71} \right)$$

assumendo un valore della scabrezza assoluta "e" pari a 0,01 mm, caratteristico per condotte in pressione in PEAD.

Le perdite di carico concentrate nelle valvole e nei punti di raccordo sono stati invece calcolati mediante la relazione:

$$\Delta H_c = \xi \times \frac{V^2}{2g}$$

dove: ΔH_c = perdita di carico localizzata;

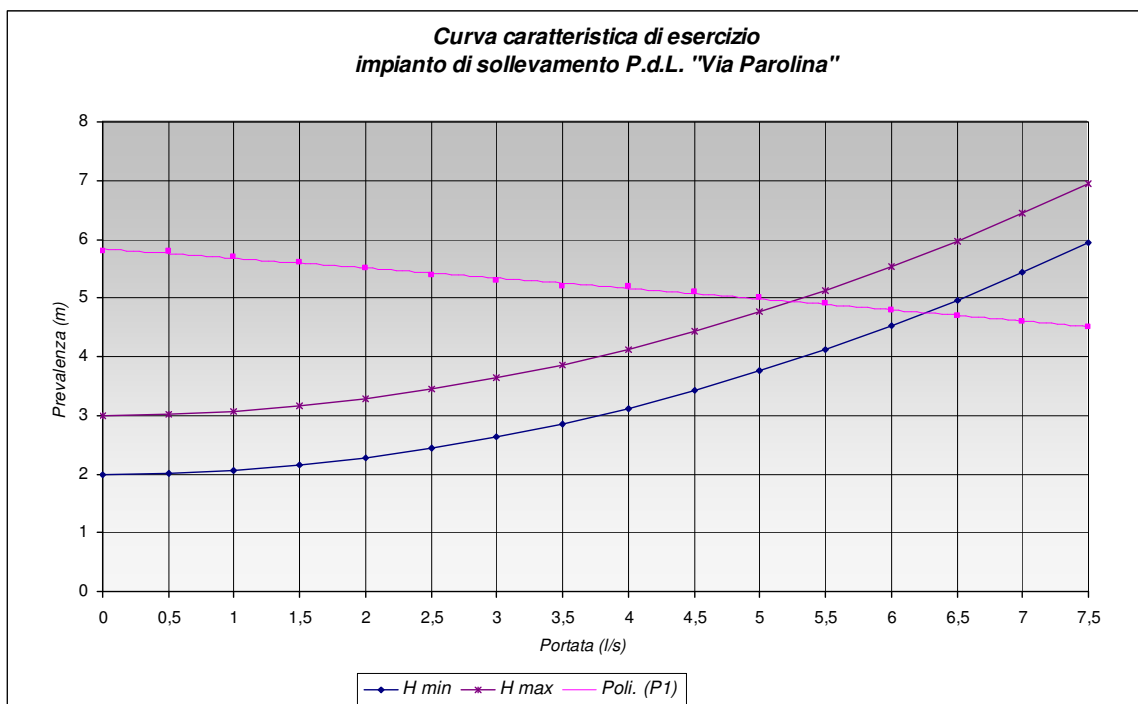
V = velocità nella condotta di mandata;

ξ = coefficiente di perdita di carico localizzata

I valori di " ξ ", per le diverse singolarità idrauliche considerate (imbocco, sbocco, curva a 90°, saracinesca, valvola di ritegno, ecc.) sono stati determinati sulla base dei dati correnti di letteratura.

Di seguito sono riportati i dati caratteristici di funzionamento (portata - prevalenza - potenza), riferiti al punto di lavoro individuato, indicato nel grafico che segue:

DATI CARATTERISTICI DI FUNZIONAMENTO IS		
Numero elettropompe installate	n	2
Numero elettropompe ridondanti	n	1
Portata sollevata da una pompa	Qs (l/s)	5,00
Prevalenza totale	ΔH_p (m)	5,00
Potenza massima assorbita singola pompa	Ps (kW)	1,30
Potenza massima complessiva richiesta dall' impianto	Pt (kW)	2,60



Curve di esercizio dell'impianto di sollevamento.

1.5. Dimensionamento vasca di alloggiamento

Il dimensionamento del pozzo di alloggiamento delle elettropompe sommergibili è stato basato sui seguenti parametri/criteri:

- numero massimo di avvii/ora (della pompa) pari a sei;
- valutazione del flusso di pompaggio massimo con riferimento al diagramma caratteristico di esercizio.

Assegnato quindi un appropriato numero di avviamenti/ora, si determina il volume dell'impianto di sollevamento sulla base di una sequenza di attacco-stacco delle pompe denominata "sequenza 2". Essa prevede l'attacco di ogni pompa a un prefissato livello, mentre lo stacco di tutte le pompe avviene quando il livello sia sceso al livello minimo previsto dalla vasca di raccolta.

Il dimensionamento del volume utile da assegnare a ciascuna pompa, all'interno del pozzo di sollevamento, è stato calcolato mediante la formula:

$$V_u = \frac{Q_p \times T_c}{4}$$

dove: V_u = volume del pozzo utile;

T_c = tempo di ciclo (intervallo di tempo tra due soste della pompa);

Q_p = portata media sollevata dalla pompa.

Nota la geometria del pozzo di sollevamento, la profondità da assegnare allo stesso è determinata con la relazione:

$$H_u = V_u / \Omega$$

dove: H_u = profondità (altezza utile) del pozzo

V_u = volume del pozzo utile (vasca di equalizzazione)

Ω = area utile della sezione trasversale del pozzo di sollevamento

Introducendo, per l'impianto previsto, i dati caratteristici di funzionamento riportati al punto precedente, si ottengono i valori numerici del volume utile d'invaso da assegnare a ciascun pozzo di pompaggio. Prevedendo di utilizzare manufatti in c.a. delle dimensioni interne nette 2,0 m x 2,0 m, si rende necessaria una profondità utile totale di **1,00 m**.

1.6. Dimensionamento condotta premente

Il collettore principale in pressione è previsto in PeAd PE 100 PN 10 del diametro esterno De 110 mm e presenta una lunghezza complessiva di circa 362 metri. La tubazione si sviluppa a valle dell'impianto fino al pozzetto di fognatura esistente all'inizio di Strada Parolina.

Si riassumono di seguito le caratteristiche idrauliche di funzionamento della premente:

- Condotta premente PeAd PE 100 Φ e 110 mm
- Portata = 5,15 l/s
- Velocità = 0,70 m/s

1.7. Verifica al galleggiamento

La verifica al galleggiamento dell'impianto di sollevamento consiste nell'accertare che il peso proprio del manufatto in c.a., che costituisce l'impianto di sollevamento, sia superiore alla spinta archimedeica che lo stesso manufatto, in presenza di falda freatica, riceve verso l'alto. Qualora tale ipotesi non venga soddisfatta, sarà necessario predisporre una adeguata zavorra in cls, da gettare in opera e da ancorare al manufatto tramite un sistema di armature.

Il coefficiente di sicurezza al galleggiamento (f_s), di seguito definito, dovrà essere maggiore o uguale ad 1:

$$f_s = \frac{F_v}{-S_a} \geq 1$$

dove:

- f_s = coeff. di sicurezza al galleggiamento;
- F_v = forze peso agenti verso il basso (peso struttura ed eventuale zavorra);
- S_a = spinta archimedeica, (rivolta verso l'alto).

La verifica al galleggiamento del pozzo di sollevamento dell'impianto (e il successivo dimensionamento della zavorra in calcestruzzo), è stata condotta a favore di sicurezza non considerando il peso del terreno e considerando inoltre il livello della falda a quota di piano campagna.

La verifica è stata condotta in due fasi:

Fase 1: durante la costruzione del manufatto (senza il contributo della soletta di copertura);

Fase 2: a manufatto ultimato.

Dai calcoli di seguito riportati in allegato si deduce che la verifica al galleggiamento è verificata.

1.8. Sistema di operazione

Un impianto di sollevamento semplice e piccolo come questo deve avere un sistema di controllo il più semplice possibile, per assicurare l'affidabilità di esercizio. Questa stazione sarà pertanto controllata da un sistema di interruttori a galleggiante di avvio e arresto, posizionati all'interno del pozzo di sollevamento e da uno strumento per la misura del livello del tipo a principio piezoresistivo.

Le pompe sono state progettate per sei avvii per ora, valore del tutto accettabile per pompe di questa capacità ed in grado di sollevare/trasportare le frazioni solide presenti nel liquame.

Un cambio regolare automatico tra le pompe sarà iniziato mediante un dispositivo di funzionamento alternato.

1.9. Allarmi e controlli di funzionamento

Gli allarmi ed i controlli dello stato di funzionamento delle pompe e di cui si prevede l'installazione saranno relativi a:

- Guasto pompa.
- Livelli nel pozzo della stazione di sollevamento, secondo le specifiche tecniche riportate nell'allegata tavola grafica.

1.10. Fabbisogni energetici

La domanda di potenza delle pompe richiesta è pari a circa 3,00 kW.

Un quadro di comando in BT, predisposto per il telecontrollo, è previsto in corrispondenza del punto di allaccio della rete elettrica, alloggiato entro un armadio stradale in PRFV.

1.11. Criteri di scelta delle soluzioni progettuali

Gli elementi decisionali che hanno condizionato le scelte progettuali adottate per il dimensionamento delle nuove elettropompe da inserire negli impianti di sollevamento, sono riconducibili ai seguenti criteri di carattere generale:

- funzionalità ed affidabilità, con particolare riguardo alla tenuta delle tubazioni contro le perdite e le fuoriuscite accidentali;
- economicità di realizzazione e velocità di posa;
- facilità di esercizio e manutenzione.

Ciò premesso, si può aggiungere che la scelta dei materiali, nonché la forma delle giranti delle elettropompe sono scelte per garantire una buona funzionalità di esercizio, la resistenza alle aggressioni sia di natura chimica e fisica dei liquami che devono essere sollevati.

PARTE TERZA

9. ALLEGATI

- Calcolo del carico idraulico portata nera;
- Verifica autopulizia delle condotte;
- Verifica idraulica rete fognaria acque nere;
- Dimensionamento impianto di sollevamento;
- Verifica al galleggiamento impianto di sollevamento.

CALCOLO DEL CARICO IDRAULICO PORTATA NERA

DATI GENERALI PDL

Comune	Vicenza	
PUA	Strada Parolina	
N1	24	Numero abitanti relativo all'insediamento di progetto
N2	111	Numero residenti attuali di Strada Parolina
Nab	135	Numero abitanti complessivo considerato nel calcolo
D	300	(l/s) Dotazione idrica procapite
Cp	4,8	Coefficiente di punta (formula di Koch)
n	16	numero ore di funzionamento
Cafflusso	0,8	Coefficiente di afflusso

CALCOLO CARICO IDRAULICO PORTATA NERA

N	D	n	Cafflusso	Qmedia	Cp	Qp
	(l/s Nab)	(ore)		(l/s)		(l/s)
135	300	16	0,8	0,6	4,8	2,7

VERIFICA AZIONE AUTOPULENTE

DATI GENERALI

Tronco	terminale		
Nodo	terminale		
Diametro esterno	(mm)	250	PVC SN8 SDR 34
Spessore	(mm)	7,3	
Diametro interno	(mm)	235	
Pendenza <i>i</i>	(1/1000)	3	
Ks	(m ^{1/3} s ⁻¹)	90	

CALCOLO DELLA VELOCITA' CRITICA E DELLA PENDENZA CRITICA PER DIVERSE DISTRIBUZIONI DI DIAMETRI

D (mm)	Y/D	Rh/D	A/D2	Rh (m)	γ Kg/mc	τ_c kg/mq	Ks (m ^{1/3} s ⁻¹)	V critica (m/s)	i critica (1/1000)
200	0,20	0,1206	0,1118	0,0241	1000	0,10	90	0,48	4,15
235	0,20	0,1206	0,1118	0,0284	1000	0,10	90	0,50	3,52
300	0,20	0,1206	0,1118	0,0362	1000	0,10	90	0,52	2,76
400	0,20	0,1206	0,1118	0,0482	1000	0,10	90	0,54	2,07

CALCOLO DELLA VELOCITA' CRITICA E DELLA PENDENZA CRITICA PER DIVERSI GRADI DI RIEMPIMENTO

D (mm)	Y/D	Rh/D	A/D2	Rh (m)	γ Kg/mc	τ_c kg/mq	Ks (m ^{1/3} s ⁻¹)	V critica (m/s)	i critica (1/1000)
235	0,05	0,0326	0,0147	0,0077	1000	0,10	90	0,40	13,03
235	0,10	0,0635	0,0409	0,0149	1000	0,10	90	0,45	6,69
235	0,15	0,0929	0,0739	0,0219	1000	0,10	90	0,48	4,57
235	0,20	0,1206	0,1118	0,0284	1000	0,10	90	0,50	3,52
235	0,25	0,1466	0,1535	0,0345	1000	0,10	90	0,51	2,90
235	0,30	0,1709	0,1982	0,0402	1000	0,10	90	0,53	2,49
235	0,35	0,1935	0,245	0,0455	1000	0,10	90	0,54	2,20
235	0,40	0,2142	0,2934	0,0504	1000	0,10	90	0,55	1,98
235	0,45	0,2331	0,3428	0,0549	1000	0,10	90	0,55	1,82
235	0,50	0,25	0,3927	0,0589	1000	0,10	90	0,56	1,70
235	0,55	0,2649	0,4426	0,0624	1000	0,10	90	0,57	1,60
235	0,60	0,2776	0,492	0,0653	1000	0,10	90	0,57	1,53
235	0,65	0,2881	0,5404	0,0678	1000	0,10	90	0,57	1,47
235	0,70	0,2962	0,5872	0,0697	1000	0,10	90	0,58	1,43
235	0,75	0,3017	0,6319	0,0710	1000	0,10	90	0,58	1,41
235	0,80	0,3042	0,6736	0,0716	1000	0,10	90	0,58	1,40
235	0,85	0,3033	0,7115	0,0714	1000	0,10	90	0,58	1,40
235	0,90	0,298	0,7445	0,0701	1000	0,10	90	0,58	1,43
235	0,95	0,2861	0,7707	0,0673	1000	0,10	90	0,57	1,48
235	1,00	0,25	0,7854	0,0589	1000	0,10	90	0,56	1,70

PORTATA NERA STIMATA

Portata media	Qm	0,6	(l/s)
Portata di punta	Qp	2,7	(l/s)

CALCOLO IDRAULICO

D	Y/D	Rh/D	A/D2	Ks	i	Rh	A	v	Q
(mm)				(m ^{1/3} s ⁻¹)	(1/1000)	(m)	(m ²)	(m/s)	(l/s)
235	0,05	0,0326	0,0147	90	3	0,0077	0,0008	0,19	0,2
235	0,10	0,0635	0,0409	90	3	0,0149	0,0023	0,30	0,7
235	0,15	0,0929	0,0739	90	3	0,0219	0,0041	0,39	1,6
235	0,2	0,1206	0,1118	90	3	0,0284	0,0062	0,46	2,8
235	0,25	0,1466	0,1535	90	3	0,0345	0,0085	0,52	4,4
235	0,30	0,1709	0,1982	90	3	0,0402	0,0110	0,58	6,4
235	0,35	0,1935	0,245	90	3	0,0455	0,0136	0,63	8,5
235	0,40	0,2142	0,2934	90	3	0,0504	0,0163	0,67	10,9
235	0,45	0,2331	0,3428	90	3	0,0549	0,0190	0,71	13,5
235	0,50	0,25	0,3927	90	3	0,0589	0,0218	0,75	16,2
235	0,55	0,2649	0,4426	90	3	0,0624	0,0245	0,78	19,0
235	0,60	0,2776	0,492	90	3	0,0653	0,0273	0,80	21,8
235	0,65	0,2881	0,5404	90	3	0,0678	0,0299	0,82	24,5
235	0,70	0,2962	0,5872	90	3	0,0697	0,0325	0,84	27,2
235	0,75	0,3017	0,6319	90	3	0,0710	0,0350	0,85	29,6
235	0,80	0,3042	0,6736	90	3	0,0716	0,0373	0,85	31,7
235	0,85	0,3033	0,7115	90	3	0,0714	0,0394	0,85	33,4
235	0,90	0,298	0,7445	90	3	0,0701	0,0413	0,84	34,6
235	0,95	0,2861	0,7707	90	3	0,0673	0,0427	0,82	34,8
235	1,00	0,25	0,7854	90	3	0,0589	0,0435	0,75	32,5

VERIFICA IDRAULICA SCALA DELLE PORTATE

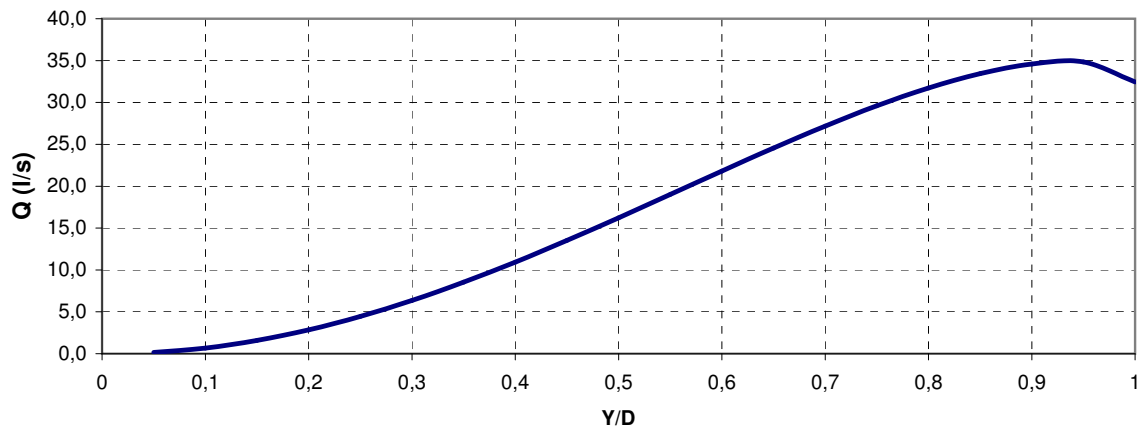
DATI GENERALI

Tronco	terminale		
Nodo	terminale		
Diametro esterno	(mm)	250	PVC SN8 SDR 34
Spessore	(mm)	7,3	
Diametro interno	(mm)	235	
Pendenza <i>i</i>	(1/1000)	3	
Ks	(m ^{1/3} s ⁻¹)	90	

CALCOLO IDRAULICO

D	Y/D	Rh/D	A/D ²	Ks	i	Rh	A	v	Q
(mm)				(m ^{1/3} s ⁻¹)	(1/1000)	(m)	(m ²)	(m/s)	(l/s)
235	0,05	0,0326	0,0147	90	3	0,0077	0,0008	0,19	0,2
235	0,10	0,0635	0,0409	90	3	0,0149	0,0023	0,30	0,7
235	0,15	0,0929	0,0739	90	3	0,0219	0,0041	0,39	1,6
235	0,20	0,1206	0,1118	90	3	0,0284	0,0062	0,46	2,8
235	0,25	0,1466	0,1535	90	3	0,0345	0,0085	0,52	4,4
235	0,30	0,1709	0,1982	90	3	0,0402	0,0110	0,58	6,4
235	0,35	0,1935	0,245	90	3	0,0455	0,0136	0,63	8,5
235	0,40	0,2142	0,2934	90	3	0,0504	0,0163	0,67	10,9
235	0,45	0,2331	0,3428	90	3	0,0549	0,0190	0,71	13,5
235	0,50	0,25	0,3927	90	3	0,0589	0,0218	0,75	16,2
235	0,55	0,2649	0,4426	90	3	0,0624	0,0245	0,78	19,0
235	0,60	0,2776	0,492	90	3	0,0653	0,0273	0,80	21,8
235	0,65	0,2881	0,5404	90	3	0,0678	0,0299	0,82	24,5
235	0,70	0,2962	0,5872	90	3	0,0697	0,0325	0,84	27,2
235	0,75	0,3017	0,6319	90	3	0,0710	0,0350	0,85	29,6
235	0,80	0,3042	0,6736	90	3	0,0716	0,0373	0,85	31,7
235	0,85	0,3033	0,7115	90	3	0,0714	0,0394	0,85	33,4
235	0,90	0,298	0,7445	90	3	0,0701	0,0413	0,84	34,6
235	0,95	0,2861	0,7707	90	3	0,0673	0,0427	0,82	34,8
235	1,00	0,25	0,7854	90	3	0,0589	0,0435	0,75	32,5

SCALA DELLE PORTATE



DIMENSIONAMENTO POZZO SOLLEVAMENTO

CARATTERISTICHE SISTEMA ELETTROPOMPE DI PROGETTO

Portata media stimata in arrivo	Qm	0,6	(l/s)
Numero pompe	Np	2	
Numero pompe in funzione	Npf	1	
Numero pompe ridondanti	Npr	1	
Portata media singola pompa	Qpompa	5,0	(l/s)
Numero di avvii /ora	NA	6	
Tempo di ciclo	Tc	600	(s)

CALCOLO VOLUME UTILE E DIMENSIONI POZZO

$V1=Qp \times Tc /4$		<i>(formula per il calcolo del volume V1)</i>	
Volume V1	V1	0,8	(mc)
Volume utile totale	$\sum vi$	1,0	(mc)
Lato di base pozzo	B	2,0	(m)
Area pozzo	Ap	4,0	(mq)
Altezza utile minima del pozzo	Hu	0,3	(m)
Franco per allarmi	Hf	0,2	(m)
Altezza utile di progetto	Ht	0,5	(m)
Altezza volume morto	Hvm	0,2	(m)
Altezza volume di riserva	Hvr	0,1	(m)
Altezza assegnata al pozzo	Htot	1,0	(m)

VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO SOLLEVAMENTO IS

1. DATI DI INPUT

Qt	Quota terreno (relativa)	<i>m</i>	0,00
Qf	Quota falda (relativa) : cautelativa	<i>m</i>	-0,50
Qp	Quota fondo pozzo (relativa)	<i>m</i>	-3,30
Hf	Altezza falda freatica ($H_f=Q_t-Q_f$)	<i>m</i>	0,50
Hv	Profondità relativa fondo vasca ($Q_t - Q_p$)	<i>m</i>	3,30
Li1	Lato interno 1 pozzo	<i>m</i>	2,00
Li2	Lato interno 2 pozzo	<i>m</i>	2,00
Sp	Spessore pareti pozzo	<i>m</i>	0,20
Le1	Lato esterno 1 pozzo	<i>m</i>	2,40
Le2	Lato esterno 2 pozzo	<i>m</i>	2,40
Ss	Spessore soletta copertura	<i>m</i>	0,20
Hp	Altezza platea	<i>m</i>	0,30
Hvp	Altezza vasca prefabbricata	<i>m</i>	3,25
Hz	Altezza zavorra	<i>m</i>	0,00
Lz	Larghezza zavorra	<i>m</i>	0,00

2. CALCOLO SPINTA IDROSTATICA

2.1. Spinta idrostatica vasca

Hsi	Altezza spinta idrostatica vasca	<i>m</i>	3,10
	$H_{si} = Q_t - Q_p + H_p$		
Ss	Superficie di spinta vasca		
	$S_s = L_{e1} \times L_{e2}$	<i>mq</i>	5,76
Vsp	Volume sommerso vasca	<i>mc</i>	17,86
Pa	Peso acqua	<i>kg/mc</i>	1000
Sip	Spinta idrostatica vasca	<i>kg</i>	- 17.856,00
	$(S_{ip} = V_{sp} \times P_a)$		

2.2 Spinta idrostatica zavorra

Vsz	Volume sommerso zavorra	<i>mc</i>	0
	$V_{sz} = L_z \times H_z \times (L_{e1} + L_{e2}) \times 2$		
Pa	Peso acqua	<i>kg/mc</i>	1000
Siz	Spinta idrostatica zavorra	<i>kg</i>	-
	$(S_{iz} = V_{sz} \times P_a)$		

2.3 Spinta idrostatica totale

Stot	Spinta idrostatica totale	<i>kg</i>	- 17.856,00
	$(S_{it} = S_{ip} + S_{iz})$		

3. CONTROSPINTA POZZO

A favore di sicurezza non si è computato il peso della soletta di copertura ed il terreno.

3.1 Controspinta vasca prefabbricata

Pcs	Peso unitario cls	<i>kg/mc</i>	2500
Vpv	Volume pareti vasca	<i>mc</i>	5,72
Ppv	Peso pareti vasca	<i>kg</i>	14.300,00
Vpf	Volume platea di fondo	<i>mc</i>	1,73
Ppf	Peso platea di fondo	<i>kg</i>	4.320,00
Ptv	Peso totale vasca (pareti + platea)	<i>kg</i>	18.620,00

$$Ptv = Ppv + Ppf$$

3.2 Controspinta zavorra

Pcls	Peso cls	<i>kg/mc</i>	2500
Vz	Volume zavorra		0,00
Pz	Peso zavorra		0,00

3.3 Controspinta soletta di copertura

Pcls	Peso unitario cls	<i>kg/mc</i>	2500
Vs	Volume soletta	<i>mc</i>	1,15
Ps	Peso soletta	<i>kg</i>	2.880,00

3.4 Controspinta totale in fase provvisoria

(Senza il peso della soletta di copertura)

CTP	Controspinta totale in fase provvisoria	<input type="text" value="18.620,00"/>
	CTP = Ptv+Pz	

3.5 Controspinta totale in fase definitiva

CT	Controspinta totale	<input type="text" value="21.500,00"/>
	CT = Ptv+Pz+Ps	

4. VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO

4.1	Verifica al galleggiamento in fase provvisoria	<input type="text" value="1,04"/>
-----	--	-----------------------------------

4.2	Verifica al galleggiamento in fase definitiva	<input type="text" value="1,20"/>
-----	---	-----------------------------------