

Oggetto

PROGETTO DI UNA RETE FOGNARIA

Roma – Castellaccio comparto 2

Corso

**PROTEZIONE IDRAULICA DEL
TERRITORIO (2° MODULO)**
Ingegneria Civile

Docente

Prof. Corrado Paolo Mancini



Studenti

**Berti Andrea
Campolese Mattia
Gigli Paola
Paccapelo Marco
Pascucci Andrea**

Anno

2006 / 2007

Sommario

Generalità e descrizione.....	2
Situazione attuale.....	2
Scelta del sistema fognario.....	2
Tracciato della rete fognaria.....	2
Normativa di riferimento.....	3
Principale normativa statale.....	3
Competenze regionali.....	3
Studio delle precipitazioni intense.....	4
Casi critici.....	4
Legge di probabilità pluviometrica.....	4
Dimensionamento degli specchi.....	5
Determinazione della portata sanitaria.....	5
Determinazione della portata pluviale.....	5
Coefficienti di deflusso.....	6
Intensità di pioggia.....	6
Tempo caratteristico del bacino.....	7
Applicazione della formula razionale.....	7
Scale di deflusso.....	8
Specchi circolari.....	8
Specchi ovoidali.....	9
Criteri di dimensionamento.....	10
Calcolo delle aree.....	11
Calcolo portate acque nere.....	12
Calcolo portate pluviali e scelta specchi.....	13
Verifica tempo di detenzione.....	15
Manufatti ordinari.....	16
Pozzetti di linea.....	16
Pozzetti di confluenza.....	16
Pozzetti di cacciata.....	16
Impianti di sollevamento.....	17
Scelta degli impianti.....	17
Acque reflue.....	17
Acque pluviali.....	21
Dimensionamento della camera di aspirazione.....	23
Dimensioni della vasca.....	25

Generalità e descrizione

Situazione attuale

Il presente progetto prevede la realizzazione di una rete fognaria in un'area di futura costruzione nella zona di Castellaccio, in prossimità della zona Eur, che abbia come ricettore finale il collettore Via di Decima (con sbocco nel depuratore Roma-sud).

Scelta del sistema fognario

L'area in esame richiede la costruzione della rete fognaria per consentire la raccolta sia delle acque nere che di quelle bianche: le acque nere provengono sia da abitazioni private che da edifici commerciali o destinati a servizi, mentre le acque bianche derivano dal dilavamento di strade e parcheggi nonché dalla mancata infiltrazione nelle aree permeabili.

La scelta del sistema è vincolata dalla presenza di un collettore esistente 1,40 x 1,90 a ridosso del fosso Vallerano di tipo **unitario**.

Il tempo di ritorno di progetto è stato fissato pari a 10 anni.

Tracciato della rete fognaria

Il sistema di smaltimento è composto da un tronco principale (tronco A) suddiviso in 5 tronchi (A1, A2, A3, A4, A5) nel quale affluiscono anche i tratti B, C (suddiviso in C1 e C2) e D.

Tronchi	Lunghezze (m)	Collettori affluenti	Aree di pertinenza diretta
A1	100	B	Area 2
A2	63		Area 3
A3	150	C2	Area 5
A4	170		Area 6 Area 9
A5	173	D	Area 10 Area 12
B	118		Area 1
C1	105		Area 4 Area 8
C2	60		Area 7
D	95		Area 11 Area 13

Tabella 1: Suddivisione tronchi

Per “aree di pertinenza diretta” si intendono le aree che portano direttamente i contributi al collettore in esame.

Normativa di riferimento

Le normative di riferimento considerate nel progetto sono:

Principale normativa statale

- **D.M. LL.PP. 23/2/1971** : *“Norme tecniche per gli attraversamenti e per i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie e altre linee di trasporto”*
- **Circolare ministeriale LL.PP. n° 11633/74** : *“Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto”*
- **Legge 10/5/1976 n° 319** : *“Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento”*
- **Delibera C.I. 4/2/1977 – Allegato 4**: *“Norme tecniche generali per la regolamentazione dell'installazione e dell'esercizio degli impianti di fognatura e depurazione”*
- **D.M. LL. PP. 12/12/1985** : *“Norme tecniche relative alle tubazioni”*

Competenze regionali

- *Piano regionale di risanamento delle acque (art.8 Legge 319/76)*

Studio delle precipitazioni intense

Casi critici

Per effettuare il calcolo delle portate bianche si son dovuti estrapolare i dati relativi alle precipitazioni di massima intensità dagli Annali Idrologici riferiti al pluviografo di Roma Macao.

Il processo di organizzazione dei dati è il seguente:

- ordinamento in senso decrescente delle altezze di precipitazione relative a 1,3,6,12,24 ore in maniera da desumere i casi critici delle altezze e intensità di precipitazione;
- costruzione delle curve di caso critico delle intensità di precipitazione che presentano un andamento irregolare, variabile da caso a caso; si noti come le suddette curve mostrino comunque dei caratteri comuni, quali la diminuzione delle intensità di precipitazione al crescere dell'intervallo di durata (prima rapidamente, poi più lentamente) e l'aumento delle altezze di precipitazione con l'intervallo di durata (meno che proporzionalmente);
- regolarizzazione degli andamenti dei valori empirici delle altezze di pioggia data la forma logaritmica: $h(t) = a(b+t)^n$ con:
 - h: altezza di pioggia [mm]
 - t: tempo [s]
 - a: intensità di pioggia unitaria [mm/s]
 - n: parametro
- nel calcolo i coefficienti a ed n sono stati estrapolati applicando il metodo dei minimi quadrati nella forma linearizzata: $Y(h(t)) = \alpha + \beta X(t)$ con:
 - $Y(h(t)) = \log[h(t)]$
 - $X(t) = \log[t]$
 - $\alpha = \log[a]$
 - $\beta = n$
- dato questo metodo può accadere che le rette rappresentanti i casi critici si incrocino: si risolve il problema imponendone a priori il parallelismo (a tutte le rette è stato imposto lo stesso β) accettando la minore accuratezza del modello così manipolato.

Legge di probabilità pluviometrica

La costruzione delle curve di caso critico è stata solo il primo dei due importanti passi che compongono lo studio delle precipitazioni intense: il secondo consiste nell'attribuzione, all'insieme delle curve di criticità, di una legge di probabilità che ci permetta tramite la scelta del tempo di ritorno di individuare l'espressione della curva di intensità di pioggia di progetto.

Il procedimento si articola nelle seguenti fasi:

1. attribuire ad ognuna delle curve di caso critico una costante probabilità di non essere superate (probabilità pluviometrica);
2. determinare la funzione di probabilità cumulata, ossia la probabilità che la massima altezza di pioggia dell'anno (variabile aleatoria) di un assegnato tempo, sia minore od uguale ad un generico valore di tale variabile;
3. determinare il valore della probabilità di non superamento della massima altezza di pioggia dell'anno; a tal fine va ipotizzata la forma assunta dalla funzione di probabilità cumulata (e successivamente stimare i parametri da cui questa funzione dipende) con l'obiettivo di adattarla nel miglior modo possibile ai valori di precipitazione misurati nel sito;

La distribuzione scelta è quella asintotica del massimo valore tipo II (Fréchet):

$$P(x) = \exp\left[-\left(\frac{x}{\epsilon}\right)^{-\alpha}\right]$$

Dimensionamento degli spechi

Determinazione della portata sanitaria

La portata nera da assumere nel progetto e verifica della rete è costituita dall'aliquota della dotazione idrica che raggiunge, attraverso le utenze domestiche, la fognatura. Per calcolare la portata nera in base a tale premessa, si procede secondo il criterio seguente per ogni sezione di calcolo:

- Si è provveduto al calcolo dell'area residenziale e quindi della *popolazione* presente. Considerando infatti tutta la zona con edifici perimetrati da 5 piani alti ognuno 3 mt, data l'area è stato possibile calcolare la cubatura come il prodotto di questi termini. La popolazione (in abitanti "ab") quindi è stata ricavata da $P = \frac{V \cdot a}{v}$ con *a* (*indice di affollamento*) pari a 1 ab/vano e *v* (*indice di cubatura per vano*) pari a 100 m³/vano.
- Si è calcolato il *coefficiente di punta* e di *minimo* in funzione della popolazione per determinare le fluttuazioni della portata rispetto a quella media giornaliera, tramite le seguenti relazioni:

$$C_p = \begin{cases} \frac{5}{\left(\frac{P}{1000}\right)^{\frac{1}{6}}} & \text{se } P > 1000 \text{ ab} \\ 5 & \text{se } P \leq 1000 \text{ ab} \end{cases} \quad C_m = \begin{cases} 0,2 \cdot \left(\frac{P}{1000}\right)^{\frac{1}{6}} & \text{se } P > 1000 \text{ ab} \\ 0,2 & \text{se } P \leq 1000 \text{ ab} \end{cases}$$

- Si è proceduto al calcolo delle portate medie nere tramite la seguente relazione:

$$Q_N = (1 - f) \cdot \frac{P \cdot d}{86400}$$

con:

- *Q_n*: portata nera
 - *d*: dotazione idrica della popolazione, pari a 350 l/ab/g
 - *f*: indice di dispersione che considera gli usi diversi da quelli domestici, pari a 0,15
- Come portata di progetto si è adottata la portata di punta $Q_p = C_p \cdot Q_N$, mentre per la verifica della velocità minima di 0,5 m/s onde evitare sedimentazioni e quindi fenomeni di putrefazione, dopo aver constatato che i valori della portata minima $Q_m = C_m \cdot Q_N$ erano eccessivamente bassi per essere rispettata, ci si è riferiti a quella media.

Determinazione della portata pluviale

Per la determinazione delle portate pluviali si è adottato il modello cinematico tramite la formula razionale in base alla quale il collettore che serve una data area *A* (in mq) deve smaltire la portata seguente:

$$Q = \frac{\phi A i}{3600000}$$

con:

- Q : portata pluviale [m³/s]
- φ : coefficiente di deflusso
- i : intensità di pioggia [mm/h]

Per poter utilizzare il modello è quindi necessario valutare per ogni tronco l'area contribuente effettiva (quella di competenza diretta di ogni tronco moltiplicata per il coefficiente di deflusso) e l'intensità di pioggia corrispondente al tempo di ritorno fissato.

Coefficienti di deflusso

Nei centri abitati la maggior parte dell'acqua precipitata contribuisce al deflusso superficiale, a differenza delle zone rurali o non urbanizzate, dove è possibile raggiungere percentuali molto basse di deflusso a causa dell'assorbimento del terreno.

Il coefficiente di deflusso considera questa differenza, pertanto sono state considerate le seguenti tipologie di aree:

Zona	φ
Edifici	0,8
Attorno agli edifici	0,4
Strade e parcheggi impermeabili	0,8
Parcheggi semipermeabili	0,6
Verde	0,1

Tabella 2: Tipologie di aree e coefficienti di deflusso

Definiti tali coefficienti, si è proceduto come segue:

- Sono state calcolate le aree relative a ciascuna zona in cui l'intero bacino è stato suddiviso indicando anche la tipologia di zona presente.
- Per ogni area si è calcolata l' "area pluviometrica" moltiplicando le zone contribuenti per il loro coefficiente di deflusso.
- Dalle aree precedenti si sono ricavate quelle contribuenti totali, sommando a quelle specifiche di una sezione quelle a monte di essa in modo da ottenere l'area di calcolo per ogni tronco da dimensionare.

Intensità di pioggia

Per la valutazione dell'intensità di pioggia è necessario basarsi sui risultati dell'analisi statistica precedentemente descritta.

Dato il tempo di ritorno di 10 anni, si ha per ogni tronco:

$$i_i(t, T_r) = \frac{a_i(T)}{(b+t)^m}$$

con:

- a_i(T) : intensità di pioggia unitaria pari a 56,88 mm/h
- b = 0,15325 (h)
- m = 0,76057

Tempo caratteristico del bacino

Il calcolo idraulico del tempo caratteristico del bacino si è basato sulle seguenti ipotesi:

- *Moto uniforme*: la sezione bagnata in ogni tratto è ricavata dalle usuali formule del moto uniforme.
- *Funzionamento autonomo della rete*: si considera ogni tratto di calcolo idraulicamente indipendente dagli altri, escludendo l'influenza di eventuali rigurgiti.
- *Funzionamento sincrono della rete*: si ipotizza che si raggiunga contemporaneamente il massimo livello idrico di progetto in tutte le canalizzazioni in modo che, per qualsiasi tronco, il tempo di concentrazione e il volume invasato massimo siano pari a quelli corrispondenti alle condizioni di massimo colmo in tutta la rete.

Dopo queste ipotesi ne consegue che il dimensionamento deve procedere da monte verso valle.

ed è calcolato con la seguente relazione:

$$\tau_i = \tau_0 + \sum_{j \in P_j} \frac{L_j}{v_j} + \frac{L_i}{v_i}$$

con:

- P_j : insieme dei tronchi appartenenti al percorso idraulicamente più lungo
- τ_0 : tempo di afflusso in fogna, ovvero la durata dello scorrimento superficiale in corrispondenza del colmo di piena, a monte del percorso idraulicamente più lungo (h)
- L_j : lunghezza del tronco j (m)
- v_j : Velocità del tronco j in corrispondenza del colmo di piena (m/h)
- L_i : lunghezza del tronco in esame
- v_i : velocità del tronco da dimensionare

Applicazione della formula razionale

Per ogni tronco sono noti: lunghezza, area contribuyente e il tempo di afflusso in fogna τ_0 preso pari a 600 secondi (10 min).

Da questi dati si è calcolata per ogni tronco la portata di pioggia con la quale si è dimensionato poi lo speco (essendo questa decisamente maggiore della nera) in base al seguente processo iterativo:

- Si è ipotizzato un valore della velocità in fogna (v_i) di prima iterazione pari a 1 m/s.
- Si è calcolato il tempo di percorrenza del tronco di fognatura come precedentemente indicato.
- Con questo valore del tempo caratteristico si è calcolata l'intensità di pioggia
- Nota l'area pluviometrica totale d'interesse del collettore e nota l'intensità si è calcolata la portata di prima iterazione ipotizzando la pendenza del tronco.
- Fissata la pendenza e predimensionato il tipo di collettore, si è calcolata la portata specifica e quindi le scale di deflusso.
- Dalle tabelle si è ricavato il riempimento, il Froude e soprattutto la velocità specifica corrispondente la quale, moltiplicata per la pendenza utilizzata, fornisce la velocità del canale da confrontare con quella utilizzata nell'iterazione. Se diversa si ripete il ciclo utilizzando questo valore, iterazioni che comunque convergono rapidamente (max 3 tentativi).

Scale di deflusso

Le scale di deflusso sono lo strumento fondamentale per la scelta dello specchio in quanto forniscono tutti i valori necessari (portata e velocità specifica, riempimento, Froude, ecc.).

Nel progetto le scale sono state costruite considerando il coefficiente di scabrezza di Manning ottenendo quindi l'equazione di Chezy nella seguente forma:

$$Q(h, i, n) = \frac{1}{n} \cdot \Omega(h) \cdot R(h)^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

con:

- Q : portata [m³/s]
- h : altezza di corrente [m]
- i : pendenza del tronco
- n : coefficiente di scabrezza di Manning, pari a 0,0014 s/m^{1/3} (spechi in calcestruzzo)
- Ω : area bagnata [m²]
- R : raggio idraulico [m]

Le scale di deflusso sono state completate con l'inserimento del calcolo della portata e velocità specifica, in modo da lavorare su parametri indipendenti dalla pendenza del tronco:

$$Q_s = \frac{Q}{\sqrt{i}} \quad V_s = \frac{V}{\sqrt{i}}$$

Inoltre si considerano anche le altre grandezze presenti nelle relazioni:

- b(h): larghezza della superficie libera [m]
- C(h): contorno bagnato [m]
- r: grado di riempimento [%]

A seconda della tipologia degli spechi utilizzati in progetto si hanno le seguenti relazioni:

Spechi circolari

$$\Phi = \arccos\left(1 - \frac{h}{r}\right)$$

$$b(h) = 2r \cdot \sin \Phi$$

$$C(h) = 2r \cdot \Phi$$

$$\Omega(h) = r^2 (\Phi - \sin \Phi \cdot \cos \Phi)$$

Specchi ovoidali:

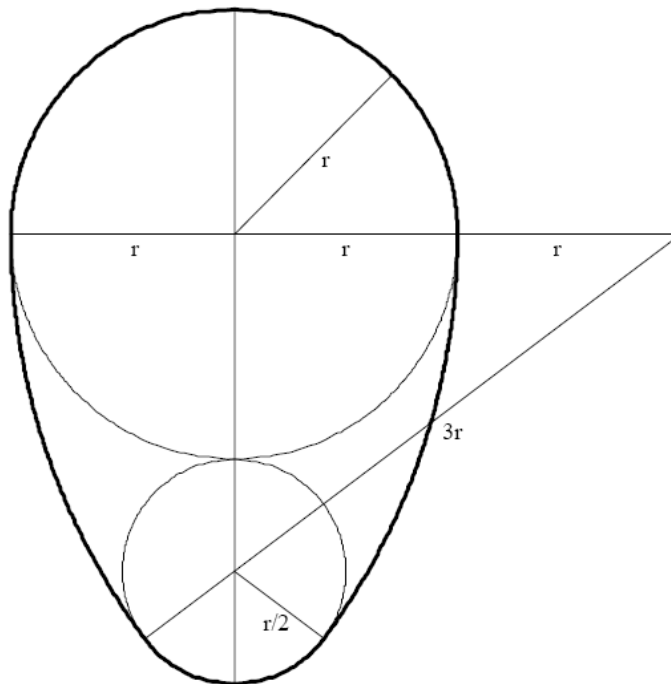


Fig 1: Costruzione geometrica di uno speco ovoidale vecchio inglese

- per $h \leq \frac{r}{5}$:

$$\Phi = \arccos\left(1 - \frac{2h}{r}\right)$$

$$b(h) = r \cdot \sin \Phi$$

$$C(h) = r \cdot \Phi$$

$$\Omega(h) = \frac{r^2}{4} (\Phi - \sin \Phi \cdot \cos \Phi)$$

- per $\frac{r}{5} < h < 2r$:

$$\Theta_1 = \arcsin 0,6$$

$$\Theta = \arcsin\left(\frac{2}{3} - \frac{h}{3r}\right)$$

$$b(h) = 2r(3 \cos \Theta - 2)$$

$$C(h) = r\left(\frac{\pi}{2} + 5\Theta_1 - 6\Theta\right)$$

$$\Omega(h) = r^2 \left[9(\Theta_1 - \Theta) - 4(\tan \Theta_1 - \tan \Theta) + \frac{1}{4} \left(\frac{\pi}{2} - \Theta_1 \right) - (3 \cos \Theta - 2)(3 \sin \Theta - 2 \tan \Theta) \right]$$

- per $2r < h \leq 3r$:

$$\Psi = \arcsin\left(\frac{h}{r} - 2\right)$$

$$b(h) = 2r \cos \Psi$$

$$C(h) = r \left(\frac{\pi}{2} + 5\Theta_1 + 2\Psi \right)$$

$$\Omega(h) = r^2 \left(8,75\Theta_1 - 4 \tan \Theta_1 + \frac{\pi}{8} + \Psi + \sin \Psi \cos \Psi \right)$$

Criteri di dimensionamento

Il dimensionamento è stato guidato dai seguenti criteri:

- Si è optato per specchi ovoidali vecchio inglese in calcestruzzo rivestiti in gres ceramico nella parte inferiore, sfruttando la loro maggiore capacità di far “correre” le basse portate meglio dei circolari.
- Si sono scelte pendenze elevate (1%) nei tratti a monte nei quali le portate medie sanitarie, essendo molto basse, rischiano di non verificare la velocità minima di $0,5 \text{ m/s}$. Per le portate minime nere si veda il paragrafo delle verifiche.
- Si è cercato di non differenziare eccessivamente le pendenze dei tronchi utilizzando valori convenzionalmente adottati per garantire più facilmente il rispetto della livelletta nella fase di posa in opera (1% e 0,5%).
- Il dimensionamento è stato effettuato in modo da garantire quando possibile un deflusso in corrente lenta o comunque non eccessivamente veloce ($Fr < 1$). Nei tronchi con portate molto basse si sono tollerati anche Froude leggermente superiori (comunque mai oltre 1,25), sfruttando i bassi riempimenti e le sensibili altezze degli specchi che garantiscono la presenza di un'altezza libera sufficientemente elevata dove poter dissipare le eventuali turbolenze che potrebbero insorgere.

Calcolo delle aree

In seguito alla suddivisione precedentemente descritta si sono calcolate le dimensioni delle aree individuate in base alla tipologia di terreno:

Tipo:	Edifici	Zona attorno edifici	Strade	Parcheggi		Verde	Area totale [mq]
				Impermeabile	Semipermeabile		
Area1	4010	0	1903	0	0	0	5913
Area2	701	0	5991	0	0	742	7434
Area3	444	256	4726	1401	307	748	7882
Area4	1813	1744	755	0	0	0	4312
Area5	1341	445	4187	830	370	3003	10176
Area6	0	0	2106	0	0	404	2510
Area7	3146	391	369	0	0	0	3906
Area8	4706	892	659	0	0	0	6257
Area9	5740	1362	4451	1774	774	755	14856
Area10	0	0	2686	5679	4793	11089	24247
Area11	0	0	1842	1039	604	774	4259
Area12	0	0	2152	3868	1882	3116	11018
Area13	0	0	1500	1328	675	718	4221
Totale	21901	5090	33327	15919	9405	21349	106991

Tabella 3: Suddivisione aree di competenza di ogni tronco (in mq)

Moltiplicando questi valori per i coefficienti di deflusso (da Tabella 2) si ha:

Tipo:	Edifici	Zona attorno edifici	Strade	Parcheggi		Verde	Area totale [mq]
				Impermeabile	Semipermeabile		
Area1	3208	0	1522,4	0	0	0	4730,4
Area2	560,8	0	4792,8	0	0	74,2	5427,8
Area3	355,2	102,4	3780,8	1120,8	184,2	74,8	5618,2
Area4	1450,4	697,6	604	0	0	0	2752
Area5	1072,8	178	3349,6	664	222	300,3	5786,7
Area6	0	0	1684,8	0	0	40,4	1725,2
Area7	2516,8	156,4	295,2	0	0	0	2968,4
Area8	3764,8	356,8	527,2	0	0	0	4648,8
Area9	4592	544,8	3560,8	1419,2	464,4	75,5	10656,7
Area10	0	0	2148,8	4543,2	2875,8	1108,9	10676,7
Area11	0	0	1473,6	831,2	362,4	77,4	2744,6
Area12	0	0	1721,6	3094,4	1129,2	311,6	6256,8
Area13	0	0	1200	1062,4	405	77,4	2744,8

Totale: 66737,1

Tabella 4: Aree pluviometriche

ottenendo un coefficiente di afflusso medio pari a $66737 / 102991 = 0,62$.

Sommando i valori precedenti per ogni sezione di calcolo, si ottiene:

Tipo:	Edifici	Zona attorno edifici	Strade	Parcheggi		Verde	Area totale [mq]
				Impermeabile	Semipermeabile		
Sezione: B	3208	0	1522,4	0	0	0	4730,4
A1	3768,8	0	6315,2	0	0	74,2	10158,2
C1	5215,2	1054,4	1131,2	0	0	0	7400,8
A2	4124	102,4	10096	1120,8	184,2	149	15776,4
C2	7732	1210,8	1426,4	0	0	0	10369,2
A3	12928,8	1491,2	14872	1784,8	406,2	449,3	31932,3
A4	17520,8	2036	20117,6	3204	870,6	565,2	44314,2
D	0	0	2673,6	1893,6	767,4	154,8	5489,4
A5	17520,8	2036	26661,6	12735,2	5643	2140,5	66737,1

Tabella 5: Aree pluviometriche di progetto per ogni sezione di calcolo

Calcolo portate acque nere

Dalle indicazioni precedenti si è potuto calcolare la portata media nera e quella minima e massima di progetto:

Sezione:	Area edifici [m ²]	Volume edifici [m ³]	Popolazione [ab]	Portata media nera [l/s]	Kp	Km	Portata massima nera [l/s]	Portata minima nera [l/s]
B	4010	60150	602	2,07	5	0,2	10,36	0,41
A1	4711	70665	707	2,43	5	0,2	12,17	0,49
C1	6519	97785	978	3,37	5	0,2	16,84	0,67
A2	5155	77325	773	2,66	5	0,2	13,31	0,53
C2	9665	144975	1450	4,99	4,7	0,21	23,46	1,06
A3	16161	242415	2424	8,35	4,31	0,23	36,01	1,93
A4	21901	328515	3285	11,31	4,1	0,24	46,39	2,76
D	0	0	0	0	0	0	0	0
A5	21901	328515	3285	11,31	4,1	0,24	46,39	2,76

Totale: 13503

Tabella 6: Portata media in base alla popolazione e portate massime e minime di progetto

Come si può notare i valori della portata minima nera, soprattutto nei tratti iniziali, sono veramente irrisori ed è praticamente impossibile verificare la velocità minima di 0,5 m/s come precedentemente indicato.

Riferendosi alla portata media nera, una volta predimensionato lo speco si può adottare come criterio di scelta e verifica il calcolo della pendenza minima necessaria per garantire la velocità sufficiente in ogni sezione di calcolo:

Sezione:	Speco utilizzato	Pendenza minima
B	90*60	0,008
A1	90*60	0,008
C1	90*60	0,007
A2	90*60	0,008
C2	90*60	0,005
A3	120*90	0,004
A4	120*90	-
D	-	-
A5	-	-

Tabella 7: Pendenze minime da garantire per ogni sezione

Riassumendo si ha per le portate nere:

Sezione	L [m]	J	Popolazione	Dotazione idrica	Portata media nera	Kp	Massime Nere [l/s]	Km	Minime Nere [l/s]	Velocità minima nera [m/s]
B	118	0,010	602	210,53	2,07	5	10,36	0,2	0,41	0,33
A1	100	0,010	707	247,33	2,43	5	12,17	0,2	0,49	0,34
C1	105	0,010	978	342,25	3,37	5	16,84	0,2	0,67	0,37
A2	63	0,010	773	270,64	2,66	5	13,31	0,2	0,53	0,35
C2	60	0,010	1450	507,41	4,99	4,7	23,46	0,21	1,06	0,43
A3	150	0,005	2424	848,45	8,35	4,31	36,01	0,23	1,93	0,39
A4	170	0,005	3285	1149,8	11,31	4,1	46,39	0,24	2,76	0,42
D	95	0,005	0	0	0	0	0	0	0	0
A5	173	0,005	3285	1149,8	11,31	4,1	46,39	0,24	2,76	0,42

Tabella 8: Riepilogo calcoli portate nere

Calcolo portate pluviali e scelta specchi

Con le relazioni precedenti si può effettuare il dimensionamento degli specchi direttamente dai valori della portata bianca. Sono indicati con h l'altezza dello speco e con r il riempimento.

Tronco	V [m/s]	tc [h]	tc [s]	i(t) [mm/h]	Q [m³/s]	i	Qsp [m³/s]	h [m]	tipo	r	Vsp	Fr	V [m/s]
B	1,000	0,199	718,000	125,66	0,1651	0,010	1,651	0,9	VI	0,32	17,3	1,25	1,73
	1,730	0,186	668,208	129,54	0,1702	0,010	1,702	0,9	VI	0,32	17,49	1,25	1,75
	1,749	0,185	667,475	129,6	0,1703	0,010	1,703	0,9	VI	0,32	17,5	1,25	1,75
A1	1,000	0,213	767,475	122,06	0,3444	0,010	3,444	0,9	VI	0,46	20,6	1,21	2,06
	2,060	0,199	716,019	125,81	0,3550	0,010	3,550	0,9	VI	0,47	20,74	1,21	2,07
	2,074	0,199	715,691	125,83	0,3551	0,010	3,551	0,9	VI	0,47	20,75	1,21	2,08
C1	1,000	0,196	705,000	126,65	0,2604	0,010	2,604	0,9	VI	0,38	19,04	1,24	1,9
	1,904	0,182	655,150	130,61	0,2685	0,010	2,685	0,9	VI	0,39	19,1	1,23	1,91
	1,910	0,182	654,974	130,62	0,2685	0,010	2,685	0,9	VI	0,39	19,1	1,23	1,91
A2	1,000	0,216	778,691	121,28	0,5315	0,010	5,315	0,9	VI	0,6	22,7	1,15	2,27
	2,270	0,207	743,444	123,78	0,5424	0,010	5,424	0,9	VI	0,61	22,75	1,15	2,28
	2,275	0,206	743,383	123,78	0,5425	0,010	5,425	0,9	VI	0,61	22,75	1,15	2,28
C2	1,000	0,199	714,974	125,89	0,3626	0,010	3,626	0,9	VI	0,47	20,55	1,21	2,05
	2,055	0,190	684,172	128,27	0,3695	0,010	3,695	0,9	VI	0,48	20,8	1,21	2,08
	2,080	0,190	683,826	128,29	0,3695	0,010	3,695	0,9	VI	0,48	20,8	1,21	2,08
A3	1,000	0,248	893,383	113,88	1,0101	0,005	14,286	1,2	VII	0,68	28,65	0,82	2,03
	2,026	0,227	817,426	118,66	1,0525	0,005	14,885	1,2	VII	0,69	28,87	0,82	2,04
	2,041	0,227	816,862	118,69	1,0528	0,005	14,889	1,2	VII	0,69	28,87	0,82	2,04
A4	1,000	0,274	986,862	108,58	1,3366	0,005	18,902	1,5	VIII	0,56	31,36	0,9	2,22
	2,217	0,248	893,525	113,87	1,4017	0,005	19,823	1,5	VIII	0,58	31,45	0,9	2,22
	2,224	0,248	893,305	113,89	1,4019	0,005	19,826	1,5	VIII	0,58	31,46	0,9	2,22
D	1,000	0,214	770,000	121,88	0,1858	0,005	2,628	800	800	0,37	20,97	1,02	1,48
	1,483	0,199	714,648	125,91	0,1920	0,005	2,715	800	800	0,37	20,97	1,02	1,48
	1,483	0,199	714,648	125,91	0,1920	0,005	2,715	800	800	0,37	20,97	1,02	1,48
A5	1,000	0,296	1066,305	104,5	1,9373	0,005	27,397	1,5	VIII	0,7	33,43	0,84	2,36
	2,364	0,268	966,491	109,69	2,0334	0,005	28,756	1,5	VIII	0,72	33,95	0,83	2,4
	2,401	0,268	965,370	109,75	2,0345	0,005	28,773	1,5	VIII	0,72	33,96	0,83	2,4

Tabella 9: Calcoli portata bianca e scelta specchi

Riepilogando (considerando h come altezza del pelo libero nel collettore):

Tronco	L [m]	J	A tot [mq]	φ	Q[m ³ /s]	V [m/s]	h[m]	Fr	tipo	Gr
B	118,000	0,010	5913	0,80	0,1651	1,73	0,29	1,25	VI	0,32
					0,1702	1,75	0,29	1,25		0,32
					0,1703	1,75	0,29	1,25		0,32
A1	100,000	0,010	13347	0,76	0,3444	2,06	0,41	1,21	VI	0,46
					0,3550	2,07	0,42	1,21		0,47
					0,3551	2,08	0,42	1,21		0,47
C1	105,000	0,010	10569	0,70	0,2604	1,9	0,34	1,24	VI	0,38
					0,2685	1,91	0,35	1,23		0,39
					0,2685	1,91	0,35	1,23		0,39
A2	63,000	0,010	21229	0,74	0,5315	2,27	0,54	1,15	VI	0,6
					0,5424	2,28	0,55	1,15		0,61
					0,5425	2,28	0,55	1,15		0,61
C2	60,000	0,010	14475	0,72	0,3626	2,05	0,42	1,21	VI	0,47
					0,3695	2,08	0,43	1,21		0,48
					0,3695	2,08	0,43	1,21		0,48
A3	150,000	0,005	45880	0,70	1,0101	2,03	0,81	0,82	VII	0,68
					1,0525	2,04	0,83	0,82		0,69
					1,0528	2,04	0,83	0,82		0,69
A4	170,000	0,005	63246	0,70	1,3366	2,22	0,84	0,9	VIII	0,56
					1,4017	2,22	0,86	0,9		0,58
					1,4019	2,22	0,87	0,9		0,58
D	95,000	0,005	8480	0,65	0,1858	1,48	296	1,02	800	0,37
					0,1920	1,48	296	1,02		0,37
					0,1920	1,48	296	1,02		0,37
A5	173,000	0,005	106991	0,62	1,9373	2,36	1,05	0,84	VIII	0,7
					2,0334	2,4	1,08	0,83		0,72
					2,0345	2,4	1,08	0,83		0,72

Tabella 10: Riepilogo calcoli scelte spechi

Verifica tempo di detenzione

Come precedentemente detto, per evitare che si verifichino fenomeni anaerobici e di setticemia, con formazione di prodotti come metano e acido solfidrico dannosi per le strutture, si deve verificare che l'acqua di origine sanitaria non rimanga troppo tempo dentro al collettore.

In fase di progetto si è garantita la pendenza minima per lo scorrimento della portata media nera con sufficiente velocità, tuttavia è necessario verificare il tempo durante il quale la portata di *minima* nera permane dentro ai collettori con velocità molto basse (sempre inferiori a 0,5 m/s), ovvero il tempo di detenzione dentro ai collettori.

Il valore è fornito dal rapporto tra la lunghezza del collettore e la velocità alla quale scorre la portata minima nera, ricavabile facilmente dalle scale di deflusso:

Sezioni di calcolo	Pendenza i	Tipo di speco	Lunghezza tratto	Portata Minima Nera [l/s]	Velocità minima nera [m/s]	Tempo di detenzione minima nera [s]	Tempo di detenzione minima nera [min]
B	0,010	VI	118	0,41	0,33	357,58	6,0
A1	0,010	VI	100	0,49	0,34	294,12	4,9
C1	0,010	VI	105	0,67	0,37	283,78	4,7
A2	0,010	VI	63	0,53	0,35	180	3,0
C2	0,010	VI	60	1,06	0,43	139,53	2,3
A3	0,005	VII	150	1,93	0,39	384,62	6,4
A4	0,005	VIII	170	2,76	0,42	404,76	6,7
D	0,005	800	95	0	0	0	0,0
A5	0,005	VIII	173	2,76	0,42	411,9	6,9

Tabella 11: Tempi di detenzione nei singoli collettori

Il percorso idraulicamente più lungo, ovvero quello caratterizzato dal maggior tempo di percorrenza, è quello formato dai tronchi **B**, **A1**, **A2**, **A3**, **A4** e **A5**.

Sommando i valori ottenuti si ha che il tempo di detenzione massimo nei collettori è dato da $6 + 4,9 + 3 + 6,4 + 6,7 + 6,9 =$ circa **34 minuti**, valore sufficientemente basso.

Manufatti ordinari

Pozzetti di linea

Per poter provvedere alla pulizia e all'ispezione dei collettori è stato necessario disporre lungo i collettori dei pozzetti di linea che permettano l'accesso in fogna. Sono costituiti da due camere, una con accesso dalla strada nella quale possono scendere gli operai, l'altra cieca distante 1 m dall'esterno dove è presente il manufatto.

Il loro posizionamento è stato effettuato dopo aver precedentemente individuato l'ubicazione di quelli di confluenza, in modo da evitare che ci fossero tratti di fognatura più lunghi di 25÷30 m privi di ispezione.

I pozzetti sono conformati in modo da non introdurre apprezzabili perdite di carico per le portate di tempo asciutto e da evitare il ristagno del liquame e quindi la formazione di depositi putrescibili.

Pozzetti di confluenza

I pozzetti di confluenza sono disposti in corrispondenza di tutte le intersezioni tra i collettori, anche tra quelli a pendenze diverse, realizzando quindi dei piccoli salti all'interno dei pozzetti stessi. Tuttavia, a causa delle basse portate in gioco e i bassi valori di dislivelli, si possono trascurare tutte le problematiche legate alla dissipazione di energia.

Pozzetti di cacciata

Nei tronchi di monte, dove le portate nere sono molto scarse, pur avendo valutato la non elevata entità del tempo di detenzione nei collettori, potrebbe essere necessaria l'installazione di pozzetti di cacciata. Questi manufatti sono costituiti da recipienti d'acqua costantemente alimentati da un rubinetto collegato con la rete idrica. La vasca comunica con la fognatura tramite un sifone di cacciata che si innesca automaticamente quando questa si è riempita, svuotandola e creando un forte getto che pulisce lo speco.

Impianti di sollevamento

Essendo il fosso Vallerano protetto da alte arginature (dimensionate per la piena duecentennale del Tevere) ed essendo il collettore di ricezione ubicato nel lato opposto del fosso, si è optato per l'installazione di impianti costituiti da idrovore per il sollevamento delle acque pluviali e pompe per sollevamento delle acque nere. Anche se il sistema è di tipo unitario, la distinzione è stata effettuata per poter addurre le portate di tempo asciutto al collettore e quindi al depuratore, mentre nel caso di eventi di pioggia per poter scaricare direttamente nel fosso.

Assumendo un rapporto di diluizione (di norma pari a 5) circa uguale al coefficiente di punta per la portata nera nel collettore terminale A5 (pari a 4,1) si assume che la prima cacciata inquinata (ovvero la parte iniziale della portata bianca contenente la maggiore concentrazione di inquinanti) sia sollevata dalle pompe per le acque nere, evitando quindi il ricorso a vasche di prima pioggia.

Il collettore terminale viene fatto interrompere a 4,9 slm (fondo fogna) ad una distanza di 25 m dall'argine al fine di consentire il posizionamento della camera di compenso. Dall'interruzione parte un altro collettore che porta l'acqua nella vasca sanitaria.

Si sfrutta il ponte stradale come sostegno per la condotta di mandata per la pompa delle acque reflue, mentre quelle delle idrovore dovranno scavalcare l'argine.

Entrambi gli impianti di sollevamento sono dotati di valvola unidirezionale di rientro dell'aria per impedire al liquame sollevato dalla pompa di refluire verso la vasca di carico dell'impianto.

Scelta degli impianti

Acque reflue

Le pompe per acque reflue si differenziano da quelle per acque pluviali perché devono essere in grado di far passare corpi solidi senza bloccarsi. Pompe di questo tipo hanno quindi rendimenti idraulici molto inferiori rispetto agli equivalenti per acque pulite.

Portata nominale

Date le modeste portate in gioco, si è considerato l'utilizzo di **1** sola pompa più **1** riserva. La portata da sollevare è quindi:

Portata nera:	
Portata media (m ³ /s)	0,011
Coefficiente di punta (Kp)	4,100
Numero di pompe riserva esclusa(n)	1,000
Portata sollevata da ogni pompa (m³/s):	0,046

Tabella 12: Portata sanitaria da sollevare

Prevalenza geodetica

Per il calcolo della prevalenza geodetica si considera la condizione più gravosa, ovvero quella in cui l'acqua è al carico minimo nella vasca (valore prossimo alla sommergezza minima). La quota della strada è a 16,80 m slm, ma si assume che la mandata passi a 1 m al di sotto, quindi a 15,8 m slm. La quota del collettore di ricezione invece è a 9 m slm. Si esclude il riempimento del collettore, mentre si considera l'altezza dovuta all'attacco / stacco pari a circa 20 cm e 20 cm di franco. Dato il funzionamento a sifone la prevalenza geodetica da garantire è data da $9 - 4,9 + 0,2 + 0,2 = 4,5 \text{ m}$.

Perdite di carico distribuite

Le perdite di carico distribuite lungo la condotta di mandata si calcolano con la relazione:

$$\Delta_{h-dist} = J \cdot L \quad \text{con :}$$

$$J = \frac{n^2 Q^2}{\Omega^2 \left(\frac{\Phi}{4}\right)^{4/3}}$$

- Φ = diametro della condotta di mandata
- Ω = area bagnata del condotto
- L = lunghezza della condotta di mandata

Per il predimensionamento della condotta di mandata, si è scelto un tubo in acciaio Φ 250 la cui lunghezza è data dalla somma dei seguenti tratti:

- distanza laterale pompe / bordo strada (15 m)
- distanza della condotta dall'argine (12 m)
- tratto in altezza (uguale alla prevalenza da garantire, 12,35 m)
- attraversamento stradale (54 m)
- imbocco nel collettore di ricezione (6,8 m)

Sommando, si ha che $L = 100$ m circa, quindi:

Perdite di carico distribuite:

Φ condotta di mandata (m):	0,250
Numero manning n:	0,0140
Perdita di carico distribuita J:	0,007052
Lunghezza tratto mandata L (m):	100,000
Δh Condotta di mandata (m):	0,70518

Tabella 13: Perdite di carico distribuite

Si noti che la lunghezza della condotta è sufficientemente bassa in modo da evitare anche problemi di tempi di detenzione eccessivi.

Perdite di carico localizzate

Si devono computare anche le perdite di carico localizzate dovute a raccordi, curve e sbocchi che inducono dissipazioni nel deflusso all'interno della condotta di mandata.

$$\Delta_{h-loc} = \frac{\sum_{i=1}^N k_i \cdot Q^2}{2 g \cdot \Omega^2} \quad \text{con:}$$

- k_i : parametri tabellati per il calcolo della perdita a seconda del tipo di alterazione
- n: numero di alterazioni

- **Curve:**

Sono presenti 4 curve a 90°; ipotizzando $R = 1,5 D$ e considerando il caso più gravoso, si ha $k_{cur} = 0,24$

- *Allargamento:*
Considerando che usualmente le pompe di questo genere hanno piedi di accoppiamento con un $d = 150$ mm, si è previsto un allargamento tramite raccordo conico di lunghezza $L = 2 D$ con $D = 250$ mm; dato quindi $L/D = 2$ e $d/D < 0,5$, $k_{all} = 0,5$
- *Sbocco:*
Si considera usualmente il valore $k_{sb} = 1$.

Sommando tutti i k calcolati, si è ottenuto:

Perdite di carico localizzate:

k curve:	0,240
n curve:	4,000
k sbocco:	1,000
k allargamento:	0,500
Δh curve (m)	0,044
Δh allargamento (m)	0,023
Δh sbocco (m)	0,045

Tabella 14: Riassunto perdite di carico localizzate

Prevalenza di progetto

Sommando tutti i contributi precedentemente calcolati, si ottiene la prevalenza finale che deve essere garantita dalla pompa:

$$H = 4,5 + 0,705 + 0,044 + 0,023 + 0,045 = \mathbf{5,3 \text{ m}}$$

Scelta dell'impianto

In base ai dati calcolati, si è scelta la pompa **C 3127** con installazione di tipo **P**, semifissa in immersione dal catalogo :

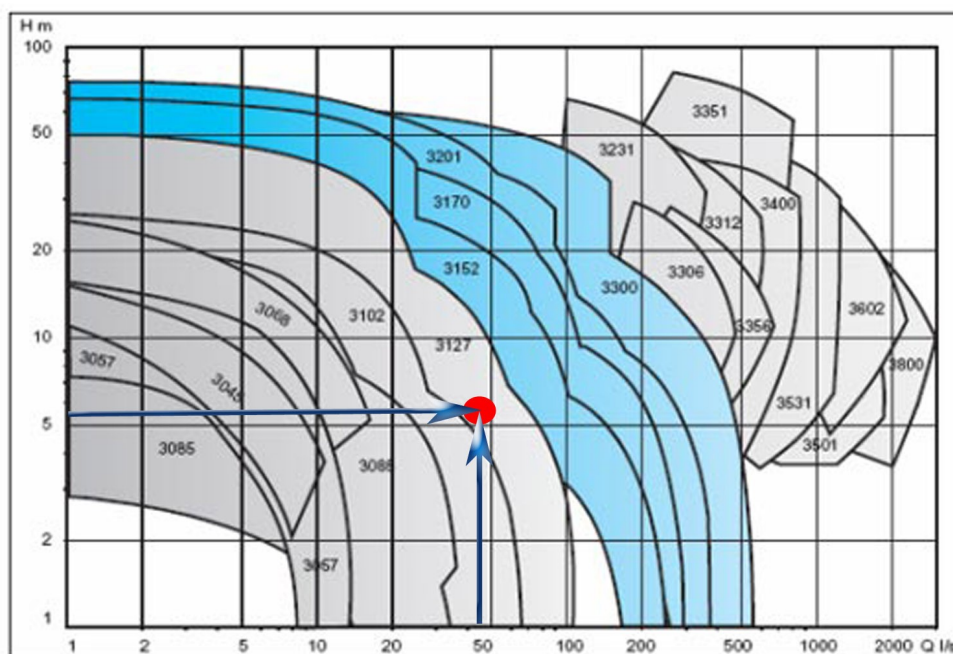


Fig 2: Abaco curve di funzionamento impianti di sollevamento - produttore Flygt Italia

Campo di funzionamento

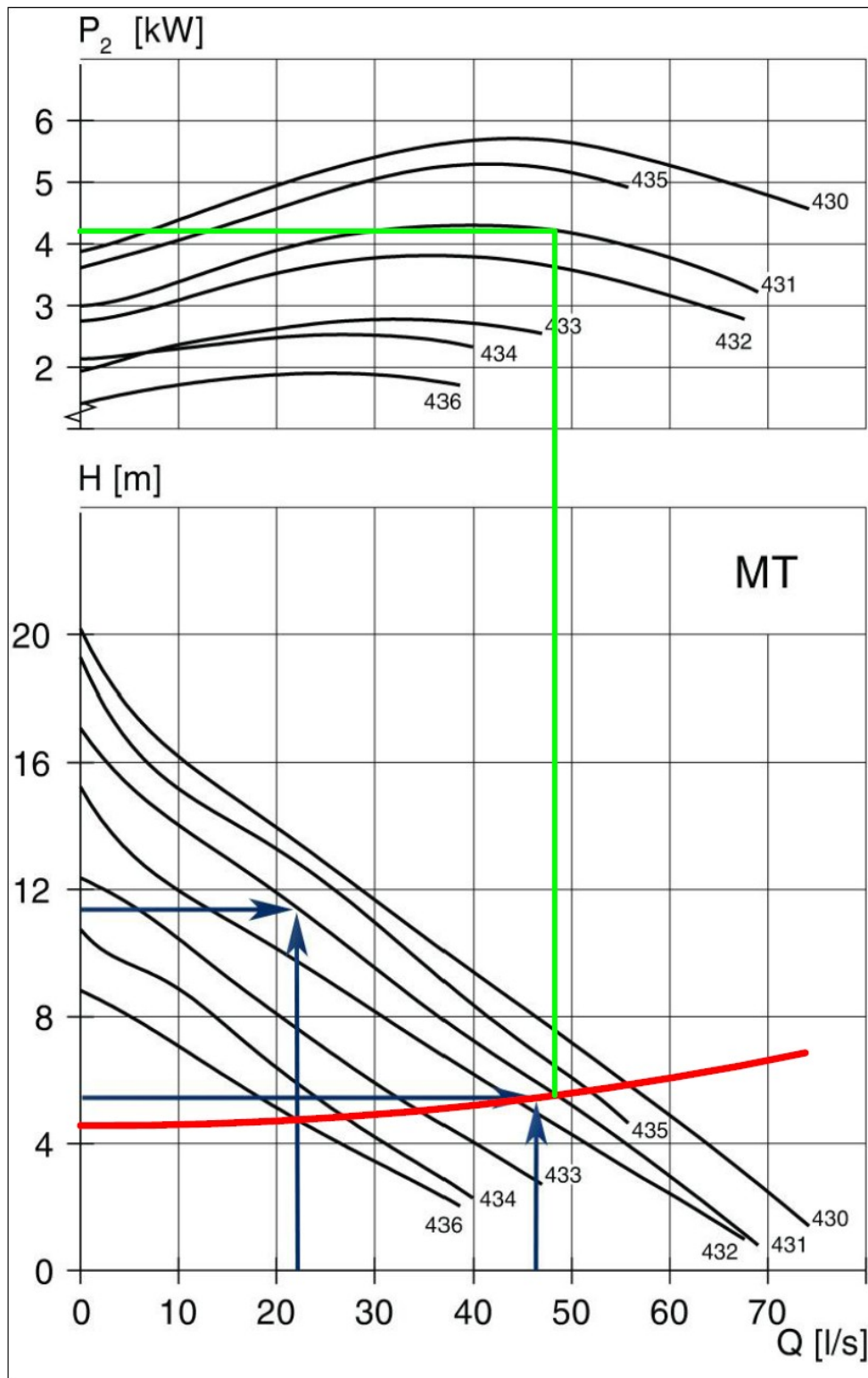


Fig 3: Campo di funzionamento pompa

Acque pluviali

Gli impianti di sollevamento per acque pluviali sono caratterizzati da basse prevalenze ma da grandi portate.

Portata nominale

Si è considerato l'utilizzo di **2** pompe più **1** riserva, disposte in parallelo. La scelta infatti è stata dettata da ragioni di economia e di efficienza. La portata da sollevare per ogni pompa è quindi:

Portata pluviale	
Portata di progetto (m ³ /s)	2,035
Numero di pompe riserva esclusa(n)	2,000
Portata sollevata da ogni pompa (m³/s):	1,017

Tabella 15: Portata pluviale da sollevare

Prevalenza geodetica

Per il calcolo della prevalenza geodetica si considera la condizione più gravosa, ovvero quella in cui l'acqua è al carico minimo nella vasca (valore prossimo alla sommergenza minima). La quota della sommità arginale è pari a 14,8 m. Si esclude il riempimento del collettore, mentre si considera l'altezza dovuta all'attacco / stacco pari a circa 2*20 cm e 20 cm di franco. In sintesi, la prevalenza geodetica da garantire è di circa **10,5 m**.

Perdite di carico distribuite

Si seguono le relazioni precedentemente adottate per le portate sanitarie. Per il predimensionamento della condotta di mandata, si è scelto un tubo in acciaio Φ **800** (con la portata da sollevare si avrà nella condotta una $v = 2,02$ m/s) la cui lunghezza è data dalla somma dei seguenti tratti:

- distanza verticale pompe / quota terreno (6,5 m)
- distanza della condotta dal piede dell' argine (20 m)
- tratto in altezza appoggiato sulla sponda interna dell'argine (4,8 m)
- attraversamento orizzontale dell'argine (7 m)
- tratto con sbocco a metà sponda esterna argine (2 m; la parte rimanente è costituita da una platea in calcestruzzo che ricopre il terreno nel quale defluisce l'acqua in uscita, fino al fosso)

Sommando, si ha che $L = 40$ m circa, quindi:

Perdite di carico distribuite:	
Φ condotta di mandata:	0,800
Numero manning n:	0,0140
Perdita di carico distribuita J:	0,006863
Lunghezza tratto mandata L:	40,000
Δh Condotta di mandata (m):	0,27453

Tabella 16: Perdite di carico distribuite

Perdite di carico localizzate

Si devono computare anche le perdite di carico localizzate dovute a raccordi, curve e sbocchi che inducono dissipazioni nel deflusso all'interno della condotta di mandata. Si usano le relazioni adottate in precedenza.

- **Curve:**
Sono presenti 3 curve a circa 120° e 1 a 90°; ipotizzando $R = 1,5 D$ e considerando il caso più gravoso, si ha $k_{cur120} = 0,3$ e $k_{cur90} = 0,24$;
- **Allargamento:**
Considerando che usualmente le pompe di questo genere hanno piedi di accoppiamento con un $d = 400$ mm, si è previsto un allargamento tramite raccordo conico di lunghezza $L = 2 D$ con $D = 250$ mm; dato quindi $L/D = 2$ e $d/D < 0,5$, $k_{all} = 0,5$
- **Sbocco:**
Si considera usualmente il valore $k_{sb} = 1$.

Sommando tutti i k calcolati, si è ottenuto:

Perdite di carico localizzate:	
k allargamento:	0,500
Somma k curve	1,140
k sbocco	1,000
Δh curve (m)	0,119
Δh sbocco (m)	0,209
Δh allargamento (m)	0,104

Tabella 17: Riassunto perdite di carico localizzate

Prevalenza di progetto

Sommando tutti i contributi precedentemente calcolati, si ottiene la prevalenza finale che deve essere garantita dalla pompa:

$$H = 10,5 + 0,275 + 0,119 + 0,209 + 0,104 = \mathbf{11,3 \text{ m}}$$

Scelta dell'impianto

Il modello scelto è la **C 3400** a girante chiusa, prodotto dalla Flygt.

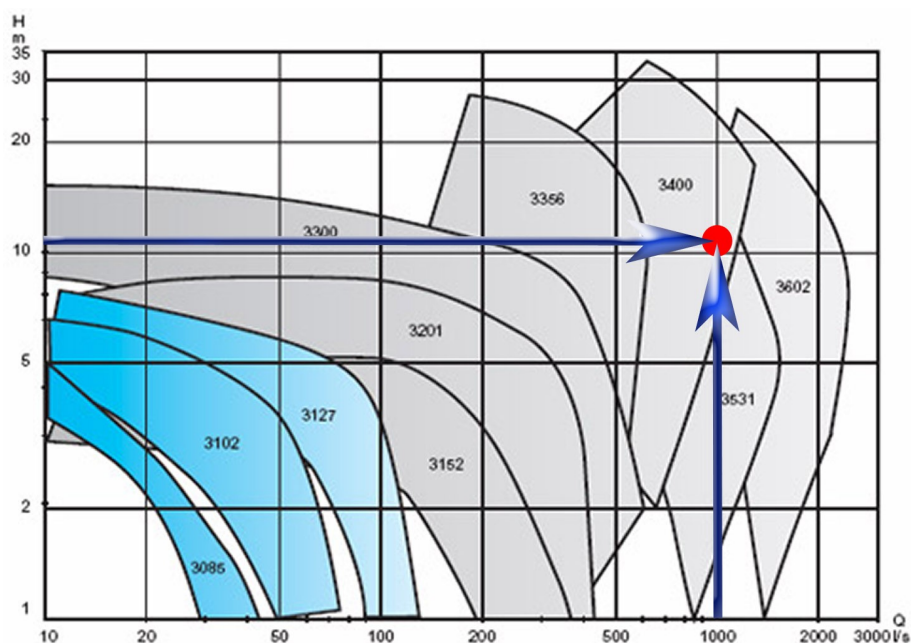


Fig 4: Abaco curve di funzionamento impianti di sollevamento - produttore Flygt Italia

Campo di funzionamento

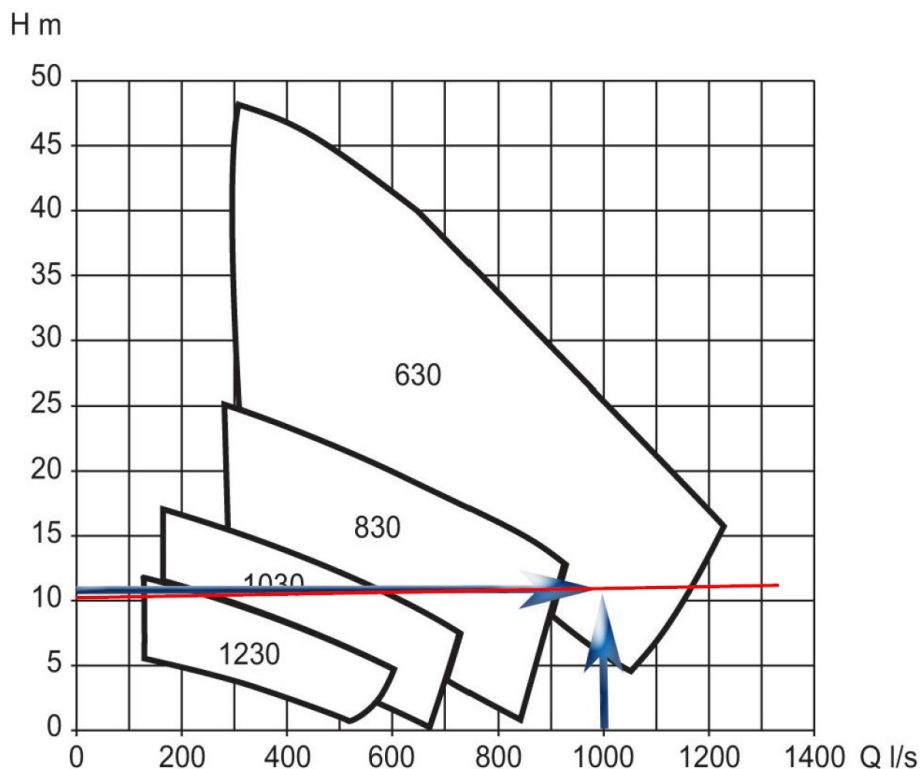


Fig 5: Campo di funzionamento dell'impianto

Dimensionamento della camera di aspirazione

La vasca di carico deve essere dimensionata in modo tale da ottimizzare sia dal punto di vista economico sia dal punto di vista operativo il funzionamento dell'impianto. La scelta delle dimensioni ottimali è inoltre vincolata dalle dimensioni delle pompe e dalle prescrizioni geometriche connesse alla loro installazione.

Poiché la portata che affluisce dalla fognatura alla vasca non coincide in generale con quella che sollevano le pompe, il livello idrico nella vasca non è costante.

La quota massima nella vasca deve essere inferiore alla quota del fondo della condotta fognaria in arrivo per non rigurgitarla e indurre fluttuazioni di livello nella fogna stessa.

La quota minima della vasca non può essere troppo bassa per evitare di approfondire eccessivamente gli scavi e per contenere la prevalenza dell'impianto. Deve comunque essere tale da mantenere sull'ingresso alle pompe un carico sufficiente ad impedire la formazione di vortici con entrata d'aria; questo valore di *sommergenza minima* dipende dalle caratteristiche della pompa ed è fornito dai costruttori.

La tipologia di vasca adottata è tale per cui all'arrivo il collettore adduce la portata di tempo asciutto nella vasca dimensionata in base alla pompa per sollevamento dell'acqua reflua. Nel caso dell'evento di pioggia l'acqua eccedente sfiorerà e andrà a invasarsi nella vasca adiacente dimensionata invece in base alle idrovore che la solleveranno.

L'avvio e l'arresto delle pompe è comandato da galleggianti a variazione di assetto che sono dei sensori di livello idrico. Fuori dall'acqua sono appesi in posizione verticale; una volta immersi si dispongono orizzontalmente e fanno scattare l'interruttore.

Sono molto adatti anche per le acque reflue perché non ci sono perni od altri elementi che

potrebbero bloccarsi incrostandosi.

Quando il funzionamento delle pompe è ciclico per consentire un buon funzionamento dei sensori di livello occorre che la distanza verticale tra i livelli idrici corrispondenti ai diversi segnali sia almeno uguale ad un valore ΔH fornito dal costruttore. Nel progetto tale valore è stato posto pari a **20 cm**.

Si supponga che affluisca alla camera di carico dell'acqua reflua una portata costante e che inizialmente il livello idrico sia il minimo e la pompa ferma. Il livello crescerà fino a quando non viene raggiunto il valore del volume di compenso V_0 . A questo punto un sensore avvia la pompa che sarà in funzione il tempo necessario per lo svuotamento di un volume pari a V_0 .

A svuotamento ultimato un sensore arresta la pompa.

Per evitare una eccessiva usura dei contatti elettrici, i costruttori di pompe prescrivono che il tempo tra due successivi avvii di una stessa pompa siano maggiori di un valore minimo:

Potenza del motore	Numero di avvii orari	
	<i>Installazione a secco</i>	<i>Installazione annegata</i>
fino a 7,5 kW	massimo 15	massimo 30
fino a 30 kW	massimo 12	massimo 24
oltre 30 kW	massimo 10	massimo 20

Tabella 18: Numero di avviamenti orari consentiti

Nel caso in esame il valore massimo di avvii orari per una pompa con installazione annegata e potenza del motore fino a 30 KW è 24 (pompa per acque reflue). A scopo cautelativo è stato fissato un valore massimo di **15** avviamenti orari.

Nella camera per acque pluviali sono disposte due pompe più la terza di riserva; La portata che esse sono in grado di sollevare è la stessa Q_1 .

Si supponga che affluisca alla camera di carico una portata costante $Q < Q_1$ e che inizialmente il livello idrico sia quello che garantisce il valore minimo della sommergenza e che la pompa non sia in funzione.

Il livello idrico crescerà fino a quando non viene raggiunto il valore del volume di compenso V_1 in corrispondenza del quale un sensore avvia la prima pompa che sarà in funzione il tempo necessario per lo svuotamento di un volume pari a V_1 .

A svuotamento ultimato un sensore arresta la pompa. Il ciclo si ripete ma in questo caso si avvierà la seconda pompa perché è previsto un uso ciclico.

Si supponga che affluisca alla camera di carico una portata costante $Q_1 < Q < 2 * Q_1$.

Come nel caso precedente si parte dalla condizione iniziale di livello idrico minimo e pompa non in funzione. Il livello idrico crescerà fino a quando non viene raggiunto il valore del volume di compenso V_1 in corrispondenza del quale un sensore avvia la prima pompa che entrerà in funzione. Poiché la portata sollevata (Q_1) è inferiore a quella in arrivo ($2 * Q_1$) il livello idrico continuerà a salire fino a quando il volume non diventa tale da richiedere la messa in funzione della seconda pompa. A partire da questo momento il pelo libero nella vasca scenderà fino a raggiungere una quota posta a distanza ΔH dalla sommergenza minima.

A questo punto essendo nuovamente la portata affluita maggiore di quella sollevata, il livello idrico nella vasca ricomincerà a salire, la seconda pompa si spegne e il ciclo si ripete.

I costruttori di pompe prescrivono che il numero di avvii orari delle idrovore sia minore di 20 (pompa con installazione annegata e potenza del motore oltre 30 KW). A scopo cautelativo è stato fissato un valore massimo di **10** avviamenti orari.

Dimensioni della vasca

Per il calcolo delle dimensioni delle vasche per acque reflue e pluviali ci si riferisce a degli schemi prestabiliti nei quali sono indicati le distanze da rispettare, tabellate in funzione della portata nominale della singola pompa:

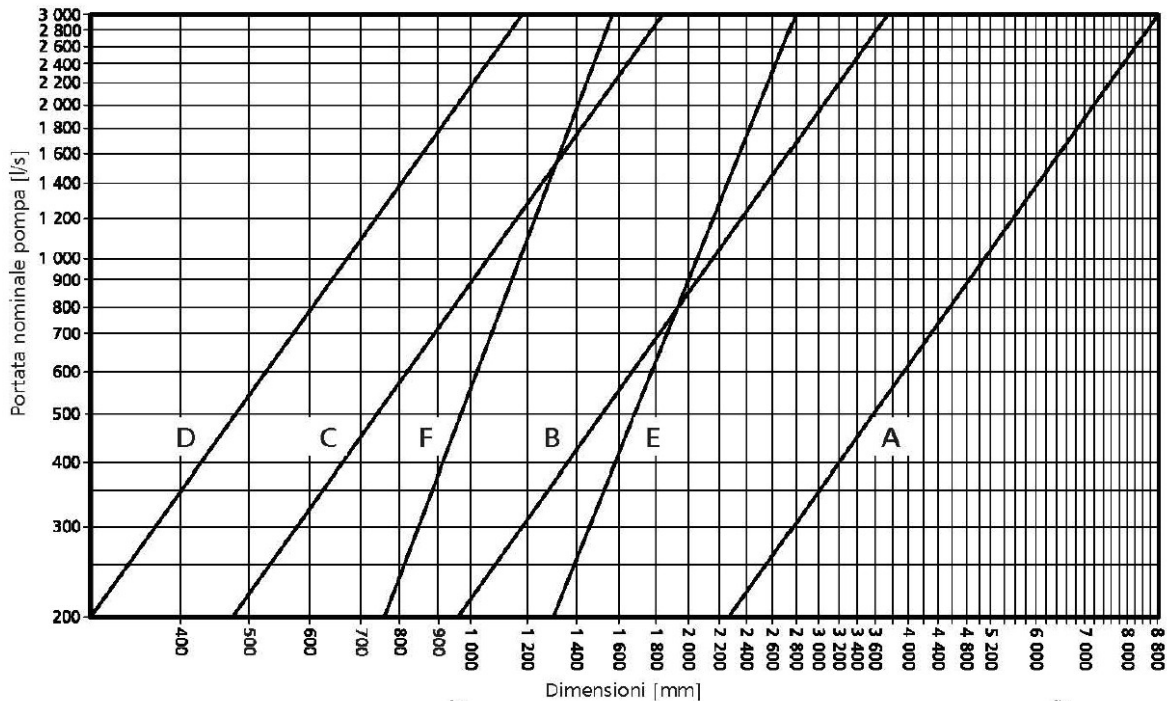


Fig 6: Abaco dimensioni camera di aspirazione

Sono state ricavate le seguenti dimensioni, considerando l'area pari a $\text{Area} = (\text{A} + \text{Ingombro} + \text{Diametro}) * (\text{C} + \text{D} + (n * \text{B}))$:

Dimensioni della vasca acque reflue:	mm
A	2300
B	950
C	480
D	300
E	1300
F	760
Ingombro pompa:	995
Diametro piede d'accoppiamento:	150
Area totale [mm ²]	5959850
Area totale [m ²]	5,960

Tabella 19: Dimensioni minime per vasca acque reflue

Dimensioni della vasca acque pluviali:	mm
A	5000,000
B	2150,000
C	1020,000
D	680,000
E	2050,000
F	1150,000
Ingombro pompa:	2500,000
Diametro piede d'accoppiamento:	0,800
Area totale [mm ²]	4,76E+07
Area totale [m ²]	47,555

Tabella 20: Dimensioni minime per vasca acque pluviali

Si calcola ora il volume complessivo di ogni vasca considerando gli attacchi/stacchi, la sommergenza minima e il tempo che minimizza la durata minima del ciclo con:

$$W = \frac{Q_0 \cdot \tau}{n4} + An\Delta h + As$$

Si ha quindi:

Volume camera d'aspirazione acque reflue

Dislivello tra successivi ari delle pompe del h (cm):	0,200
Sommergenza minima (s):	0,325
Volume (m ³):	5,732

Tabella 21: Calcolo volume minimo vasca acque reflue

Volume camera d'aspirazione acque pluviali:

Dislivello tra successivi ari delle pompe del h (cm):	0,400
Sommergenza minima (s):	0,990
Volume (m ³):	130,9

Tabella 22: Calcolo volume minimo vasca acque pluviali

Tramite il rapporto tra il volume minimo e l'area della vasca si ottiene l'altezza massima raggiunta dalla superficie libera rispetto al fondo della vasca:

$$H_{\max, \text{sanitaria}} = 0,96 \text{ cm}$$

$$H_{\max, \text{pluviale}} = 2,75 \text{ cm}$$

Considerando un franco di sicurezza rispetto al collettore di 14 cm e 25 cm (in modo da garantirsi da eventuali fenomeni di rigurgito), si considerano come altezze della vasca:

$$H_{\max, \text{sanitaria}} = 110 \text{ cm}$$

$$H_{\max, \text{pluviale}} = 300 \text{ cm}$$

La larghezza dello sfioro è stata assunta pari a 1,5 m, mentre l'altezza dello sfioro coincide con il pelo libero minimo della sanitaria.