Esercizio n°1 (punti 6)

L'impianto di sollevamento rappresentato in figura è costituito da due pompe in serie, P1 e P2 aventi le seguenti curve caratteristiche:

Pompa P1: $H = \alpha - \beta \cdot Q^2$ con α=32 m, β=45 m/(m^3/s)^2 a n=720 giri/min
essendo H in m, e Q in m^3/s.
A n=720 giri/min il rendimento e l'NPSH richiesto sono:

Q [m^3/s]	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
η %	64	68	73	76	78	75	69	63
NPSH [m]	5.03	5.12	5.27	5.48	5.75	6.08	6.47	6.92

Pompa P2: $H = \alpha - \beta \cdot Q^2$ con α=20 m, β=40 m/(m^3/s)^2 a n=720 giri/min
essendo H in m, e Q in m^3/s.
A n=720 giri/min il rendimento è:

Q [m^3/s]	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
η %	70	73	75	76	75	73	70
NPSH [m]	6.5	6.54	6.66	6.86	7.14	7.5	7.94

Supponendo di dover sollevare 10000 m^3 d'acqua al giorno dal serbatoio A, posizionato alla quota Z_A=8 m, al serbatoio B, posizionato alla quota Z_B=19 m, calcolare il consumo energetico nell'ipotesi
a) che entrambe le pompe operino a 720 giri/min e
b) che entrambe le pompe operino a 910 giri/min.
Valutare quale delle due soluzioni consente un minor consumo energetico giornaliero.

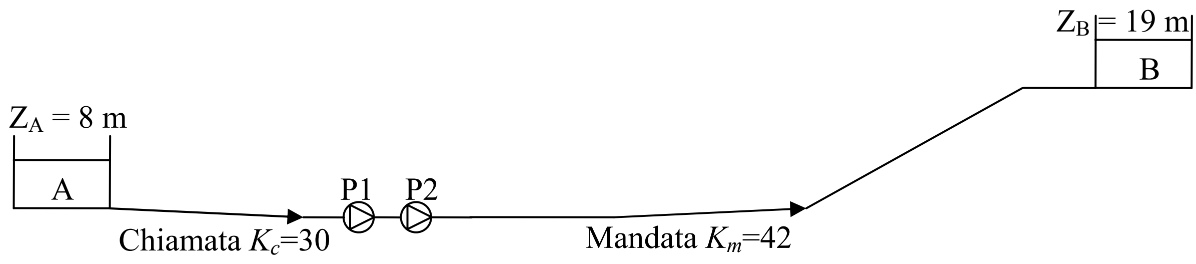
N.B. Ricavare analiticamente le portate sollevate dalle singole pompe e le corrispondenti prevalenze e disegnare le curve caratteristiche delle pompe e dei rendimenti evidenziando i punti di funzionamento.

Le perdite di carico possano essere approssimate dalla relazione:

$$\Delta H = \left(K_c + K_m\right) \cdot Q^2$$

essendo ΔH in m, Q in m^3/s, K_c=30 m/(m^3/s)^2 il coefficiente delle perdite di carico nel tratto di chiamata e K_m=42 m/(m^3/s)^2 il coefficiente delle perdite di carico nel tratto di mandata. Si considerino trascurabili le perdite di carico tra P1 e P2.

Con riferimento all'ipotesi a) (ovvero entrambe le pompe operanti a 720 giri/min) calcolare inoltre le quota a cui dovrebbero essere posizionate le due pompe P1 e P2 al fine di evitare la cavitazione assumendo una pressione di vapore dell'acqua di 1.7 kPa e la pressione atmosferica 101.320 kPa.



Esercizio n°2 (punti 5)

Si consideri la rete di drenaggio di sole acque bianche rappresentata in figura. Il tratto 1, già realizzato, presenta le seguenti caratteristiche: diametro D=0.7 m, lunghezza L=150 m, pendenza i_f=0.5 %, scabrezza K_s=70 $m^{1/3}/s$ ed è al servizio di un area Sp=2 ha con grado di impermeabilità IMP=30%.
Il tratto 2, in fase di progetto, avrà lunghezza L=200 m, pendenza i_f=0.4 %, scabrezza K_s=70 $m^{1/3}/s$ e la superficie parziale di sua competenza sarà Sp=1.5 ha con grado di impermeabilità IMP=50%.

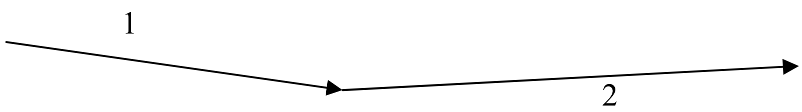
1. Determinare l'intensità di precipitazione che comporterebbe un funzionamento del tratto 1 con grado di riempimento ottimale h/D=0.7.

2. Supponendo che la trattazione statistica per diversi tempi di ritorno T delle altezze di precipitazione massime annue registrate in un pluviometro posto nelle vicinanze della rete abbia fornito i seguenti parametri delle curve di possibilità climatica $h = a\theta^n$:

T [anni]	2	5	10	15	20	25	30	35	40	50
a [mm/ora^n]	28.0	39.8	47.5	52.0	55.0	57.5	59.4	61.1	62.5	64.8
n	0.240	0.219	0.210	0.206	0.204	0.202	0.201	0.200	0.199	0.197

   valutare il tempo di ritorno della precipitazione che determinerebbe il funzionamento del tratto 1 con grado di riempimento ottimale.

3. Dimensionare il tratto 2 a fronte del medesimo tempo di ritorno stimato al punto 2.



(Si assuma un coefficiente di afflusso per le aree permeabili φ_{PERM}= 0.1 e per le aree impermeabili φ_{IMP}= 0.8)

h/D	P/D	A/D²	R/D	V/V$_r$	Q/Q$_r$	h/D	P/D	A/D²	R/D	V/V$_r$	Q/Q$_r$
0.05	0.45	0.015	0.033	0.257	0.005	0.55	1.67	0.443	0.265	1.039	0.586
0.10	0.64	0.041	0.064	0.401	0.021	0.60	1.77	0.492	0.278	1.072	0.672
0.15	0.80	0.074	0.093	0.517	0.049	0.65	1.88	0.540	0.288	1.099	0.756
0.20	0.93	0.112	0.121	0.615	0.088	0.70	1.98	0.587	0.296	1.120	0.837
0.25	1.05	0.153	0.147	0.701	0.137	0.75	2.09	0.632	0.302	1.133	0.912
0.30	1.16	0.198	0.171	0.776	0.196	0.80	2.21	0.674	0.304	1.140	0.977
0.35	1.27	0.245	0.193	0.843	0.263	0.85	2.35	0.711	0.303	1.137	1.030
0.40	1.37	0.293	0.214	0.902	0.337	0.90	2.50	0.744	0.298	1.124	1.066
0.45	1.47	0.343	0.233	0.954	0.416	0.95	2.69	0.771	0.286	1.095	1.074
0.50	1.57	0.393	0.250	1.000	0.500	1.00	3.14	0.785	0.250	1.000	1.000

Esercizio n°3 (punti 4)

Si consideri una carreggiata larga 10 m, asfaltata (coefficiente di afflusso φ=1, coefficiente di scabrezza di Strickler K=66 $m^{1/3}/s$) e con pendenza trasversale è S_x=1.5%. La carreggiata, lunga complessivamente 60 metri, ha pendenza longitudinale S_0=1.1% per i primi 30 metri (dalla progressiva 0 fino alla progressiva 30) e S_0=0.7% per i successivi 30 metri (dalla progressiva 30 fino alla progressiva 60) (vedi figura 1).

Lungo la carreggiata vi sono posizionate, in una cunetta a sezione triangolare (vedi figura 2), caditoie a grata con barre parallele alla direzione della corrente di larghezza W=0.5 m e lunghezza L=0.5 m ad interasse di 15 m. Verificare se a fronte di una precipitazione di intensità 90 mm/h, l'allagamento T della sede stradale è inferiore a 1.5 m.

N.B. Si calcoli la portata intercettata e by-passata dalle caditoie e si disegni l'andamento dell'area allagata in funzione della progressiva e si commenti il risultato. Come influisce la pendenza longitudinale S_0 sull'allagamento T della sede stradale e quindi sull'interasse a cui devono essere posizionate le caditoie?

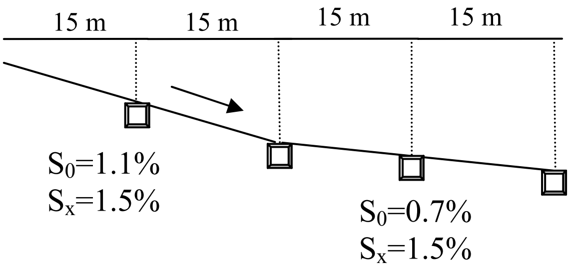


Figura 1. Sezione longitudinale della sede stradale

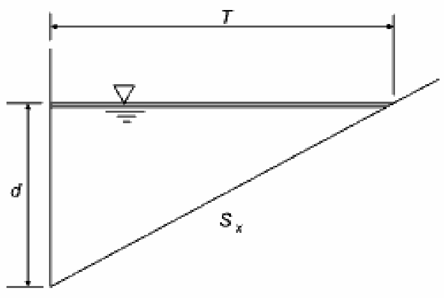


Figura 2. Sezione trasversale della cunetta.

Equazioni:

$Q = C_f K S_x^{5/3} T^{8/3} S_0^{1/2}$ essendo C_f=0.376;

$E_0 = 1 - \left(1 - \frac{W}{T}\right)^{2.67}$; $Q_s = Q\left(1 - E_0\right)$;

$$v_0 = 2.54L^{0.51}$$

$$R_f = \begin{cases} 1 - K_f\left(V - v_0\right) & V \geq v_0 \\ 1 & V \leq v_0 \end{cases}$$ essendo K_f=0.0295;

$$R_s = \left(1 + \frac{K_s V^{1.8}}{S_x L^{2.3}}\right)^{-1}$$ essendo K_s=0.0828;

Domande (punti 3 ciascuna)

1. Fissate le ipotesi di calcolo di una turbomacchina, disegnare i triangoli di velocità all'ingresso e all'uscita di una pompa centrifuga e ricavare l'equazione di Eulero in condizioni di progetto. (N.B. descrivere i singoli passaggi).
2. Definire la velocità specifica e il diametro specifico di una turbopompa e introducendo il diagramma di Balje illustrare come queste grandezze sono relazionate alle diverse tipologie di turbopompe.
3. Partendo da una serie di altezze di precipitazione massime annue (ad esempio sulle durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore) spiegare come si stimano i parametri *a* ed *n* della curva di possibilità climatica $h = a \cdot t^n$ per assegnato tempo di ritorno *T*.
4. Coefficiente ARF: specificare a quale scopo viene utilizzato, qual'è il suo andamento rispetto all'area del bacino *A* e alla durata di precipitazione θ. Come si definisce l'altezza di pioggia areale?
5. Disegnare e descrivere un impianto di scarico delle acque nere da un edificio civile con ventilazione parallela indiretta ed illustrare la procedura per il dimensionamento delle colonne di scarico.

Esercizio n°1

La curva della pompa *P1* a n=720 giri/min, è definita dalla seguente equazione:

$P1_{910:}$ $H = \alpha_1 - \beta_1 \cdot Q^2$ oppure $Q = \sqrt{\frac{\alpha_1 - H}{\beta_1}}$

La curva della pompa *P2* a n=720 giri/min, è definita dalla seguente equazione:

$P2_{910:}$ $H = \alpha_2 - \beta_2 \cdot Q^2$ oppure $Q = \sqrt{\frac{\alpha_2 - H}{\beta_2}}$

Dal momento che le pompe *P1* e *P2* lavorano in serie, l'equazione della curva delle pompe *P1* e *P2* in serie si ottiene sommando le prevalenze *H* a parità di portata Q:

$$H = \left(\alpha_1 - \beta_1 \cdot Q^2\right) + \left(\alpha_2 - \beta_2 \cdot Q^2\right)$$

Per determinare il punto di funzionamento, si pone a sistema l'equazione della curva delle pompe *P1* e *P2* in serie, con l'equazione della curva dell'impianto, così definita:

$$H = H_g + k \cdot Q^2$$

dove:

$H_g = z_B - z_A = (19-8) = 11m$;

$k = k_{chiam} + k_{mand} = 42 s^2 m^{-5}$;

Il punto di funzionamento è quindi:

$$\begin{cases} Q = 0.511 m^3 s^{-1} \\ H = 11 + 56 \cdot (0.511)^2 = 29.8m \end{cases}$$

In particolare, la pompa *P1* opera a:

$$\begin{cases} Q_1 = 0.511 m^3 s^{-1} \\ H_1 = 20.25m \\ \eta_1 = 78\% \quad (vedi\, Tabella\, testo) \end{cases}$$

la pompa *P2* opera a:

$$\begin{cases} Q_2 = 0.511 m^3 s^{-1} \\ H_2 = 9.55m \\ \eta_2 = 75\% \quad (vedi\, Tabella\, testo) \end{cases}$$

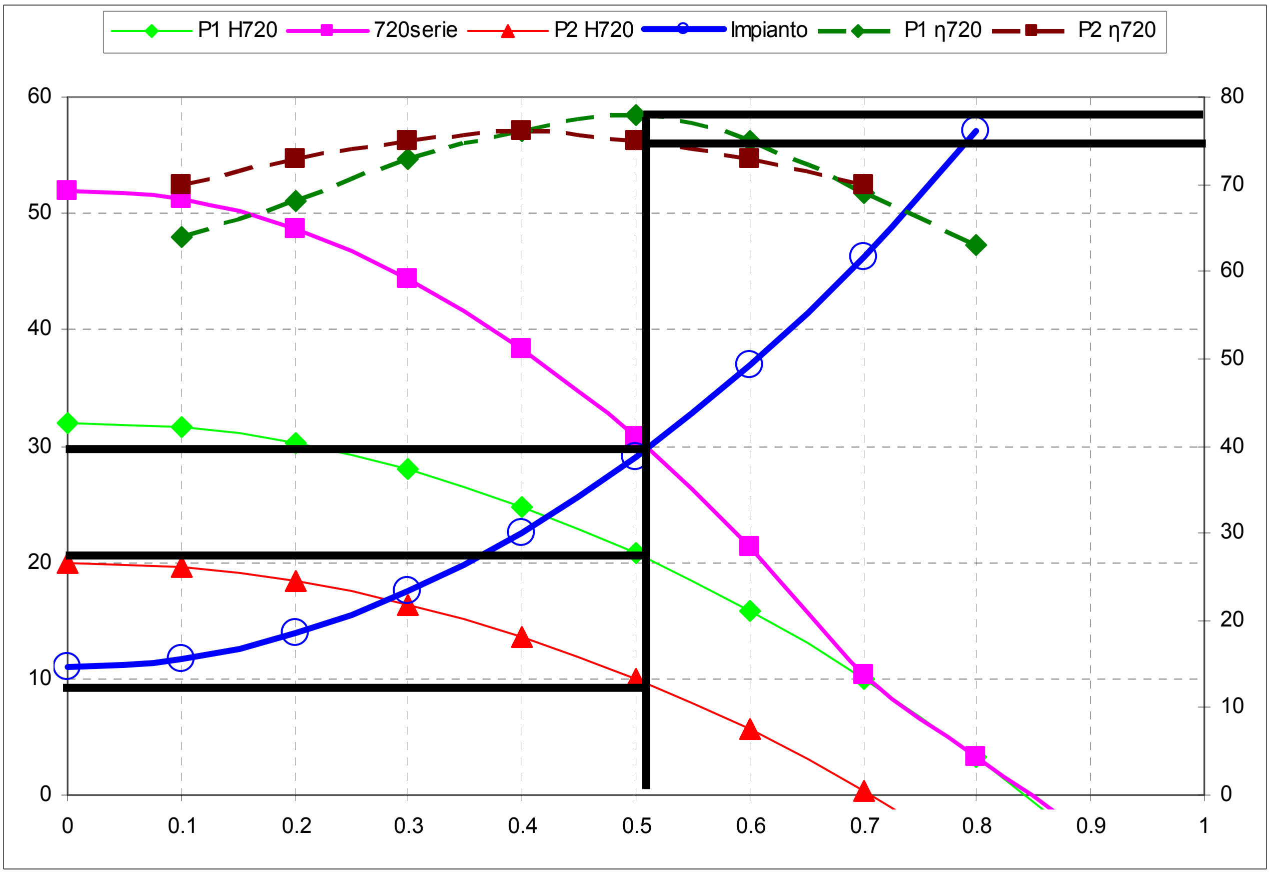
Dato il volume medio giornaliero da sollevare dal serbatoio A al serbatoio B, si ricava il n° di ore di lavoro delle pompe:

$$N_{ore} = \frac{V}{Q} = \frac{10000}{0.511 \cdot 3600} = 5.44h$$

La potenza assorbita P_a dalle due pompe è quindi:

$$Pa \;= \frac{\gamma \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta_1} + \frac{\gamma \cdot Q_2 \cdot H_2}{\eta_2} = \frac{1000 \cdot 9.81 \cdot 0.511 \cdot 20.25}{0.78} + \frac{1000 \cdot 9.81 \cdot 0.511 \cdot 9.55}{0.75} = 194kW$$ potenza assorbita in un'ora

$Pa^{die} = Pa \;\cdot N_{ore} = 1055kW / die \rightarrow$ potenza assorbita al giorno



Nel caso in cui le pompe lavorino a n*=910 giri/min applicando il principio di similitudine fluidodinamica, si ricavano le equazioni delle curve delle pompe al nuovo numero di giri:

$$\begin{cases} \dfrac{H}{H^*} = \left(\dfrac{n}{n^*}\right)^2 \\ \dfrac{Q}{Q^*} = \dfrac{n}{n^*} \end{cases} \rightarrow H^* \cdot \left(\frac{n}{n^*}\right)^2 = \alpha - \beta \cdot Q^{*2} \cdot \left(\frac{n}{n^*}\right) \rightarrow \qquad H = \left(\frac{n_2}{n_1}\right)^2 \cdot \alpha_1 - \beta_1 \cdot Q^2$$

Considerando che le due pompe lavorano in serie e ripetendo quindi i passaggi descritti in precedenza si ottiene il nuovo punto di funzionamento:

$$\begin{cases} Q = 0.678 m^3 s^{-1} \\ H = 44.05 m \end{cases}$$

In particolare, la pompa *P1* opera a:

$$\begin{cases} Q_1 = 0.678 m^3 s^{-1} \\ H_1 = 30.46 m \\ \eta_1 = 77\% \quad (vedi\, sotto) \end{cases}$$

la pompa *P2* opera a:

$$\begin{cases} Q_2 = 0.678 m^3 s^{-1} \\ H_2 = 13.59 m \\ \eta_2 = 74\% \quad (vedi\, sotto) \end{cases}$$

I rendimenti al nuovo numero di giri sono ottenuti applicando la similitudine fluidodinamica

$$\frac{Q}{Q^*} = \frac{n}{n^*}$$

quindi per la Pompa *P1* a 910 giri/min si ha:

Q [m^3/s]	0.126	0.253	0.379	0.506	0.632	0.758	0.885	1.011
η %	64	68	73	76	78	75	69	63

Per la Pompa *P2* a 910 giri/min si ha:

Q [m^3/s]	0.126	0.253	0.379	0.506	0.632	0.758	0.885
η %	70	73	75	76	75	73	70

Dato il volume medio giornaliero da sollevare dal serbatoio A al serbatoio B, si ricava il n° di ore di lavoro delle pompe:

$$N_{ore} = \frac{V}{Q} = \frac{10000}{0.678 \cdot 3600} = 4.10 h$$

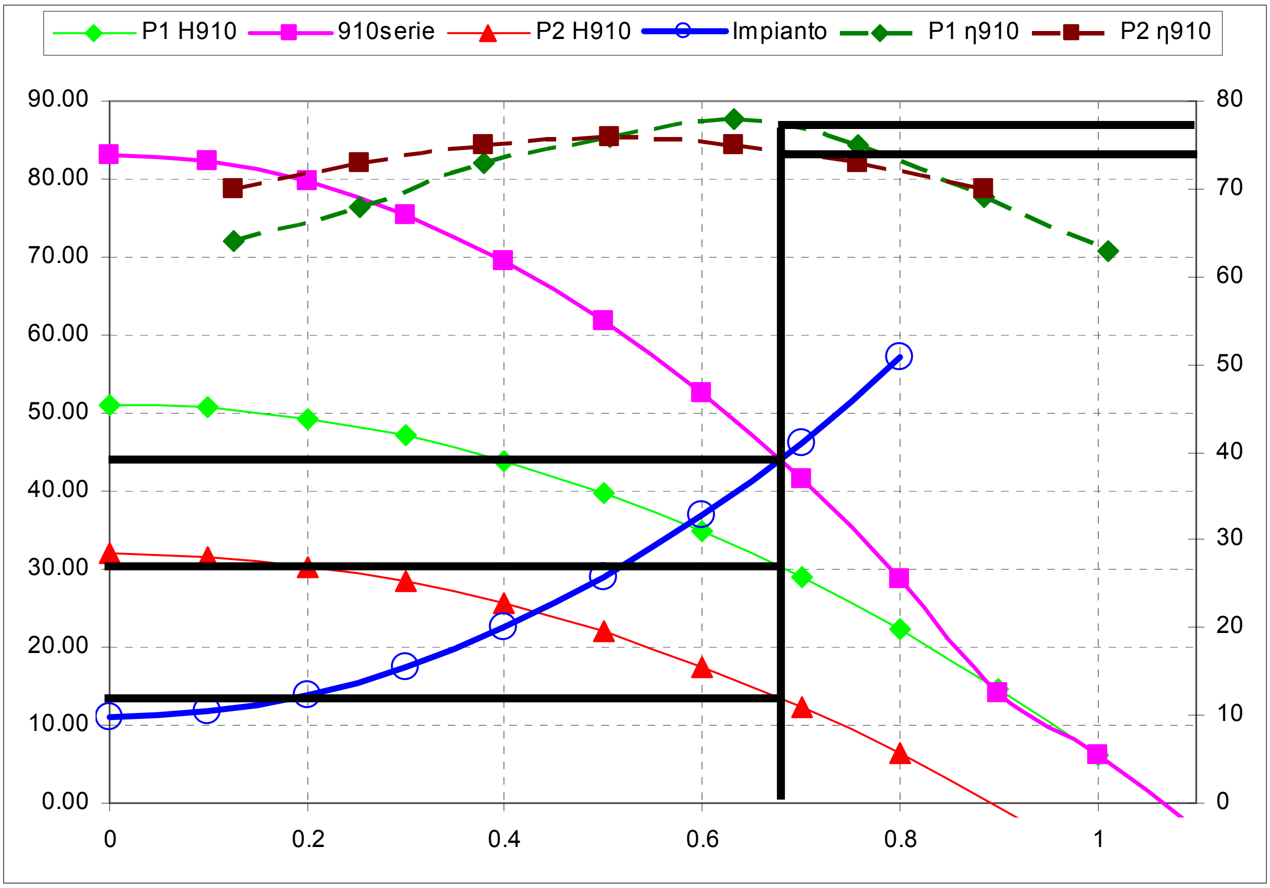
La potenza assorbita P_a dalle due pompe è quindi:

$$Pa = \frac{\gamma \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta_1} + \frac{\gamma \cdot Q_2 \cdot H_2}{\eta_2} = \frac{1000 \cdot 9.81 \cdot 0.678 \cdot 30.46}{0.78} + \frac{1000 \cdot 9.81 \cdot 0.678 \cdot 13.59}{0.75} = 385 kW$$

potenza assorbita in un'ora

$Pa^{die} = Pa \cdot N_{ore} = 1578 kW / die \rightarrow$ potenza assorbita al giorno

Confrontando i valori di potenza assorbita giornalmente si conclude che la combinazione a) è energeticamente più conveniente



L'NPSH richiesto dalla pompa *P1* quando solleva Q=0.511 m^3/s è 5.75 m. (vedi Tabella testo)

Le perdite di carico *ya* tra il serbatoio A e la pompa P_1 sono pari a:

$ya = k_c Q^2$ =7.83 m

La pompa potrà quindi essere posizionata alla quota massima di

$$Z_1 = Z_A + \frac{p_{atm}}{\gamma} - \frac{p_{vap}}{\gamma} - ya - NPSH = 4.57 \text{ m}$$

L'NPSH richiesto dalla pompa *P2* quando soleva Q=0.511 m^3/s è 7.14 m. (vedi Tabella testo)

Le perdite di carico *ya* tra il serbatoio A e la pompa P2 sono pari a:

$ya = k_c Q^2$ =7.83 m

La pompa *P1* posta a monte della pompa *P2* fornisce una prevalenza h1=20.25 m.

La pompa potrà quindi essere posizionata alla quota massima di

$$Z_1 = Z_A + \frac{p_{atm}}{\gamma} - \frac{p_{vap}}{\gamma} - ya + h1 - NPSH = 23.43 \text{ m}$$

Esercizio n°2

Punto 1)

Nell'ipotesi di grado di riempimento ottimale si ha:

$$\frac{h}{D} = 0.7 \qquad \text{da cui:} \quad \frac{Q_{\max}}{Q_p} = 0.837 \Rightarrow Q_{\max} = Q_{cr} = 0.837 Q_p$$

La portata a sezione piena Q_p vale:

$$Q_p = v_p A = 596 l/s$$

essendo:

v_p la velocità a sezione piena così definita:

$$v_p = k_s \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \sqrt{i_f} = 1.55 m/s$$

Quindi il valore della portata critica è pari a:

$$Q_{\max} = Q_{cr} = 0.837 \cdot 596 = 498.8 l/s$$

Dalla definizione del coefficiente φ si ha:

$$\varphi = \varphi_{\mathrm{Im}\,p} \cdot IMP + \varphi_{Perm} \cdot (1 - IMP) = 0.31$$

Quindi è possibile ricavare il valore dell'intensità di precipitazione critica:

$$i_c = \frac{Q_{cr}}{\varphi A} = 289.6 mm/h$$

Punto 2)

Il tempo di corrivazione t_{cr} è:

$$t_{cr} = t_a + \frac{t_r}{1.5} = 5 + \frac{L}{v_p \cdot 1.5} = 6.08 \min$$

Da cui, ricordando che l'intensità di precipitazione è data da $i = a\theta^{n-1}$ sulla base dei risultati riportati nella tabella sottostante

T	2	5	**10**	15	20	25	30	35	40	50
a	28.0	39.8	47.5	52.0	55.0	57.5	59.4	61.1	62.5	64.8
n	0.240	0.219	0.210	0.206	0.204	0.202	0.201	0.200	0.199	0.197
ic	160	238.0	**290.0**	320.4	340.4	357.5	370.2	381.6	391.3	407.5

si avrebbe che il tempo di ritorno della precipitazione che determinerebbe il funzionamento del tratto 1 con grado di riempimento ottimale è circa T=10 anni.

Punto 3)

Tratto condotta	Area scolante parziale	Area scolante totale	Impermeabilità	Lunghezza	Diametro ipotizzato	Pendenza	Scabrezza	Velocità a sezione piena	Portata a sezione piena	Tempo di scolo	Tempo di transito	Tempo di corrivazione	Intensità di pioggia	Coefficiente d'afflusso	Portata critica	Rapporto tra le portate	Percentuale di riempimento	Rapporto tra le velocità	Velocità per Qmax
	Sp ha	Stot ha	IMP %	L m	D m	i %	ks	Vp m/s	Qp l/s	Ta min	Tr min	Tcr min	ic mm/h	φ	Qc l/s	$\frac{Qmax}{Qp}$	h/d	$\frac{Vmax}{Vp}$	Vmax m/s
1	2.0	2	30	150	***0.7***	0.5	70	1.55	596	5	1.61	6.08	290.0	0.31	499.4	0.838	*0.7*	*1.12*	1.73
2	1.5	3.5	50	200	***0.9***	0.4	70	1.64	1042	5	3.65	7.43	247.3	0.37	889.6	0.854	*0.7*	*1.12*	1.83

Esercizio n°3

1° LIVELLETTA

	Sede stradale		ip	90	mm/h	φ	1
So	1.1	%	Caditoia Reticuline				
Sx	1.5	%	Lungh	0.5	m		
Lungh	30	m	Largh W	0.5	m		
Largh	10	m					
Ks	66	m1/3s-1	Interasse	15	m		
T	1.5	m	V Sp.Over	1.784	m/s		

Calcolo la portata per metro lineare di strada

Q1 0.0003 m3/s 0.250 l/s

Portata massima che può defluire in cunetta

Qmax 0.007 m3/s 7.001 l/s Q=0.376*Ks*T^8/3*Sx^5/3*So^1/2

Portata per tratto

Qt 0.0038 m3/s 3.750 l/s <Qmax

2° LIVELLETTA

	Sede stradale		ip	90	mm/h	φ	1
So	0.7	%	Caditoia Reticuline				
Sx	1.5	%	Lungh	0.5	m		
Lungh	30	m	Largh W	0.5	m		
Largh	10	m					
Ks	66	m1/3s-1	Interasse	15	m		
T	1.5	m	V Sp.Over	1.784	m/s		

Calcolo la portata per metro lineare di strada

Q1 0.0003 m3/s 0.250 l/s

Portata massima che può defluire in cunetta

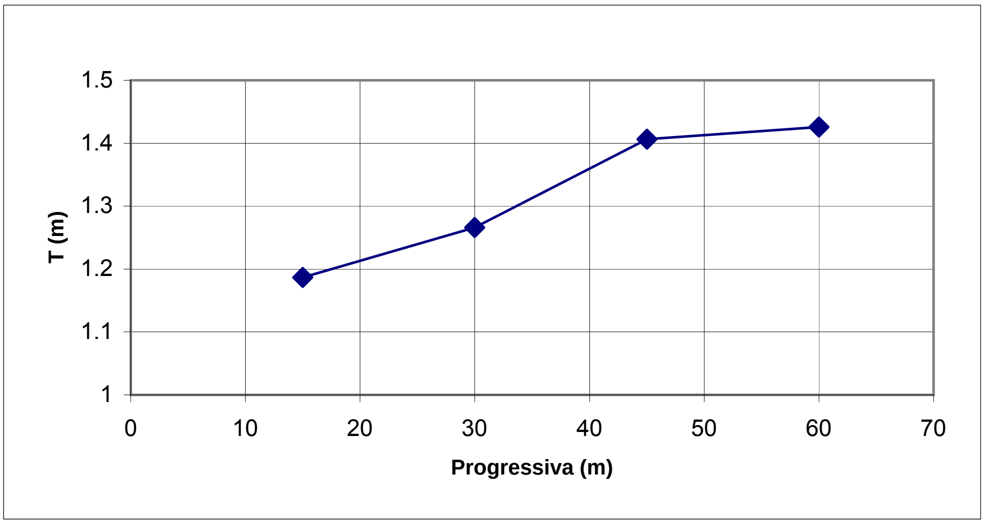
Qmax 0.0056 m3/s 5.585 l/s Q=0.376*Ks*T^8/3*Sx^5/3*So^1/2

Portata per tratto

Qt 0.0038 m3/s 3.750 l/s <Qmax

Riassunto

Caditoia	Progr	T
1	15	1.19
2	30	1.27
4	45	1.41
5	60	1.43



Calcolo delle portate intercettate e by-passate dalle singole caditoie

1° LIVELLETTA

Caditoia	**1**		Progressiva	15	
Q	0.0038	m3/s	3.750	l/s	<Qmax= 7.001 l/s
T	1.1869	m			T=(Q/(0.376*Ks*Sx^5/3*So^1/2))^(3/8)
Eo	0.7678				Eo=1-(1-W/T)^2.67
Qw	0.0029	m3/s			Qw=Eo*Q
Qs	0.0009	m3/s			Qs=(1-Eo)*Q
A	0.0106	m2	d2	0.018 m	
V	0.3549	m/s	<v0=1.78 portata frontale tutta intercettata		
Rf	1				
Rs	0.1918				
Qint	0.003	m3/s	3.046	l/s	
Qb	0.0007	m3/s	0.704	l/s	

Caditoia	**2**		Progressiva	30	
Q	0.0045	m3/s	4.454	l/s	<Qmax= 7.001 l/s
T	1.266	m			T=(Q/(0.376*Ks*Sx^5/3*So^1/2))^(3/8)
Eo	0.7386				Eo=1-(1-W/T)^2.67
Qw	0.0033	m3/s			Qw=Eo*Q
Qs	0.0012	m3/s			Qs=(1-Eo)*Q
A	0.012	m2	d2	0.019 m	
V	0.3705	m/s	<v0=1.78 portata frontale tutta intercettata		
Rf	1				
Rs	0.1801				
Qint	0.0035	m3/s	3.499	l/s	
Qb	0.001	m3/s	0.955	l/s	

2° LIVELLETTA

Caditoia	**3**		Progressiva	45	
Q	0.0047	m3/s	4.705	l/s	<Qmax= 5.585 l/s
T	1.4066	m			T=(Q/(0.376*Ks*Sx^5/3*So^1/2))^(3/8)
Eo	0.6905				Eo=1-(1-W/T)^2.67
Qw	0.0032	m3/s			Qw=Eo*Q
Qs	0.0015	m3/s			Qs=(1-Eo)*Q
A	0.0148	m2	d2	0.021 m	
V	0.3171	m/s	<v0=1.78 portata frontale tutta intercettata		
Rf	1				
Rs	0.2253				
Qint	0.0036	m3/s	3.577	l/s	
Qb	0.0011	m3/s	1.128	l/s	

Caditoia	**4**		Progressiva	60	
Q	0.0049	m3/s	4.878	l/s	<Qmax= 5.585 l/s
T	1.4258	m			T=(Q/(0.376*Ks*Sx^5/3*So^1/2))^(3/8)
Eo	0.6843				Eo=1-(1-W/T)^2.67
Qw	0.0033	m3/s			Qw=Eo*Q
Qs	0.0015	m3/s			Qs=(1-Eo)*Q
A	0.0152	m2	d2	0.021 m	
V	0.3199	m/s	<v0=1.78 portata frontale tutta intercettata		
Rf	1				
Rs	0.2225				
Qint	0.0037	m3/s	3.681	l/s	
Qb	0.0012	m3/s	1.197	l/s	