



Comune di Gorla Maggiore

Progetto Esecutivo

SISTEMA NATURALE DI DEPURAZIONE E LAMINAZIONE DELLE ACQUE
DI SFIORO DELLA RETE FOGNARIA COMUNALE

Calcoli specialistici



Coordinatore del Progetto: Ing. Nicola Martinuzzi		Direttore Tecnico: Dr. Fabio Masi
Progettisti: Ing. Nicola Martinuzzi - Dr. Fabio Masi - Ing. Riccardo Bresciani - Prof. Ugo Majone Ing. Alessandro Balbo - Ing. Denis Cerlini - Ing. Beatrice Majone		
ID documento: 1C	Data redazione: Luglio 2009	Revisione: 00
Redatta da: Ing. Riccardo Bresciani - Ing. Alessandro Balbo		
Verificata da: Ing. Nicola Martinuzzi		
<p>Professional stamps and signatures of the project team members, including Dott. Fabio Masi, Dott. Ing. Nicola Martinuzzi, Dott. Ing. Balbo Alessandro, Ing. Ugo Majone, Ing. Beatrice Majone, and Dott. Ing. Cerlini Denis.</p>		

1.	RELAZIONI TECNICHE SPECIALISTICHE E CALCOLI PRELIMINARI	3
1.1	DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PROGETTO.....	3
1.1.1	<i>Determinazione dell'onda di piena in arrivo alla rete</i>	<i>3</i>
1.1.2	<i>Determinazione della portata nera diluita da inviare alla depurazione</i>	<i>4</i>
1.1.3	<i>Procedura di dimensionamento della vasca volano</i>	<i>6</i>
1.2	QUALITA' CHIMICO-FISICA DELLE ACQUE METEORICHE DA TRATTARE.....	8
1.3	OBIETTIVI DEPURATIVI	9
1.4	DIMENSIONAMENTO DELLO SCOLMATORE.....	10
1.5	VERIFICA CANALE DI GRIGLIATURA	12
1.6	DIMENSIONAMENTO DEL DISSABBIATORE.....	13
1.7	METODOLOGIE DI CALCOLO UTILIZZATE	15
1.7.1	<i>Dimensionamento idraulico dei sistemi di filtrazione vegetati.....</i>	<i>15</i>
1.7.2	<i>Dimensionamento di processo dei sistemi di fitodepurazione a flusso sommerso.....</i>	<i>20</i>
1.7.3	<i>Dimensionamento idraulico dei sistemi di fitodepurazione a flusso libero.....</i>	<i>24</i>
1.7.4	<i>Dimensionamento di processo dei sistemi di fitodepurazione a flusso libero</i>	<i>26</i>
1.7.5	<i>Rese depurative del sistema di fitodepurazione complessivo</i>	<i>26</i>
1.7.6	<i>Bilancio idrico del sistema a flusso libero.....</i>	<i>28</i>
1.7.7	<i>Dimensionamento idraulico della vasca volano.....</i>	<i>29</i>
1.8	VERIFICA DELLE TUBAZIONI.....	30
1.8.1	<i>Verifica delle tubazioni a gravità</i>	<i>30</i>
1.8.2	<i>Verifiche statiche delle tubazioni in cls.....</i>	<i>31</i>
1.8.3	<i>Verifica statica delle tubazioni in PVC</i>	<i>33</i>

1. RELAZIONI TECNICHE SPECIALISTICHE E CALCOLI PRELIMINARI

1.1 DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PROGETTO

1.1.1 Determinazione dell'onda di piena in arrivo alla rete

Per la determinazione dell'onda di piena generata dal bacino drenato si è fatto ricorso ad un modello afflussi-deflussi di tipo concettuale utilizzando come dati di ingresso gli ietogrammi ottenuti a partire dalle curve di possibilità pluviometrica calcolate a partire dai dati pluviometrici indicati nel paragrafo apposto all'interno della relazione idraulica di supporto. A tal fine è stato utilizzato il codice di calcolo URBIS, sviluppato dall'Istituto di Idraulica del Politecnico di Milano a cura di P. Mignosa e A. Paoletti per il calcolo degli ietogrammi di pioggia netta, degli idrogrammi unitari istantanei e degli idrogrammi di piena.

Il programma Urbis conduce alla definizione dell'idrogramma di piena attraverso tre passi di calcolo successivi:

1. calcolo dello ietogramma di pioggia attraverso le curve di possibilità pluviometrica e relativa depurazione;
2. calcolo dell'idrogramma unitario istantaneo;
3. calcolo dell'idrogramma di piena.

Per la determinazione dell'idrogramma di piena, il programma Urbis calcola l'integrale di convoluzione introducendo la superficie, lo ietogramma e l'idrogramma unitario calcolato in precedenza relativi al bacino delle sezioni in esame. I dati del bacino drenato sono i seguenti:

PARAMETRI		Unità di misura
Superficie drenata (lorda)	56,38	ha
Coefficiente di assorbimento	0,35	-
Superficie drenata (impermeabile)	19,73	ha

Come ingresso nel modello afflussi-deflussi è stato considerato uno ietogramma di progetto di tipo Chicago di durata d pari a 3 volte il tempo di corrvazione t_c del bacino pari a 38 min e picco posto a $0,4d$. Le perdite per infiltrazione sono state calcolate con il metodo percentuale considerando il coefficiente di afflusso del bacino che è stato valutato sulla base dell'urbanizzazione esistente pari a 0,35.

Nella seguente Figura è riportata l'onda di piena calcolata con la metodologia precedentemente descritta.

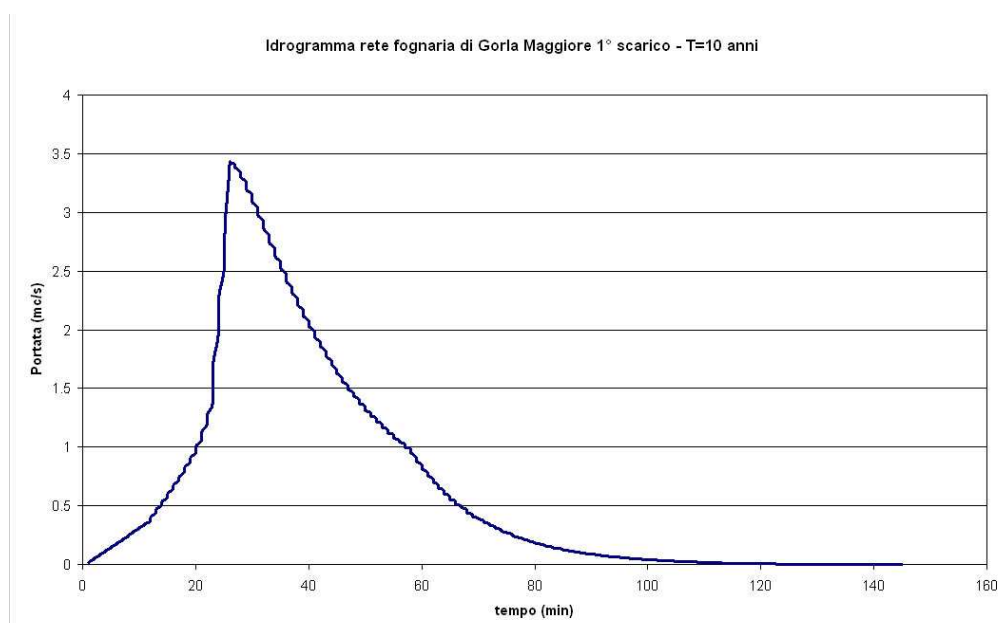


Figura 1 – Idrogramma T=10 anni prodotto nel bacino 1 del comune di Gorla Maggiore

1.1.2 Determinazione della portata nera diluita da inviare alla depurazione

L'articolo 15 del regolamento regionale n°3 del 24 Marzo 2006 definisce il criterio per il calcolo della portata nera diluita da inviare all'impianto di trattamento (in questo caso l'impianto di Olgiate Olona) come segue:

“Gli sfioratori di piena delle reti fognarie di tipo unitario sono realizzati in modo da lasciare direttamente defluire all'impianto di trattamento delle acque reflue urbane la portata nera diluita corrispondente al più elevato dei valori derivanti dall'applicazione dei seguenti criteri:

a) salvi i casi di cui al comma 2, apporto di 750 litri per abitante equivalente al giorno, considerati uniformemente distribuiti nelle 24 ore, determinando in termini idraulici, ossia per rapporto tra il consumo giornaliero medio industriale accertato e la dotazione idrica della popolazione residente, assunta pari a 200 l/abxg, gli a.e. degli scarichi di acque reflue industriali non caratterizzabili in base all'apporto di sostanze biodegradabili;

b) rapporto di diluizione pari a 2 rispetto alla portata nera, calcolata come media giornaliera per gli apporti civili e come media su 12 ore per quelli industriali, salvo presenza di significativi complessi che lavorino su più turni giornalieri; il rapporto di diluizione è incrementato a 2,5 nel caso gli apporti industriali in termini di abitanti equivalenti, calcolati con il criterio di cui alla lettera a), superino il 50% del totale. [...]”

Il calcolo della portata nera diluita è stato quindi fatto seguendo le metodologie a) e b).

Nel caso della **metodologia a)** si è considerato un numero di abitanti equivalenti pari a 2017 cioè pari al 40% dell'intero abitato di Gorla Maggiore. Tenuto conto che nel bacino drenato non vi è significativa presenza di scarichi industriali è risultata una portata da inviare al trattamento pari a 17.50 l/s.

Per applicare la **metodologia b)**, anche in questo caso solo su scarichi civili, è necessario conoscere la portata nera media giornaliera generata nel bacino. Questa è determinabile come prodotto tra la dotazione idrica giornaliera, che è definita dalle autorità d'ambito per ciascuna regione e per la Lombardia è pari a 358 l/ab/giorno, per gli abitanti equivalenti serviti dalla rete, per un coefficiente di trasformazione pari a 0.8. Applicando questa metodologia la portata nera prodotta risulta pari a 6.69 l/s e pertanto la portata da inviare al depuratore pari a $2 \times Q_n$ è 13.37 l/s.

Pertanto il valore massimo risultante dalle due metodologie è pari a **17.50 l/s** ed è la portata minima da inviare alla depurazione presa a riferimento per il dimensionamento del manufatto scolmatore.

Le acque di prima pioggia sono definite dalla L.R. 62 del 27.05.85, Art. 20 come “quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm (pari a 50 mc/ha_{imp}) uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio”.

Nell'ipotesi di stoccare queste acque e non di trattarle in continuo, il Piano di Tutela delle Acque, riprendendo il Piano di Risanamento Regionale, prescrive un volume per le acque di prima pioggia pari a 50 mc per ettaro di superficie impermeabile effettivamente drenata dalla rete. La superficie impermeabile si ottiene moltiplicando la superficie scolante per il coefficiente di afflusso medio.

Applicando tali criteri al bacino scolante, si otterrebbe un volume da assegnare alla vasca di prima pioggia pari a **987 mc**.

Nel presente progetto si prevede di realizzare un sistema di fitodepurazione a filtrazione verticale, che entra in funzione ogni qualvolta si verifica un evento di pioggia tale per cui si attiva lo scolmatore di piena delle acque da inviare all'impianto di depurazione di Olgiate Olona. Cautelativamente al fine di ridurre al minimo il rischio che siano inviate alla vasca volano acque con una carica inquinante, in termini di concentrazioni, ancora non trascurabile, la portata di dimensionamento del trattamento delle acque di prima pioggia è stata calcolata come quella corrispondente ad un'altezza di pioggia di 10 mm/ora su tutto il bacino drenato, per un evento di durata pari al tempo di corrivazione della rete, ovvero per un volume superiore a quello di prima pioggia. Nelle Figure seguenti sono rappresentati lo ietogramma considerato e l'idrogramma in ingresso al trattamento di 1° pioggia ottenuto tramite un modello afflussi-deflussi.

letogramma di prima pioggia

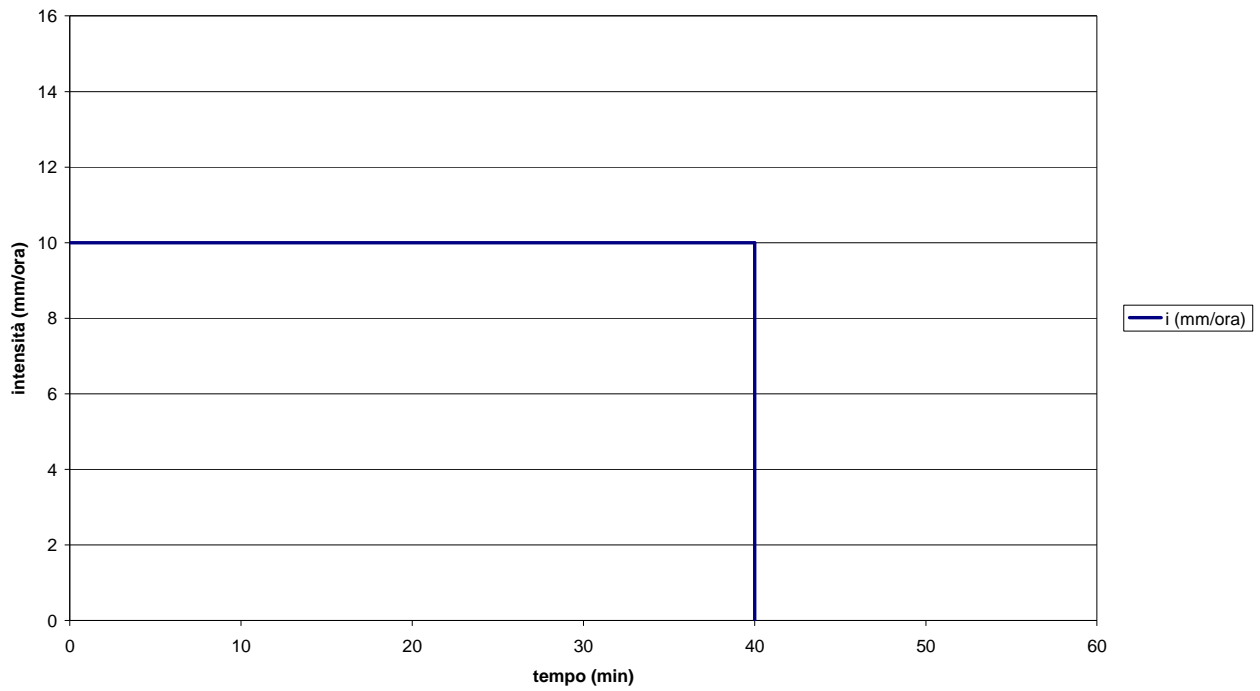


Figura 2 – letogramma corrispondente alla portata di 1° pioggia

Idrogramma corrispondente a pioggia 10 mm/ora

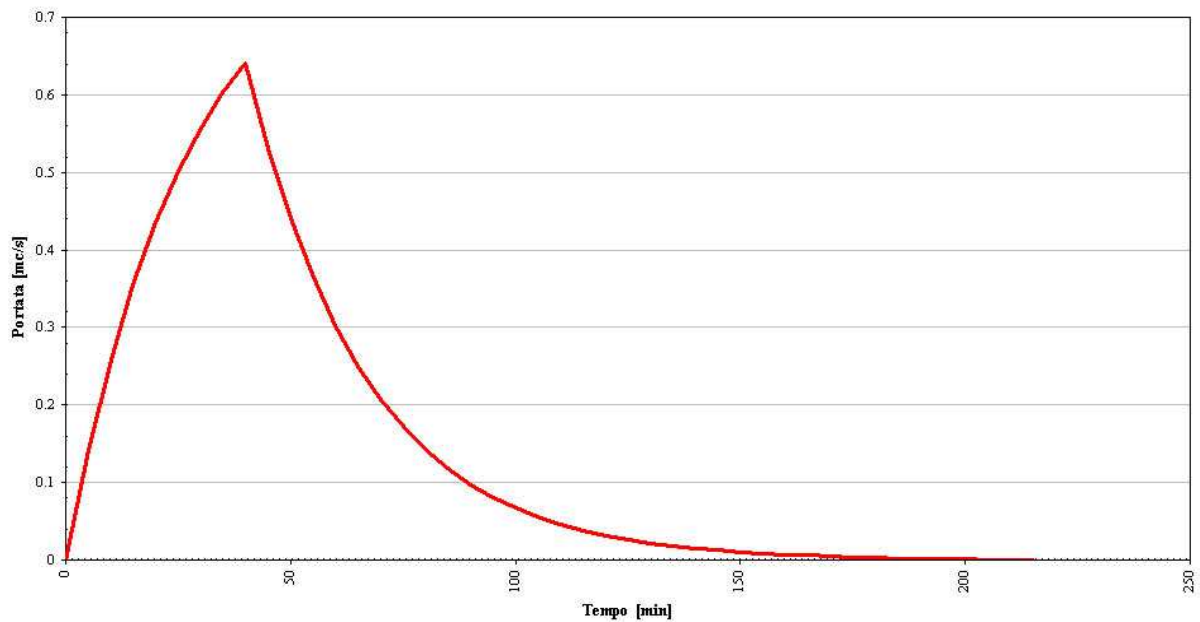


Figura 3 – Idrogramma di 1° pioggia

Il volume dell'idrogramma inviato al trattamento in continuo risulta pari a 1980 mc.

1.1.3 Procedura di dimensionamento della vasca volano

Le acque di seconda pioggia, meno inquinanti delle acque di prima pioggia che vengono trattate con sistemi di filtrazione verticale, vengono inviate in un bacino di ritenzione prolungata che funge contemporaneamente da vasca volano. Esso ha lo scopo di laminare le portate in eccesso e di restituirle al corpo recettore nel tempo affinando ulteriormente il processo di depurazione.

La massima portata meteorica scaricabile nei ricettori superficiali viene fissata dal Piano di Tutela delle Acque, per le aree già dotate di pubblica fognatura, in $40 \text{ l/s} \cdot \text{ha}_{\text{imp}}$: applicando tale criterio al bacino scolante relativo alla rete fognaria a servizio del comune di Gorla Maggiore, si ricava un valore di 0.79 l/s . Per i dimensionamenti della vasca e dei manufatti si è assunta una portata massima scaricata in Olona pari a 0.70 mc/s .

Per la verifica del funzionamento della vasca volano sono state svolte due simulazioni variando il livello dell'Olona, sia in condizioni di scarico libero (considerando un livello di magra di circa 50 cm), sia in condizioni di scarico rigurgitato con livello pari a 218.61 m s.l.m. (livello del fiume Olona corrispondente ad un evento di piena decennale nello stato di fatto considerando già realizzato l'invaso di Ponte Gurone attualmente in fase di ultimazione).

Il volume della vasca è stato determinato simulando il funzionamento del sistema vasca Olona con il modello monodimensionale MIKE 11 del Danish Hydraulic Institute. Il sistema è stato schematizzato nel modello come rappresentato nella figura seguente.

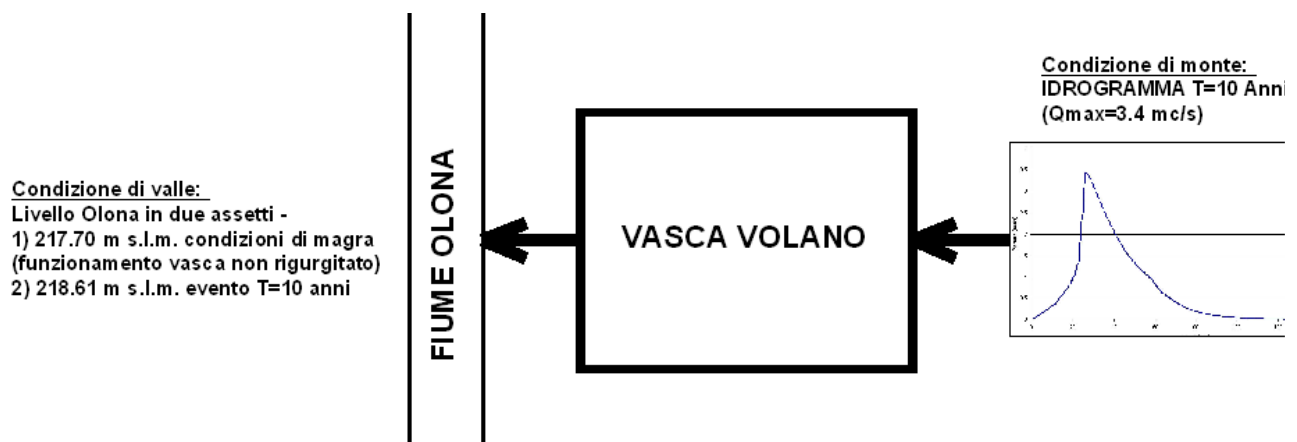


Figura 4 – Schema modello idraulico

Le caratteristiche dei principali elementi inseriti nel modello idraulico sono i seguenti:

Vasca volano

- Quota media del fondo: 218.30 m s.l.m.
- Quota di sommità arginale: 220.00 m s.l.m.
- Superficie media: 7200 mq

Condotta di scarico in Olona

- Diametro tubazione: $\text{DN } 500 \text{ mm}$
- Quota di fondo tubo: 217.50 m s.l.m.

Nelle figure sottostanti si riportano l'idrogramma in ingresso e in uscita dalla vasca volano in condizioni di scarico libero e scarico rigurgitato.

Idrogrammi scenario 1 (funzionamento non rigurgitato)

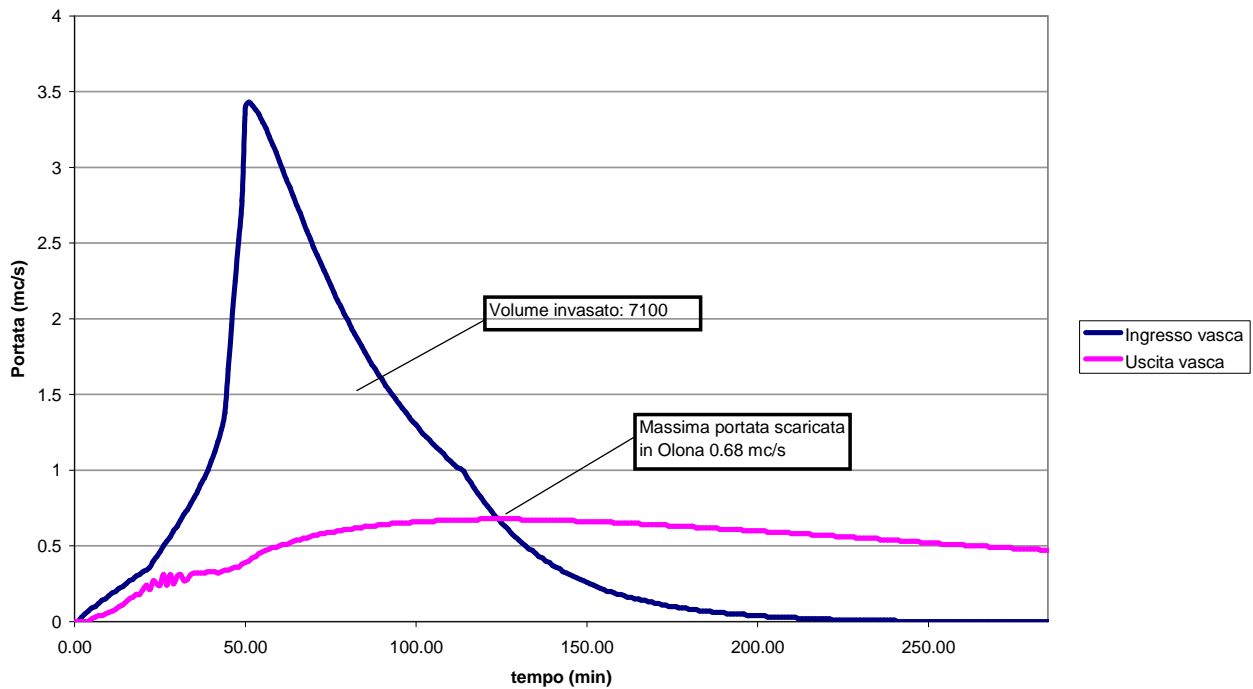


Figura 5 – Idrogrammi in ingresso e uscita dalla vasca volano per T=10 anni in condizioni di scarico libero

Idrogrammi scenario 2 (funzionamento rigurgitato)

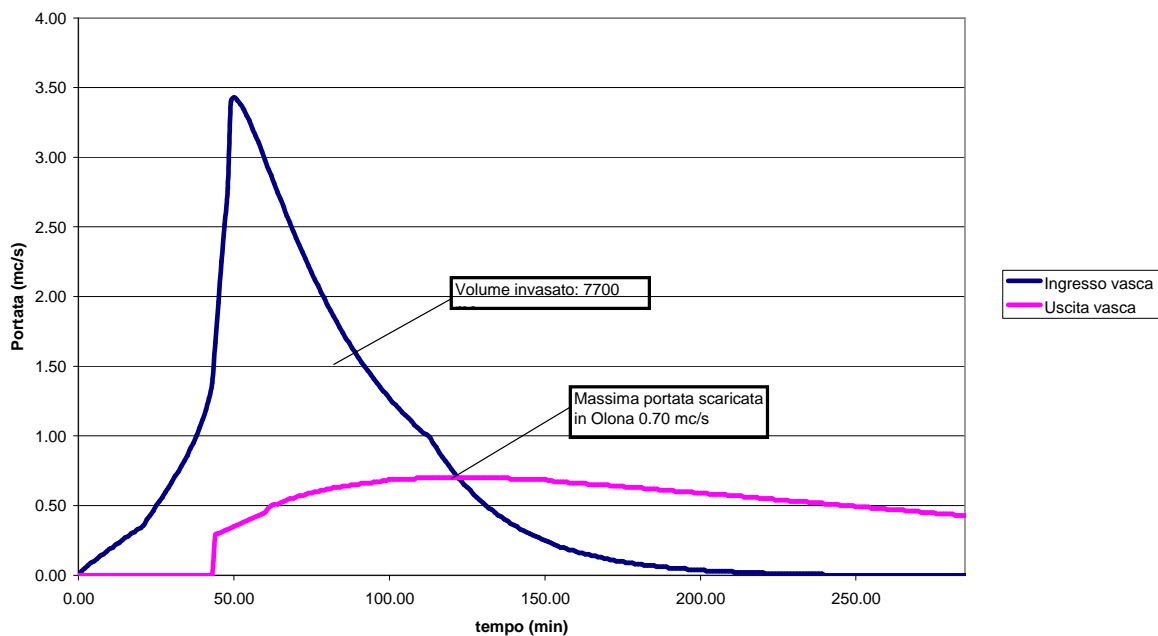


Figura 6 – Idrogrammi in ingresso e uscita dalla vasca volano per T=10 anni in condizioni di scarico rigurgitato

Per maggiori approfondimenti si rimanda alla relazione idrologico – idraulica di supporto.

1.2 QUALITA' CHIMICO-FISICA DELLE ACQUE METEORICHE DA TRATTARE

Per individuare le concentrazioni di progetto in ingresso al sistema si è seguito un percorso analitico, partendo da dati di letteratura riportati nelle tabelle seguenti:

- si sono considerate le concentrazioni di acque meteoriche in ingresso al sistema partendo dai valori indicati in Tabella 2; si è assunta una concentrazione variabile dei vari parametri considerando di avere le punte di concentrazione distribuite nei primi 5 mm dell'evento meteorico e i valori medi distribuiti su tutto quanto l'idrogramma generato dall'evento meteorico considerato;
- si sono considerate le concentrazioni di acque reflue riportate in Tabella 1;
- si è calcolata la concentrazione degli inquinanti derivante dalla miscelazione tra le portate di acque meteoriche date dagli idrogrammi considerati e le portate di acque nere corrispondenti ad una portata pari a $3.5Q_m$

La popolazione dell'area è stimata in 2017 a.e. La caratterizzazione delle acque di sfioro risulta abbastanza complessa in quanto oltre alle portate nere diluite, si deve considerare il carico inquinante apportato dalle acque di dilavamento. Per la caratterizzazione delle portate nere si sono assunti carichi specifici unitari pari a 60 kg/abxgiorno di BOD, 12 kg/abxgiorno di Azoto totale e 80 kg/abxgiorno di TSS, valori comunemente riportati in letteratura (Masotti, 1990) e un coefficiente di diluizione minimo pari a 3.5 (in linea con la normativa regionale per la quale si devono collettare al depuratore tutte le portate maggiori o uguali a 3.5 volte la portata media di tempo secco, ovvero 750 l/a.e. gg)

Parametro	Concentrazione (mg/l)
BOD₅	80
TSS	106
N-NH₄	16

Tabella 1 – Concentrazioni massime delle acque nere diluite ($3.5Q_n$)

COMPOSIZIONI MEDIE DELLE ACQUE DI DILAVAMENTO					
Parametri (mg/l)	Aree urbane	Aree industriali	Aree residenziali/commerciali	Aree agricole	Aree incolte
BOD ₅	20 (7-56)	9.6	20	3.8	1.45
COD	75 (20-275)	-	-	-	-
TSS	150 (20-2890)	93.9	140	55.3	11.1
NH ₄ -N	0.582	-	-	0.48	-
TN	2	1.79	2.8	2.32	1.25
TP	0.36	0.31	0.51	0.344	0.053
Rame	0.05	-	-	-	-
Piombo	0.18	0.202	0.214	-	-
Zinco	0.2	0.122	0.170	-	-
Ferro	8.7	-	-	-	-
Mercurio	0.00005	-	-	-	-
Nickel	0.022	-	-	-	-
Cianuri	0.0025	-	-	-	-
Fenoli totali	0.0137	-	-	-	-
Oli e grassi	2.6	-	-	-	-

Tabella 2 – Comparazione di qualità chimica di acque meteoriche raccolte da aree di diversa natura (Kadlec and Knight, "Treatment Wetlands", 1996)

Si sono considerati due idrogrammi corrispondenti ad eventi di pioggia di 5 mm/h e 10 mm/h.

Dato che lo scolmatore entra in funzione quando alla portata media giornaliera di acque nere (circa 5 l/s) si somma una portata pari a $2.5 Q_m$ (circa 18 l/s), si è stimato che l'evento che produce 13 l/s di acque meteoriche su quel bacino è un evento di circa 0,20 mm/h. Per tali eventi è difficile calcolare l'idrogramma di piena con i modelli a disposizione (tarati per portate "di piena"), per cui è stata fatta un'approssimazione considerando un idrogramma dato da valori volumetrici 25 volte inferiori.

In tal modo si ottiene una portata media di 25 l/s che può protrarsi idealmente per un certo numero di ore, con una concentrazione media di BOD₅ pari a circa 75 mg/l; facendo lo stesso ragionamento

- per un evento di 0,5 mm/h si ottiene 36 l/s ed una concentrazione di 72 mg/l;
- per un evento di 1 mm/h si ottiene 50 l/s ed una concentrazione di 70 mg/l;
- per eventi più consistenti di 5 e 10 mm/h che producono rispettivamente portate 210 e 390 mm/h con concentrazioni medie attese di 60 e 40 mg/l

Considerando che, secondo vari testi di idrologia consultati e secondo analisi statistiche condotte su dati giornalieri di varie località del Nord Italia:

- mediamente il 90% degli eventi meteorici giornalieri è minore di 8-10 mm;
- la durata media della pioggia giornaliera è pari a circa 5-8 h

si assume nei dimensionamenti un evento meteorico rappresentativo di 2 mm/h avente una durata di 5 h; con tale evento si ottengono concentrazioni teoriche di BOD₅ pari a circa 70 mg/l e una portata media di 95 l/s.

Nei dimensionamenti si sono quindi considerate le seguenti situazioni a nostro avviso rappresentative per valutare le condizioni di carico più critiche per il sistema di depurazione e sulla base di queste si sono effettuati i dimensionamenti dei sistemi di depurazione.

Evento	2 mm/h	5 mm/h	10 mm/h
Portata (l/s)	90	210	390
BOD ₅	70	60	40
COD	210	180	120
SST	300	380	390
N _{tot}	6	3	2

Tabella 3 – Caratterizzazione dello scarico

1.3 OBIETTIVI DEPURATIVI

Secondo la Normativa vigente non esistono limiti depurativi da rispettare per quanto riguarda gli scolmatori delle fognature miste; la Normativa regionale e nazionale prescrive che gli scolmatori vengano adeguati in modo da entrare in funzione solamente oltre una certa soglia prefissata e che le acque di prima pioggia vengano raccolte ed inviate al depuratore in maniera differita al termine dell'evento meteorico, mentre quelle acque di seconda pioggia laminate e restituite ad un corpo idrico.

Si devono però mantenere e/o migliorare gli indici di qualità fissati per i corpi idrici Secondo il Piano di Tutela. Il Fiume Olona presenta uno stato qualitativo classificato come "scadente" ed in alcuni tratti come "pessimo". L'obiettivo di qualità fissato dal PTUA della Regione Lombardia per il 2016 è il raggiungimento della classe di qualità ambientale "sufficiente". Secondo i dati del PTUA il Fiume Olona presentava nella stazione di monitoraggio di Fagnano Olona un valore di inquinamento da macrodescrittori (LIM) pari a 105 nel 2000, a 110 nel 2002 e a 35 nel 2003. A tali punteggi corrispondono plausibilmente concentrazioni di BOD₅ e COD maggiori o uguali rispettivamente a 15 e 25 mg/l. Per il raggiungimento dell'obiettivo di sufficiente, è necessario ridurre tali concentrazioni fino a circa 8 mg/l di BOD e a 15 mg/l di COD.

In base alle considerazioni precedentemente esposte, si ritiene quindi di dover assicurare innanzitutto un buon abbattimento sia di BOD che di SS, prevedendo riduzioni nelle concentrazioni di ingresso del 70-80% per il BOD e del 90% per i SS. Inoltre, dato che le concentrazioni variano in funzione dell'evento meteorico, si ritiene di dover garantire un trattamento in continuo, tale da bloccare maggiori inquinanti in termini di quantità di massa e di offrire di conseguenza un maggior livello di protezione ambientale. Il sistema sarà cioè concepito non per trattare un volume di prima pioggia, bensì una portata di prima pioggia; il sistema a flusso libero consentirà inoltre anche un trattamento delle portate di seconda pioggia, oltre che un affinamento delle prime piogge trattate nello stadio a flusso sommerso.

Si è quindi previsto di garantire allo scarico nelle diverse condizioni di funzionamento, concentrazioni in uscita non superiori alle seguenti:

BOD₅ (mg/l)	40
COD (mg/l)	160
SST (mg/l)	80
N_{tot} (mg/l)	15

In ogni caso sarà oggetto della sperimentazione testare i rendimenti del sistema nei confronti sia degli inquinanti di cui sopra che per quanto riguarda metalli pesanti, IPA totali, ecc.

1.4 DIMENSIONAMENTO DELLO SCOLMATORE

Il manufatto scolmatore è stato progettato per funzionare correttamente al variare della portata in arrivo dalla rete fognaria di Gorla Maggiore. Come detto precedentemente infatti ad oggi la rete fognaria comunale non è in grado di smaltire l'intera portata decennale (Q=3.40 mc/s). Attualmente il tratto terminale della rete è costituito da un collettore DN 500 con pendenza dell'18.5%.

Questo collettore a pieno riempimento è in grado di convogliare una portata massima di 1.7 mc/s. Pertanto nel dimensionamento del manufatto si è verificata la funzionalità dell'opera oltre che per eventi ordinari anche per eventi con portate di picco corrispondenti alla massima portata attualmente in grado di essere convogliata dalla rete fognaria (1.7 mc/s) e alla massima portata generata dal bacino urbano drenato per T=10 anni (3.4 mc/s).

La ripartizione delle portate tra i diversi componenti del sistema sarà gestita da un manufatto scolmatore da realizzarsi in sostituzione di quello oggi esistente, posto a valle dell'attraversamento della ferrovia della Valmorea.

La condotta esistente DN 500 mm entra nel manufatto a quota 219.58 m s.l.m. in un primo comparto, con savanella di fondo a quota 219.40 m s.l.m.. Fintanto che il livello nel manufatto è inferiore a 219.58 m s.l.m., l'intera portata in ingresso prosegue, attraverso una luce circolare DN 160 mm con regolatore di portata, verso un secondo comparto con quota di fondo posta a quota 218.74 m s.l.m. e da qui verso il collettore consortile attraverso una condotta DN 400 mm.

Quando il livello supera 219.58 m s.l.m., parte delle portate inizia a defluire verso un secondo comparto con fondo a quota 219.58 m s.l.m. Da qui attraverso una luce di controllo rettangolare 0.7 m x 0.6 m regolata da paratoia automatizzata le portate vengono convogliate verso il sistema di trattamento delle prime piogge.

Il collegamento tra manufatto e sistema di prima pioggia è dato da una condotta DN 800 mm con $i=0.5\%$. Quando il livello nel manufatto raggiunge quota 220.25 m s.l.m. (67 cm) si attiva un ulteriore scolmatore di lunghezza 4 metri che alimenta un comparto del manufatto regolato da una luce circolare DN 1000 mm con paratoia manuale, da cui parte il collettore che alimenta la vasca volano, anch'esso con DN 1000 mm e pendenza 0.5%.

Per il dimensionamento delle luci e degli sfioratori del manufatto sono state utilizzate le seguenti formule:

- **Per luci rettangolari con funzionamento a stramazzo e per sfioratori longitudinali** la portata defluente Q (mc/s) è data dalla formula

$$Q = \mu \cdot h \cdot L \cdot (2 \cdot g \cdot h)^{0.5}$$

in cui:

μ = coefficiente di efflusso = 0.385

h = carico sullo sfioratore (m)

L = lunghezza della soglia di sfioro (m)

g = costante gravitazionale = 9.81 m/s²

- **Per luci rettangolari e circolari con funzionamento a battente** la portata Q (mc/s) è data dalla formula

$$Q = \mu \cdot A \cdot (2 \cdot g \cdot h)^{0.5}$$

in cui:

μ = coefficiente di efflusso = 0.61

A = Superficie della luce (mq)

h = altezza idrica rispetto al baricentro della luce (m)

g = costante gravitazionale = 9.81 m/s²

- Il dimensionamento dei collettori è stato fatto in condizioni di moto uniforme, applicando la nota formula di Chèzy:

$$Q = k \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

dove k è il coefficiente di scabrezza del canale secondo la formulazione di Gaukler-Strickler, R il raggio idraulico e i la pendenza longitudinale.

E' stata considerato e un coefficiente di scabrezza ks pari a 70.

Fino a che la portata in arrivo al manufatto si mantiene inferiore a 20 l/s, questa viene interamente inviata alla depurazione attraverso la luce circolare DN 160 mm con regolatore di portata e da qui attraverso il collettore DN 400 mm viene inviata al collettore consortile.

Come detto all'aumentare della portata in arrivo si attiva anche il collegamento verso il sistema di prima pioggia. L'intera portata è inviata ai due sistemi di depurazione (collettore consortile e sistema di prima pioggia) fino a che il livello in vasca risulta inferiore o uguale a 220.25 . s.l.m. In corrispondenza di questo le due aperture verso il collettore consortile e il sistema di prima pioggia funzionano a battente con una portata defluente rispettivamente di 20 l/s e 640 l/s.

All'aumentare della portata in arrivo al manufatto, si attiva lo scolmatore che invia le acque alla vasca volano. In corrispondenza della portata massima oggi convogliabile dalla rete pari a 1.7 mc/s verso il collettore consortile vengono inviati 20 l/s verso il sistema di 1° pioggia 640 l/s e verso la vasca volano 1040 l/s. il livello nel manufatto a monte dello sfioratore verso la volano è pari a 220.54 m s.l.m.

Il livello nel collettore DN 1000 mm che collega il manufatto alla vasca volano è pari a 0.60 m con un conseguente grado di riempimento del 60%.

Nell'ipotesi di adeguamento della rete con portata al colmo pari a 3.4 mc/s, le portate vengono così ripartite

- collettore consortile: 0.20 mc/s

- 1° pioggia: 0.64 mc/s

- vasca volano: 2.78 mc/s

con un livello nel manufatto di 220.80 m s.l.m.

Chiaramente in questo assetto è necessario prevedere la realizzazione di un nuovo Collettore che insieme a quello già realizzato in questa fase sia in grado di convogliare alla vasca volano le portate in arrivo dalla rete.

1.5 VERIFICA CANALE DI GRIGLIATURA

Le caratteristiche tecniche della griglia e del canale di grigliatura e di by-pass sono raccolte nella seguente Tabella.

Canale di grigliatura	
Portata massima in arrivo [m ³ /s]	0,7
Luce di filtrazione [mm]	6
Larghezza utile di filtrazione [m]	0,715
Canale di grigliatura	
Larghezza [m]	1
Altezza [m]	1,4
Velocità massima consigliata [m/s]	0,8

Tabella 4 – Caratteristiche della griglia e del canale di grigliatura

Le perdite di carico attraverso una griglia fine possono essere ricavate a mezzo della seguente relazione:

$$h_L = \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{CA} \right)^2$$

Dove h_L = perdite di carico

C = coefficiente di efflusso della griglia (tipicamente 0,7 per griglie pulite e 0,8 per griglie sporche)

g = accelerazione di gravità

Q = portata volumetrica attraverso la griglia

A = area libera disponibile al moto del fluido relativa alla parte immersa della griglia

Ipotizzando nel canale a monte della griglia un moto uniforme dei filetti fluidi, per il calcolo della velocità a monte della sezione di grigliatura e dell'altezza del pelo libero si utilizza la formula di Manning:

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

$$Q = v \cdot A$$

Dove:

A= area bagnata;

n = coefficiente di scabrezza di Manning (assumeremo n pari a 0,014 s/m^{1/3}, canali in cemento);

R= raggio idraulico;

i = inclinazione del fondo;

h = battente idraulico.

Applicando le formule sopra esposte si ottengono i seguenti risultati:

Portata (m ³ /s)	H monte griglia (m)	V monte griglia (m)	Δh (filtro pulito)	Δh (filtro sporco)
0,64	0,44	1,46	0,21	0,29
0,32	0,27	1,20	0,15	0,21
0,16	0,17	0,96	0,11	0,15

Tabella 5 – Perdite di carico attraverso la griglia

1.6 DIMENSIONAMENTO DEL DISSABBIATORE

I dissabbiatori a canale sono manufatti in cls (da realizzarsi interrati) progettati per conseguire la rimozione di sabbie, ghiaie e altri solidi pesanti caratterizzati da velocità di sedimentazione notevolmente superiori a quelle dei solidi organici putrescibili presenti nelle acque reflue. Il dimensionamento delle unità di dissabbiatura viene finalizzato a conseguire la rimozione del 100% delle particelle aventi diametro medio 0,2 mm e densità 2650 kg/m^3 con una temperatura dell'acqua di 15°C .

Il dissabbiatore scelto è del tipo a flusso orizzontale e pianta rettangolare. Il dimensionamento viene effettuato in modo da garantire una velocità su tutta la sezione liquida non superiore a 0,30 m/s.

PARAMETRI PROGETTUALI DISSABBIATORE	
Tempo di residenza	45-90 s
Velocità orizzontale	0,2-0,4 m/s
CIS per rimozione materiale 0,21 mm	1-1,3 m/min
CIS per rimozione materiale 0,15 mm	0,6-0,9 m/min
Portata massima di progetto	0,64 m^3/s

Tabella 6 – Parametri di progetto del sedimentatore

Imponendo di avere in corrispondenza della portata di progetto un carico idraulico superficiale pari $0,7 \text{ m}^3/\text{min}$ si ricava il valore della superficie orizzontale del dissabbiatore:

$$CIS = \frac{Q}{A}$$

Da cui otteniamo una superficie di 55 m^2 . Scegliamo un manufatto in calcestruzzo armato, avente lunghezza 22 m, larghezza 2,5 m e altezza d'acqua 2 m. Con tali dimensioni si ricava un valore della velocità orizzontale

$$V_{\text{orizzontale}} = \frac{Q}{B \cdot H_L}$$

pari a $0,15 \text{ m/s}$. Tale valore risulta inferiore a quelli di letteratura e permetterà al sistema di comportarsi soprattutto per le basse portate anche da sedimentatore, allungando in questo modo la vita utile dei successivi stadi di fitodepurazione.

Utilizzando la teoria della sedimentazione di particelle discrete è possibile determinare il diametro della particelle che vengono rimosse completamente dal sistema dato il loro peso specifico. Il sistema è stato dimensionato per rimuovere completamente particelle con densità 2650 kg/m^3 e diametro 0,15 mm. Per verificare l'efficienza del dissabbiatore consideriamo particelle più leggere con densità 1300 kg/m^3 e diametro 0,20 mm.

La velocità limite di sedimentazione può essere calcolata in condizioni di moto laminare secondo la legge di Stokes:

$$v(t_\infty) = \frac{1}{18} g \frac{(\rho_s - \rho_f) D^2}{\mu_f} = 0,009 \text{ m/s}$$

Dove:

ρ_s è la densità delle particelle solide = 1300 kg/m^3

ρ_w è la densità dell'acqua = 1000 kg/m^3

μ_f è la viscosità dinamica dell'acqua a 15°C = $1,139 \times 10^{-3} \text{ Ns/m}^2$

Si calcola il numero di Reynolds per verificare di essere in condizioni di moto laminare ($Re < 0,3$):

$$Re = \frac{vD}{\nu_f} = \frac{0,009 \text{ m/s} \cdot 0,2 \cdot 10^{-3} \text{ m}}{1,139 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} = 1,97 (> 0,3)$$

Dove ν_f è la viscosità cinematica dell'acqua a 15°C.

Dato che l'ipotesi di moto laminare non è rispettata, per il calcolo della velocità limite di sedimentazione si deve ricorrere ad una procedura iterativa assumendo una velocità di sedimentazione iniziale. Si parte da quella sopra ricavata per calcolare il numero di Reynolds che serve per stimare il coefficiente di resistenza C_D mediante la seguente espressione:

$$C_D^{(1)} = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0,34$$

Noto quest'ultimo si può ricavare un valore di secondo tentativo $v^{(2)}$ della velocità di sedimentazione utilizzando l'espressione di *Newton*; si procede in questo modo fino a convergenza:

$$v^{(2)} = \sqrt{\frac{4 g (\gamma_s - \gamma_f) D}{3 C_D \gamma_f}}$$

Re	CD	V (m/s)
1,98	14,63	0,008
1,80	15,90	0,008
1,73	16,52	0,0077
1,69	16,80	0,0077
1,68	16,94	0,00763
1,67	17,00	0,00761
1,67	17,03	0,00761

L'efficienza di rimozione è data dal rapporto fra la velocità di sedimentazione della particella v_p e il CIS:

$$E_{\text{rimozione}} = \frac{v_p}{CIS} = 65\%$$

Il dissabbiatore è quindi in grado di rimuovere anche con la massima portata oltre alla sabbie anche particelle più leggere con elevate efficienze limitando così nel tempo possibili fenomeni di clogging dei successivi stadi di fitodepurazione.

1.7 METODOLOGIE DI CALCOLO UTILIZZATE

La bibliografia relativa ai sistemi estensivi di fitodepurazione per il trattamento delle acque meteoriche è piuttosto concorde nell'indicare come ordine di grandezza della superficie del bacino di trattamento un valore compreso tra lo 0,5 ed il 5 % della superficie impermeabilizzata del bacino servito.

Le superfici scelte (A_{fitoddep}) sono pari a circa l'8% del bacino drenato e risultano assolutamente in linea con tale indicazione se si considera che in questo caso si devono trattare, oltre alle acque meteoriche, anche le acque reflue diluite, dato che il sistema fognario è di tipo misto.

Per quanto riguarda i rendimenti depurativi la maggior parte dei testi e delle Linee guida internazionali indicano come per sistemi di fitodepurazione **tempi di ritenzione idraulica compresi tra 12 e 24 h** siano necessari per raggiungere rese depurative accettabili; Shutes e Bulc, che scrivono di esperienze su scala reale realizzate e monitorate in Inghilterra ed in Slovenia, danno appunto precise indicazioni sui tempi minimi di ritenzione idraulica necessari all'ottenimento di elevati rendimenti di rimozione degli inquinanti.

Alcuni studi sottolineano come, soprattutto in seguito ad eventi pluviometrici di forte intensità e breve durata, la maggior quantità dei fattori inquinanti si concentri nella fase solida, poiché il breve tempo di permanenza dei solidi sospesi nelle acque convogliate dalle superfici drenate non permette che in minima parte il loro scioglimento. Di qui l'esigenza di un sistema che assicuri sia una buona capacità di filtrazione dei solidi sospesi sedimentabili, sia adeguati tempi di permanenza.

Per il dimensionamento dei sistemi si è quindi adottata una resa di rimozione dei principali inquinanti di circa il 90% per circa il 70% degli eventi di pioggia (considerandone la distribuzione media annuale), dove i tempi di ritenzione idraulica divengono superiori ad 1-2 giorni (Higgins, 2005). Le minori rese di rimozione che si otterranno nei pochi eventi di piogge intense si attesteranno comunque su valori intorno al 40-50% anche in corrispondenza dei tempi di ritenzione idraulica minimi che gli impianti potranno fornire. In questo modo è verosimile ottenere abbattimenti annuali delle quantità di massa inquinante in ingresso pari a circa l'80%.

1.7.1 Dimensionamento idraulico dei sistemi di filtrazione vegetati

Il volume di acqua di prima pioggia è individuato secondo la Normativa regionale della Lombardia (R.R. n.3 del 24 marzo 2006) come corrispondente a 50 m^3 per ettaro di superficie impermeabile scolante. Essendo la superficie del bacino afferente allo scolmatore pari a 19,73 ha impermeabili, il volume di prima pioggia risulta pari a **987 m³**.

La verifica della superficie utile del letto filtrante è stata fatta in base alla formula seguente (Maryland Department of Natural Resources Publication "Maryland Standards and Specifications for Stormwater Management Infiltration Practices" 1984)

$$A = \frac{WQ_v}{(n \cdot d + k \cdot T / 12)}$$

dove:

WQ_v = volume di acqua da trattare, nel nostro caso pari al volume di prima pioggia V_{1p} ;

n = porosità, nel nostro caso 0,35 tenendo conto anche della presenza delle radici (Reed et al, 1995);

d = altezza media letto filtrante;

k = coefficiente di permeabilità del terreno sottostante;

T = tempo di riempimento del sistema.

Tale formula è utilizzata per il dimensionamento di trincee filtranti aventi la funzione di infiltrare una parte del volume liquido nel terreno: in questo caso invece si vuole utilizzare la vasca filtrante come trattamento delle acque di prima pioggia prima dell'immissione nel sistema di fitodepurazione a flusso libero ed è stata prevista l'impermeabilizzazione del sistema, quindi si trascura il termine $kT/12$.

Si è invece considerato il contributo dato dal volume libero invasabile al di sopra della superficie filtrante, per cui in realtà la formula utilizzata è la seguente:

$$V_{1p} = WQ_v = A \cdot (n \cdot d + 0,2 \cdot 0,75)$$

Dove 0,75 è la porosità di un sistema a flusso libero.

Eseguendo i calcoli si ottengono le seguenti superfici utili:

Q_{1p} (l/s)	V_{1p} (m ³)	d (m)	A (m ²)
700	987	0,625	2677

Si considerano 4 vasche funzionanti in parallelo, ciascuna di superficie pari a 960 m² per un volume utile totale di 1416 m³, quindi superiore al volume di prima pioggia definito dalla Normativa.

Il sistema si comporta come un letto a flusso sommerso orizzontale (SFS-h) per le basse portate (< 3 l/s), mentre per portate superiori a 3-5 l/s entrano in funzione le canalette longitudinali e la portata stramazza verticalmente nel letto, subendo anche un processo di filtrazione verticale attraverso lo strato più superficiale del medium di riempimento costituito da risetta. Per portate ulteriormente crescenti, si ottiene un progressivo invasamento del letto e l'instaurarsi di componenti di moto verticale e di scorrimento superficiale.

Per la verifica del funzionamento idraulico del sistema verranno impiegati quindi metodi diversi a seconda del tipo di regime idraulico che si instaura al variare della portata.

Per il calcolo del profilo del pelo libero in condizioni di flusso orizzontale, si utilizza la legge di Darcy in cui il flusso dipende dalla conduttività idraulica del medium e dal gradiente idraulico del sistema:

$$Q = K_s \cdot A \cdot S$$

dove:

Q = portata (m³/s);

K_s = conduttività idraulica di una superficie unitaria ortogonale alla direzione del flusso (m/s);

A = area della sezione del letto di trattamento (m²);

S = gradiente idraulico del sistema.

Fissando l'altezza del pelo libero in uscita da ciascuna vasca pari a 0,2 m mediante il sistema di regolazione, l'altezza del pelo libero nella sezione di ingresso dipende dalla conducibilità idraulica del mezzo filtrante K_s , dalla sezione trasversale W, dalla distanza L tra le due sezioni della vasca considerate, dalla pendenza del fondo e della portata idraulica Q.

$$H_i^2 = H_f^2 + \frac{2Q \cdot L}{W \cdot K_s}$$

H_i = altezza del pelo libero nella sezione di ingresso;

H_f = altezza del pelo libero nella sezione di uscita;

W = larghezza del letto (30 m);

K_s = conducibilità idraulica;

L = lunghezza del letto (32 m);

Q = portata.

Per il calcolo del profilo idraulico si tiene conto del fatto che il primo metro di letto è riempito con pietrame di diametro medio 80-120 mm e conducibilità idraulica 50.000 m³/m² d e che per la restante lunghezza il medium è costituito, nella zona interessata dallo scorrimento orizzontale, da ghiaia di diametro medio 5-10 mm e conducibilità idraulica 500 m³/m² d.

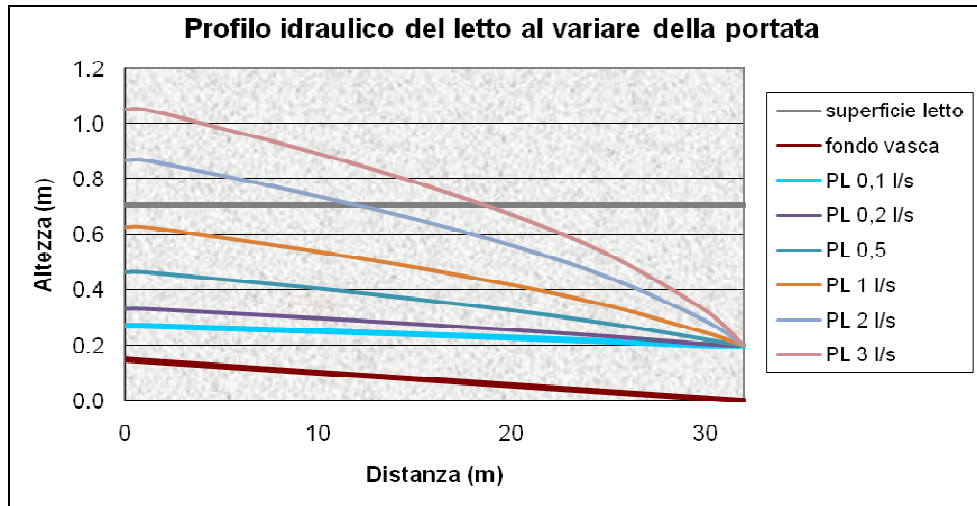


Figura 7 – Andamento del profilo idraulico nelle vasche al variare della portata

Q (l/s)	H media pl (m)	HRT (h)	Altezza di pioggia che genera la portata di scolo (mm/h)
0,1	0,155	145,1	0,24
0,2	0,185	86,6	0,25
0,5	0,252	47,0	0,27
1	0,334	31,2	0,31
2	0,453	21,2	0,38
3	0,546	17,0	0,45

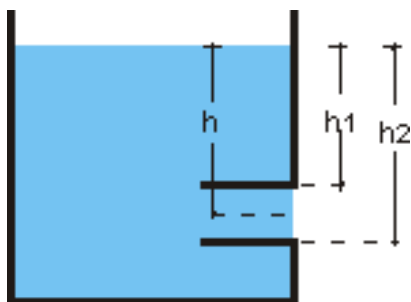
Tabella 7 – Altezza del pelo libero e tempi di ritenzione idraulica al variare della portata in ingresso

Il sistema è quindi in grado di trattare le basse portate, caratterizzate plausibilmente da concentrazioni di inquinanti elevate, come un sistema a flusso sommerso orizzontale con tempi di ritenzione tali da garantire abbattimenti almeno del 60-70%.

Per ulteriori incrementi della portata, la vasca viene alimentata anche mediante le canalette longitudinali e si viene così ad instaurare una componente di moto verticale. Considerando che la portata massima in ingresso a ciascuna vasca è $0,16 \text{ m}^3/\text{s}$ e che circa 5-10 l/s verranno adottati mediante le luci sul fondo della canaletta trasversale per l'alimentazione a flusso orizzontale, la portata massima che filtrerà a flusso verticale è circa $0,15 \text{ m}^3/\text{s}$. La portata smaltibile dallo strato più superficiale del riempimento è data dal coefficiente di conducibilità (assunto cautelativamente pari a $20 \text{ m}^3/\text{m}^2$ giorno) moltiplicato per la superficie del filtro stesso. Si ottiene una portata smaltibile pari a $0,22 \text{ m}^3/\text{giorno}$, quindi superiore alla portata massima da trattare.

Le Linee Guida tedesche per la realizzazione di sistemi verticali (ATV, 1997) propongono valori di carico idraulico di $30\text{-}100 \text{ mm}/\text{m}^2.\text{die}$ e di $50 \text{ gr COD}/\text{m}^2.\text{die}$ per il carico organico. Considerando un evento meteorico rappresentativo di $2 \text{ mm}/\text{h}$ e durata 5 h, a cui corrispondono una portata di $96 \text{ l}/\text{s}$ e una concentrazione di COD di $210 \text{ mg}/\text{l}$ si ottengono un carico idraulico di $450 \text{ mm}/\text{m}^2.\text{die}$ e un carico organico pari a $95 \text{ gr COD}/\text{m}^2.\text{die}$. Tali valori risultano accettabili in quanto le Linee ATV sono riferite a sistemi verticali per reflui civili che quindi vengono alimentati tutti i giorni; considerando un periodo medio di tempo secco di 7 giorni si ottengono un carico idraulico di $64 \text{ mm}/\text{m}^2.\text{die}$ e un carico organico pari a $13,5 \text{ gr COD}/\text{m}^2.\text{die}$, quindi perfettamente in linea con i dati di letteratura.

In condizioni di moto sia orizzontale che verticale, il tempo di ritenzione idraulica del volume di pioggia invasato dipende, oltre che dalla portata in ingresso, dall'officiosità del tubo finale di smaltimento che assume quindi il ruolo di "bocca tarata"; la formula utilizzata per il dimensionamento della bocca tarata è tratta dalla foronomia ed è valida per luci a battente con tubo addizionale interno:



$$Q = \mu S \sqrt{2gh}$$

dove:

Q = Portata effluente dalla luce;

h = distanza tra il baricentro della luce e il pelo libero;

μ = coefficiente di contrazione, pari a 0,5;

S = Superficie della luce di diametro D.

Di seguito sono riportate le portate scaricabili con vari diametri, in relazione ad un battente idrico di (0,82 m – Dint/2), corrispondente al massimo raggiungibile dal sistema di filtrazione dato che l'altezza media dello strato filtrante d è 0,62 m e l'altezza del freeboard 0,2 m.

Diametro	Portata max (l/s)	Tempi di svuotamento al termine dell'evento meteorico (h)
DN110 pn3,2	16	6,15
DN90	12	8,19
DN75	8,6	11,43
DN50	3,9	25,21
DN40	2,5	39,33
DN32	1,6	61,46

La scelta del diametro della bocca tarata è quindi direttamente collegata al tempo di ritenzione idraulico che si vuole ottenere per il volume di prima pioggia; nella tabella seguente si riportano il tempo di ritenzione ottenuto per vari eventi di pioggia scegliendo per la bocca tarata un Dn 50.

Evento	Durata (h)	Q (m ³ /s)	Tempo di riempimento (h)	Tempo di svuotamento (h)	HRT (h)
2 mm/h	5	0,024	3,7	26,6	30,3
5 mm/h	1	0,065	1	21,7	22,7
10 mm/h	1	0,134	0,6	26,6	27,2

Tabella 8 – Tempi di ritenzione per eventi di pioggia significativi

I tempi di riempimento e svuotamento sono stati calcolati assumendo costanti le portate in ingresso e in uscita e considerando un'altezza media del pelo libero di 0,5 m a cui corrisponde una portata della bocca tarata di 3 l/s.

Si è scelto di posizionare sullo scarico DN110 una valvola a ghigliottina che consente di parzializzare la portata in uscita; impostando un'apertura della valvola al 50% è possibile ottenere lo stesso risultato di una tubazione DN50; **la valvola permetterà inoltre diversi gradi di libertà durante la sperimentazione.**

Per verificare con maggior precisione il comportamento idraulico della vasca e individuare l'inizio del funzionamento della tubazione di troppo pieno, si sono considerati gli idrogrammi di piena relativi agli eventi di pioggia di 5 mm/h e 10 mm/h.

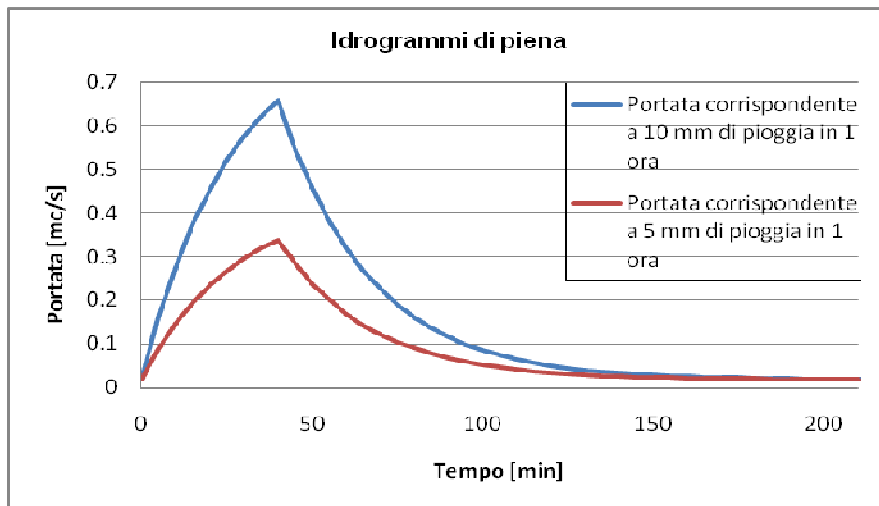


Figura 8 – Idrogrammi di piena relativi ad una evento di 5 mm e di 10 mm in un'ora

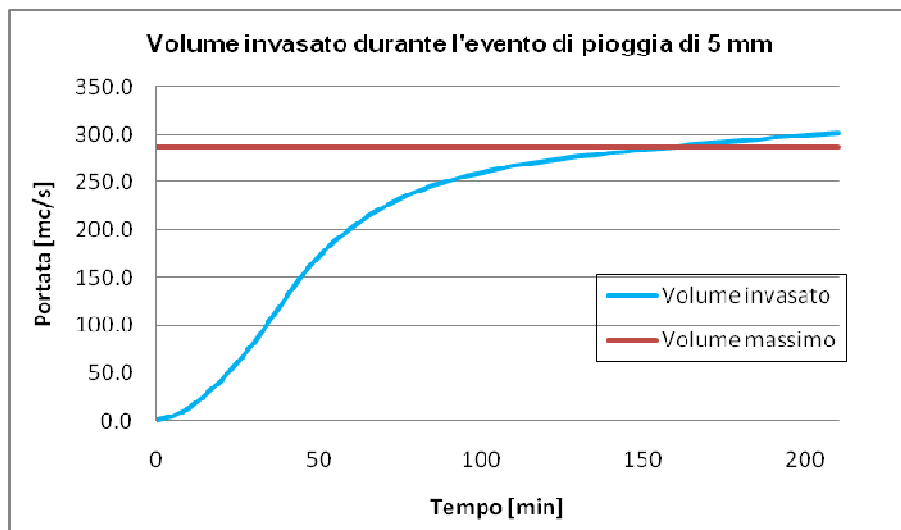


Figura 9 – Volume invasato durante l'evento di 5 mm in un'ora

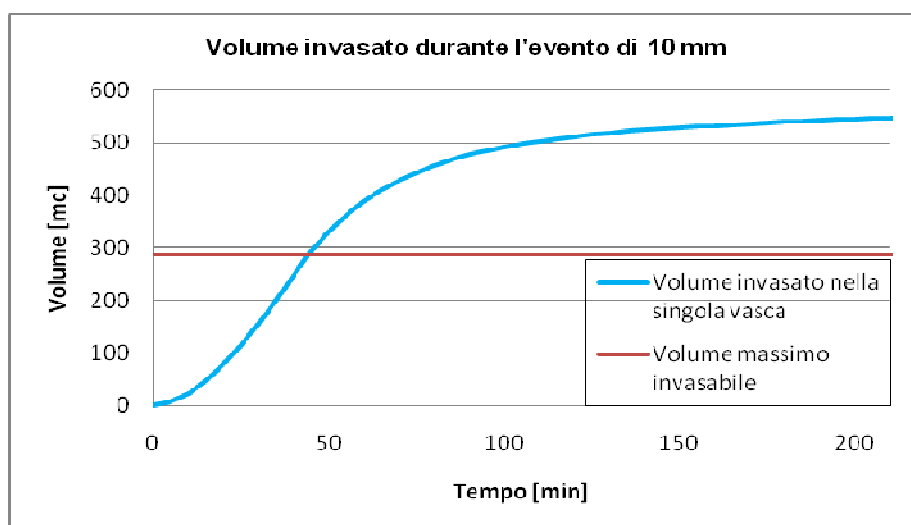


Figura 10 – Volume invasato durante l'evento di 10 mm in un'ora

Il sistema si riempie completamente dopo 2 h e 15 min e garantisce quindi il trattamento del 90% della portata in ingresso per un evento di 5 mm/h, mentre per un evento di 10 mm/h il troppo pieno entra in funzione dopo 45 min e si riesce a trattare circa il 50% della portata in arrivo; anche in quest'ultimo caso viene assicurato il trattamento della frazione più inquinata delle acque di pioggia, corrispondente al tratto crescente dell'idrogramma di piena.

1.7.2 Dimensionamento di processo dei sistemi di fitodepurazione a flusso sommerso

Il funzionamento di tali moduli filtranti è molto simile a quello di sistemi di filtrazione utilizzati nei trattamenti degli scarichi; si riportano quindi le efficienze di tali sistemi ricavate in base a modelli e monitoraggi condotti nell'applicazione su reflui di scarico e su trattamenti di acque di pioggia.

Pollutant	Typical Percent Removal Rates
Sediment	90%
Total Phosphorous	60%
Total Nitrogen	60%
Metals	90%
Bacteria	90%
Organics	90%
Biochemical Oxygen Demand	70-80%

Tabella 9 – Rimozioni caratteristiche di sistemi di filtrazione per acque di scarico

TABLE 2 TYPICAL POLLUTANT REMOVAL EFFICIENCY

Pollutant	Percent Removal
Fecal Coliform	76
Biochemical Oxygen Demand (BOD)	70
Total Suspended Solids (TSS)	70
Total Organic Carbon (TOC)	48
Total Nitrogen (TN)	21
Total Kjeldahl Nitrogen (TKN)	46
Nitrate as Nitrogen (NO ₃ -N)	0
Total Phosphorus (TP)	33
Iron (Fe)	45
Lead (Pb)	45
Zinc (Zn)	45

Source: Galli, 1990

Tabella 10 – Performance di zone umide a flusso sommerso per il trattamento delle acque di prima pioggia (Galli, 1990)

Non esistendo al momento in letteratura modelli previsionali tali da permettere una stima precisa delle rese depurative ottenibili con i sistemi di progetto, l'analisi dei carichi inquinanti rimossi è stata fatta sulla base di dati di monitoraggio su impianti esistenti, confrontando i tempi di ritenzione ottenuti con i sistemi oggetto della progettazione in esame. Un interessante esempio è costituito da un impianto situato in Inghilterra, a Stretton on Fosse, con un design sufficientemente paragonabile agli impianti di progetto. L'impianto di Stretton on Fosse è costituito da un sistema a flusso sommerso orizzontale SFS-h che funziona da trattamento terziario di 2 reattori biologici a dischi rotanti in condizioni di tempo e da trattamento dello scolmatore fognario durante gli eventi di pioggia. La vasca ha una superficie di 382 m² (1 m²/AE), 30,6x12,5m, ed è riempita nella zona ingresso, per una lunghezza di circa 50 cm, con pietrame Dm 70 mm e per la restante lunghezza, 12 m, con ghiaia Dm 5-10 mm. La portata di progetto in tempo di pioggia è di 4 l/s e in condizioni di tempo secco di 72 m³/d (0,83 l/s).

L'impianto di Stretton on Fosse ha mostrato risultati in linea con quanto richiesto dagli obiettivi depurativi del presente progetto, come visibile nei due grafici seguenti, relativi agli andamenti delle concentrazioni del carico organico e dei solidi sospesi durante un evento di pioggia rilevante. L'evento, verificatosi dopo un periodo di tempo asciutto, è stato intenso e di breve durata con il picco (8 l/s) che è stato raggiunto in meno di 3 ore; la portata è ritornata a meno del doppio della portata media di tempo secco nelle successive tre ore dal picco. Le concentrazioni massime di BOD₅ e TSS in ingresso sono state rispettivamente di 88 mg/l e 150 mg/l, mentre i valori in uscita non hanno superato i 5 mg/l di BOD₅ e i 10 mg/l di TSS.

L'impianto oggetto della presente progettazione esecutiva ha una superficie complessiva (sistema di filtrazione + sistema a flusso libero) di circa 7000 m², quindi circa 3,5 m² per abitante equivalente e garantirà quindi, anche in virtù delle migliori prestazioni dei sistemi multistadio, abbattimenti paragonabili, ma anche superiori rispetto a quelli dell'impianto inglese.

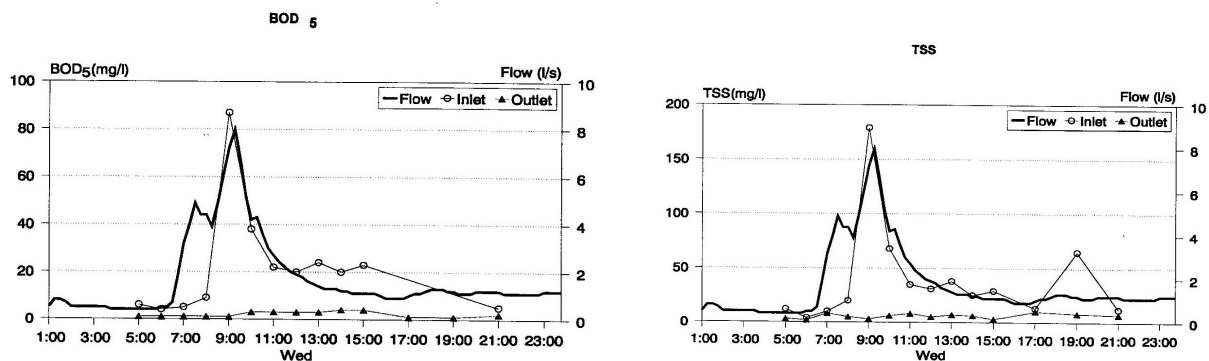


Figura 11 – Andamenti della portata idraulica e delle concentrazioni di BOD e TSS in ingresso ed in uscita dall'impianto di fitodepurazione per acque meteoriche di Stretton on Fosse (UK, Cooper 2006).

Per i sistemi SFS le formule per progettare l'impianto rispetto al BOD₅ sono varie. Vi sono ad esempio criteri che si basano sull'area minima necessaria per abitante equivalente, in genere pari a 3-5 m²/AE.d.

Per dimensionare i sistemi di fitodepurazione in oggetto si è fatto ricorso alla metodologia EPA (1993), ATV (1997) ed alle linee guida di progettazione suggerite dai seguenti autori: Reed, Crites, Middlebrooks 1995, Cooper P.F. et al (WRc) 1996, Brix H. 1997, Vymazal et al. 1998, Kadlec B. 2008.

Le equazioni del metodo di Reed, Crites & Middlebrooks (1995) sono basate su una cinetica di primo ordine e l'assunzione di una condizione di plug-flow nella vasca per gli inquinanti, la cui rimozione avviene a causa di processi microbiologici: BOD₅, azoto ammoniacale ed azoto nitrico. Per gli altri parametri gli autori propongono equazioni separate, basate su regressioni eseguite su una prima versione del database del NADB (1993, Knight ed altri) sulle "constructed wetlands".

La forma generale del metodo di Reed è data dalla seguente equazione:

$$\ln\left(\frac{C_i}{C_e}\right) = K_T \cdot t$$

dove:

$$t = \frac{A_s \cdot y \cdot n}{Q} \quad \text{tempo di ritenzione idraulica, in giorni;}$$

A_s = Superficie richiesta dalla vasca;

C_e = Concentrazione dell'inquinante nell'effluente fissata in base all'obiettivo depurativo, in mg/l;

C_i = Concentrazione dell'inquinante in entrata all'impianto (dopo eventuale trattamento primario) in mg/l;

$K_T = K_R \cdot \theta_R^{(T_w - T_R)}$ = costante cinetica alla temperatura T_w , in giorni⁻¹;

θ_R = coefficiente di temperatura per la costante cinetica;

K_R = costante cinetica alla temperatura di riferimento, in giorni⁻¹;

T_w = temperatura del refluo nella zona umida, in °C;

T_R = temperatura di riferimento, in °C;

n = porosità (% espressa come frazione);

y = profondità media della zona umida;

Q = carico idraulico medio giornaliero in m³/giorno.

Gli autori propongono i valori riportati nella seguente tabella per i coefficienti in gioco a seconda dell'inquinante considerato.

Se $1 < T_w < 10$				
Parametro	BOD ₅	NH ₄ -N	NO ₃ -N	FC
T_R	20	10	10	20
C residua	6	0.20	0.20	-
K_R	1.104	K_{10}	1.000	2.6
θ_R	1.06	1.15	1.15	1.19
Se $T_w > 10$				
Parametro	BOD ₅	NH ₄ -N	NO ₃ -N	FC
T_R	20	20	20	20
C residua	6	0.20	0.20	-
K_R	1.104	K_{NH}	1.000	2.6
θ_R	1.06	1.048	1.15	1.19

Tabella 11 – Valori dei parametri riportati da Reed Crites & Middlebrooks

K_{NH} è la costante cinetica di nitrificazione e dipende dalla percentuale occupata dalle radici dell'altezza del letto rz.

$$K_{NH} = 0.01854 + 0.3922(rz)^{2.6077}$$

K_{10} si ottiene da:

$$K_{10} = K_{NH} \cdot (1.048)^{-10}$$

Tali costanti sono state verificate e aggiornate sulla base delle pubblicazioni scientifiche più recenti, anche a livello nazionale (vedi bibliografia). In particolare recenti studi hanno messo in luce come i processi biologici connessi all'azione degradante dei batteri nitrificanti subiscano un deciso rallentamento a temperature del refluo minori di 10°C, fino ad arrestarsi completamente: quindi in tali particolari condizioni l'abbattimento dell'ammoniaca non è più correlabile al parametro "temperatura del refluo".

Poiché le equazioni utilizzate dipendono dalla temperatura le rese depurative degli inquinanti il cui abbattimento è considerato dipendente da T_w sono maggiori a temperature maggiori: spesso quindi lo scenario più critico da valutare risulta essere quello invernale.

Per la rimozione dei solidi sospesi si è utilizzata la formula seguente (Reed), proponendo una soglia di fondo di 6 mg/l.

$$C_e = C_i \cdot (0.1058 + 0.0011 \cdot HLR)$$

dove:

HLR = coefficiente di carico idraulico in cm/giorno;

C_e = Concentrazione di SST nell'effluente fissata in base all'obiettivo depurativo, in mg/l;

C_i = Concentrazione di SST in entrata all'impianto (dopo eventuale trattamento primario) in mg/l;

Per quanto riguarda i patogeni, Reed osserva che i meccanismi di rimozione sono piuttosto simili a quelli che avvengono negli stagni di stabilizzazione e propone la stessa formula: tale assunzione è in realtà difficile da giudicare correttamente, ma mostra una tendenza conservativa rispetto a quanto realmente avviene secondo i dati sperimentali, soprattutto alle basse temperature. Tipicamente comunque i dati sperimentali relativi alla carica batterica e virale relativi alle vasche di fitodepurazione mostrano rese di abbattimento ottime, spesso superiori al 95% e comunque migliori dei tradizionali sistemi di trattamento dei reflui.

La formula è la seguente, e indica tra l'altro che le rese sono migliori con più bacini in serie.

$$\frac{C_e}{C_i} = \frac{1}{(1 + t \cdot K_T)^N}$$

dove:

$$t = \frac{A_s \cdot y \cdot n}{Q} \quad \text{tempo di ritenzione idraulica, in giorni;}$$

A_s = Superficie richiesta dalla vasca;

C_e = Concentrazione di colli fecali nell'effluente fissata in base all'obiettivo depurativo, in UFC/100ml;

C_i = Concentrazione di colli fecali in entrata all'impianto (dopo eventuale trattamento primario) in UFC/100ml;

$K_T = K_R \cdot \theta_R^{(T_w - T_R)}$ = costante cinetica alla temperatura T_w , in giorni⁻¹;

θ_R = coefficiente di temperatura per la costante cinetica;

K_R = costante cinetica alla temperatura di riferimento, in giorni⁻¹;

T_w = temperatura del refluo nella zona umida, in °C;

T_R = temperatura di riferimento, in °C;

n = porosità (% espressa come frazione);

y = profondità media della zona umida;

Q = carico idraulico medio giornaliero in m³/giorno;

N = numero di celle in serie.

Per il fosforo gli autori propongono invece la formula seguente:

$$\frac{C_e}{C_i} = \exp\left(-\frac{K_p}{HLR}\right)$$

dove:

K_p = rateo costante di reazione del fosforo, pari a 2,73 cm/giorno.

Il dimensionamento delle superfici utili richieste è stato eseguito sull'abbattimento del BOD₅, verificando poi in seguito in base alle equazioni precedentemente citate le previsioni depurative degli altri inquinanti, in particolare Solidi Sospesi Totali e Carica Batterica. Le superfici e i tempi di ritenzione ottenuti sono stati poi confrontati con le più recenti esperienze internazionali sui sistemi di trattamento delle acque di pioggia.

I dati di progetto sono riassunti nella seguente tabella.

PARAMETRI		Unità di misura
Superficie drenata (lorda)	56,38	ha
Coefficiente di assorbimento	0,35	-
Superficie drenata (impermeabile)	19,73	ha
Volume di prima pioggia	50	m ³ /ha sup drenata
Volume di prima pioggia	989	m ³
Volume utile	1416	m ³
Portata di prima pioggia massima	0,64	m ³ /s
Altezza media dello strato di riempimento	0,62	m
Altezza freeboard	0,2	m
Porosità del medium di riempimento (n)	0,35	Ghiaia 5-10 mm

Tabella 12 – Dati di progetto

L'EPA consiglia un valore limite superiore di 0,5 kg BOD₅/m² al giorno per il carico organico per unità di superficie trasversale, allo scopo di evitare pericoli di intasamento del medium nella parte iniziale del letto. Con le dimensioni scelte per le vasche in esame, anche tale verifica risulta soddisfatta: considerando un evento meteorico rappresentativo di 2 mm/h e durata 5 h, a cui corrispondono una portata di 96 l/s e una concentrazione di BOD₅ di 70 mg/l, si ottiene un carico di circa 2,5 kg BOD₅/m². Tale valore risulta accettabile considerando che il limite EPA si riferisce a sistemi per reflui civili alimentati in continuo; assumendo un periodo di tempo secco medio di 7 giorni, si otterrebbe un carico organico per unità di superficie trasversale di circa 0,35 kg BOD₅/m². Nella verifica si è assunta un'altezza media del pelo libero di 40 cm.

1.7.3 Dimensionamento idraulico dei sistemi di fitodepurazione a flusso libero

Il sistema a flusso libero è stato dimensionato con l'obiettivo di garantire un ulteriore tempo di ritenzione per le portate di prima pioggia in uscita dal precedente trattamento e il trattamento delle acque di seconda pioggia.

Per raggiungere tale obiettivo si è imposto che il sistema a flusso libero abbia un volume complessivo almeno pari a quello di prima pioggia.

La superficie del sistema a flusso libero è stata calcolata imponendo la seguente condizione considerando un'altezza media del pelo libero di 0,6 m:

$$V_{WQ} = A \cdot n \cdot h_{\text{media pl}} = V_{1p}$$

dove n è stato assunto pari a 0,75 in linea con la maggioranza dei test su sistemi a flusso libero per tenere conto del volume occupato dalle piante.

A (m ²)	Volume totale (mc)
3174	1423

Il comportamento idraulico dei sistemi a flusso libero può essere descritto dall'equazione di Manning, utilizzata per i canali a pelo. La velocità all'interno della wetland dipende dalla profondità del pelo libero, dal gradiente idraulico e dalla densità della vegetazione.

$$v = \frac{1}{n} \cdot y^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

Dove:

n = coefficiente di Manning, s/m^{1/3};

y = profondità del pelo libero;

s = gradiente idraulico s/s.

In un sistema a flusso libero, il numero di Manning è funzione della profondità dell'acqua a causa della resistenza al moto prodotta dalla vegetazione emergente.

$$n = \frac{a}{y^{1/2}}$$

Dove a un fattore di resistenza che varia fra $0,4 \text{ s m}^{1/6}$ per vegetazione sparsa e altezza d'acqua superiore a $0,4 \text{ m}$ e $6,4 \text{ s m}^{1/6}$ per vegetazione densa e altezza d'acqua inferiore a $0,3 \text{ m}$.

Eseguendo il calcolo sulla sezione di minore larghezza (20 m), considerando una portata di $0,7 \text{ m}^3/\text{s}$ e un fattore di resistenza pari a $0,4$, si ottiene una velocità di $0,05 \text{ m/s}$, quindi ampiamente inferiore al limite di $0,6 \text{ m/s}$ al di sopra del quale si verificano fenomeni erosivi.

Per il calcolo del profilo idraulico della wetland si può fare riferimento alla seguente formula (Kadlec, 2008):

$$a \cdot W \cdot h^b \cdot \left(-\frac{d(h+B)}{dx} \right)^c = Q$$

Dove a, b, c sono coefficienti di resistenza

W = larghezza della wetland

H = altezza del pelo libero

Q = portata di progetto [m^3/s]

Assumendo, in base ai dati di letteratura disponibili (Kadlec, 2008) $a=10^7 \text{ m}^{-1}\text{d}^{-1}$, $b=3$ e $c=1$ e imponendo la seguente condizione al contorno:

$$H_{x=L} = 0,4\text{m}$$

l'equazione è risolvibile con metodi numerici. Implementando la risoluzione con il programma Matlab, si ottengono i seguenti risultati:

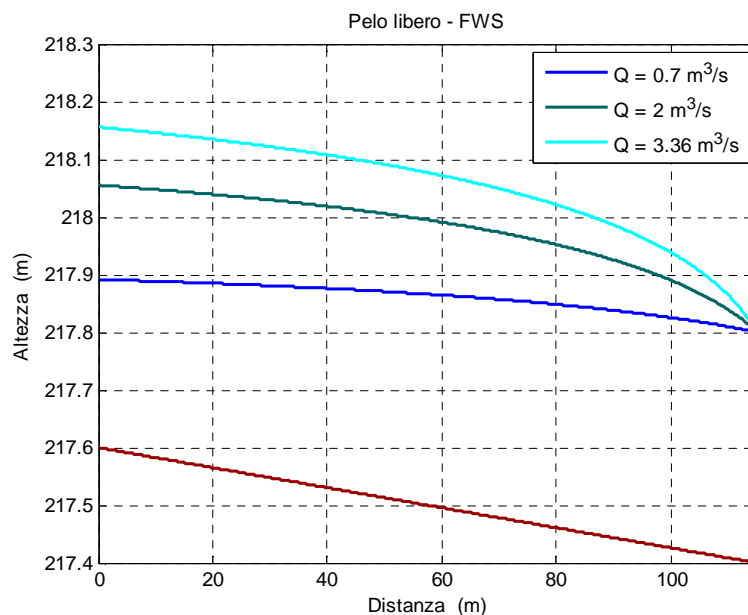


Figura 12 – Profilo del pelo libero nel sistema FWS al variare della portata

In corrispondenza della portata massima ($Q=3,36 \text{ m}^3/\text{s}$, T_r 10 anni) si ottiene un innalzamento del pelo libero di circa 15 cm con conseguenti problemi di rigurgito sulle tubazioni in arrivo dalle vasche a flusso sommerso: la tubazione proveniente dalle vasche 1-2 a quota 218,10 m s.l.m. scarica invece senza problemi in corrispondenza della portata di progetto e di portate fino a $2 \text{ m}^3/\text{s}$ (corrispondente approssimativamente ad una pioggia di 40 mm/h).

1.7.4 Dimensionamento di processo dei sistemi di fitodepurazione a flusso libero

Il dimensionamento dei sistemi FWS segue i metodi già visti per i sistemi HF con coefficienti proposti diversi. Nella tabella seguente riportiamo i valori proposti per i metodi descritti nel paragrafo precedente.

Se $1 < T_w < 10$		
Parametro	BOD ₅	FC
T_R	20	20
C residua	6	-
K_R	1.104	2.6
θ_R	1.06	1.19
Se $T_w > 10$		
Parametro	BOD ₅	FC
T_R	20	20
C residua	6	-
K_R	0.678	2.6
θ_R	1.06	1.19

Tabella 13 – Valori dei parametri riportati da Reed Crites & Middlebrooks per FWS

Il tempo di ritenzione idraulica è pari a:

$$t = \frac{n \cdot S \cdot d \cdot 0,95}{Q}$$

dove:

n = porosità del letto = 0,75;
 S = area superficiale dell'intero sistema = 3174 m^2 ;
 d = profondità = 0,6 m;
 Q = portata media che attraversa il sistema

Considerando una precipitazione di 2 mm/h per 5 ore, si otterrebbe un tempo di ritenzione medio di 4 h.

1.7.5 Rese depurative del sistema di fitodepurazione complessivo

Una previsione delle rese depurative può essere fatta confrontando con i rendimenti teoricamente ottenibili in un sistema a flusso sommerso orizzontale, utilizzando il modello di Reed, Crites & Middlebrooks che, sulla base dell'esperienza di zone umide costruite realizzate in Italia (si veda il database del Gruppo italiano dell'IWA, sull'uso delle macrofite per il trattamento delle acque, www.irdra.com) si è rivelato migliore per i sistemi a flusso sommerso orizzontale. Anche per il sistema a flusso libero si è adottato lo stesso modello (si veda a tal proposito l'elaborato relativo alle relazioni di calcolo preliminari)

Il sistema è come sottolineato dotato di una bocca tarata che consente di realizzare tempi di ritenzione idraulici di 20-30 h dipendentemente dal carico che si crea all'interno della vasca.

Considerando quindi un evento di pioggia di 10 mm distribuito in 5 h, a cui si associano le concentrazioni medie di Tabella 3 si ottengono i seguenti risultati:

Parametro	Unità di misura	Caso 1	Caso 2	Caso 3
Altezza di pioggia	mm/h	2	2	2
Duarta dell'evento	h	5	5	5
carico idr. giorn.medio	m ³ /giorno	1620	1620	1620
Temp. di progetto	°C	7	15	23
<i>Con i dati di progetto assunti si ottengono le seguenti concentrazioni in ingresso</i>				
BOD ₅	mg/l	70	70	70
Azoto ammoniacale	mg/l	6	6	6
SST	mg/l	300	300	300
<i>Le concentrazioni previste in uscita dai sistemi a flusso sommerso per i vari scenari sono le seguenti</i>				
BOD ₅	mg/l	40	34	26
Azoto ammoniacale	mg/l	5	5	5
SST	mg/l	19	19	19

Considerando anche l'affinamento che si verifica nel sistema a flusso libero, si ha un ulteriore abbattimento delle concentrazioni del 10-15%:

CONCENTRAZIONI IN USCITA DAL FWS		Caso 1	Caso 2	Caso 3
BOD ₅	mg/l	34	26	17
Azoto ammoniacale	mg/l	5	5	4
SST	mg/l	9	9	9

Se considerassimo un evento di 10 mm ma distribuito in un'ora, a cui sono associabili le concentrazioni di Tabella 3 – Caratterizzazione dello scarico otterremmo i seguenti risultati:

Parametro	Unità di misura	Caso 1	Caso 2	Caso 3
Altezza di pioggia	mm/h	10	10	10
Duarta dell'evento	h	1	1	1
carico idr. giorn.medio	m ³ /giorno	1930	1930	1930
Temp. di progetto	°C	7	15	23
<i>Con i dati di progetto assunti si ottengono le seguenti concentrazioni in ingresso</i>				
BOD ₅	mg/l	40	40	40
Azoto ammoniacale	mg/l	2	2	2
SST	mg/l	390	390	390
<i>Le concentrazioni previste in uscita dai sistemi a flusso sommerso per i vari scenari sono le seguenti</i>				
BOD ₅	mg/l	23	20	16
Azoto ammoniacale	mg/l	1.7	1.6	1.6
SST	mg/l	25	25	25

In realtà il sistema di filtrazione lavora sia a flusso sommerso orizzontale soprattutto per le basse portate con tempi di ritenzioni tali garantire abbattimenti dell'ordine del 70-80% per portate al di sotto di 1 l/s che all'aumentare della portata a flusso verticale. Con la portata di cui sopra si ha un coefficiente di carico superficiale di 450 mm/g, valore congruo con il coefficiente di percolazione del medium di riempimento ma molto maggiore rispetto ai carichi utilizzati nella depurazione delle acque nere (oscillanti tra i 50 ed i 100 mm/g); in ogni caso si può ipotizzare un aumento delle rese depurative complessive grazie alla maggiore ossidazione tipica dei processi di percolazione.

L'abbattimento del BOD e del COD difficilmente scende al di sotto dell'80-90% mentre la nitrificazione avviene per il 70-80%; i solidi sospesi vengono abbattuti con percentuali difficilmente inferiori al 90%.

In virtù di tutte queste considerazioni e della funzione di affinamento del sistema a flusso libero è lecito aspettarsi concentrazioni in uscita mai superiori a quelle indicate nella tabella precedente ed in generale percentuali di rimozione come quelle di seguito indicate:

Rese depurative		
BOD ₅	%	50-80
Azoto ammoniacale	%	30-70
SST	%	90-95

1.7.6 Bilancio idrico del sistema a flusso libero

Per garantire la permanenza del sistema umido, è previsto che il FWS sia alimentato con una derivazione dal F. Olona pari a 5 l/s (432 m³/d). Per verificare che tale portata sia sufficiente, risulta importante valutare le perdite che avvengono nel sistema di fitodepurazione a flusso libero a causa dei fenomeni di traspirazione delle piante e evaporazione (evapotraspirazione = ET).

La stima è stata fatta avvalendosi di alcune formule e risultati empirici, riportati in letteratura scientifica, sui sistemi di fitodepurazione; in particolare si è usato per la stima di ET l'equazione di Hargreaves-Samani, che fornisce risultati in linea rispetto alla Formula di Penman-Monteith (ASCE, 1990, Kadlec&Knight 1996) raccomandata dalla FAO (Crop evapotranspiration - Guidelines for computing crop water requirements - FAO Irrigation and drainage paper 56, Allen et al, 1998), ma è caratterizzata da una forma più semplice.

La formula utilizzata è stata modificata a partire dalla formula di Hargreaves-Samani ed è funzione della temperatura, della latitudine e della superficie dei sistemi di fitodepurazione:

$$q_{i(\text{evap})} = K_{\text{evap}}(\varphi_i, T) \cdot S_i$$

La formula di Hargreaves-Samani è espressa nella seguente forma:

$$K_{\text{evap}} = C \cdot Ra \cdot (T + 17.8) \cdot \sqrt{\Delta T}$$

dove:

C = 0,0023

Ra = radiazione extraterrestre, funzione della latitudine; può essere espresso come:

$$Ra = -0,0035 \varphi_i^2 - 0,0767 \varphi_i + 36,886 \text{ (regressione di 2° ordine dei valori medi annuali di Ra e latitudine);}$$

φ_i = latitudine dell'area di intervento;

T = Temperatura media annuale dell'aria [°C]

$$\Delta T = T_{\text{max}} - T_{\text{min}}$$

Per semplificare ulteriormente si suppone che $\Delta T = 12$ e quindi l'equazione diviene:

$$q_{i(\text{evap})} = K_{\text{evap}}(\varphi_i, T) \cdot S_i = 0,0023 \cdot (-0,0035 \varphi_i^2 - 0,0767 \varphi_i + 36,886) \cdot (T + 17,8) \cdot 3,464 \cdot S_i$$

Supponendo quindi di considerare la situazione più critica (mese di luglio, temperatura media 22 °C) e dato che la latitudine del posto è di 45.6°, si ottiene circa 8,27 mm e quindi moltiplicando per la superficie complessiva del sistema a flusso libero:

$$Q_{i(\text{evap})} = 26,25 \text{ m}^3/\text{g}$$

Poiché per i sistemi di fitodepurazione vale che:

$$Q_{\text{out}} = Q(x = L) = Q(x = 0) + (P - ET)Wx = Q_{\text{in}} + (P - ET)WL \quad (\text{Kadlec\&Knight, 1996})$$

e considerando cautelativamente il termine dovuto alle precipitazioni $P = 0$ si ottiene mediamente:

$$Q_{\text{out}} = Q_{\text{in}} - ET \cdot A = 432 - 26,25 = 405,74 \text{ m}^3/\text{g}$$

corrispondente ad una differenza tra la portata in ingresso e la portata in uscita di circa il 6%. La portata derivata risulta di conseguenza ampiamente sufficiente a preservare le caratteristiche del sistema umido.

1.7.7 Dimensionamento idraulico della vasca volano

Il volume della vasca è stato determinato simulando il funzionamento del sistema vasca Olona con il modello monodimensionale MIKE 11 del Danish Hydraulic Institute.

Il volume così ottenuto è stato confrontato con il volume ottenibile applicando diversi metodi di letteratura, alcuni dei quali si basano sull'ipotesi di laminazione ottimale, supponendo cioè che il processo avvenga a portata uscente costante durante la fase di colmo dell'onda di piena.

I volumi risultanti dall'applicazione delle diverse metodologie sono sintetizzati nella tabella seguente:

Metodo di stima	Volume (mc)
MIKE11- volume onda di piena non rigurgitata	7100
MIKE11- volume onda di piena rigurgitata	7700
Metodo P.R.R.A.	6315
Metodo dell'invaso	5386
Metodo cinematico	6707
Metodo di Marone	5790
Metodo delle sole piogge	7616

Come prevedibile le metodologie di stima di letteratura sottostimano leggermente il volume necessario alla laminazione perché in molti casi considerano una regolazione degli organi di controllo che nel caso in esame non è prevista, ma i valori risultano comunque poco difformi.

Pertanto la vasca è stata dimensionata per invasare 7700 mc/s con uno sfioratore di emergenza posto a quota 219.40 m s.l.m., pari all'argine attuale dell'Olona che consente di scaricare le acque in eccesso nel caso in cui si verifichi un evento con tempo di ritorno superiore a 10 anni senza allagare l'area esterna alla vasca.

Per maggiori approfondimenti si rimanda alla relazione idraulica di supporto.

1.8 VERIFICA DELLE TUBAZIONI

1.8.1 Verifica delle tubazioni a gravità

La portata di bocca piena Q_{BP} , ossia la portata massima che la tubatura (caratterizzata da un preciso valore del diametro) può smaltire, viene calcolata secondo la formula di Chezy per il calcolo della velocità di bocca piena:

$$V_{BP} = c \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

dove il coefficiente c viene calcolato con la formula proposta da Manning :

$$c = \frac{1}{n} \cdot \sqrt[6]{R}$$

essendo:

R il raggio idraulico della sezione;

n il coefficiente di scabrezza, pari a 1/G;

G coefficiente di Gauckler-Strickler, assunto pari a 80 per condotte circolari in Pead o PVC perfettamente lisce, pari a 70 per condotte in cls;

i la pendenza della condotta.

Quindi la portata di bocca piena si trova moltiplicando la V_{BP} per l'area della sezione W , determinata univocamente dal diametro :

$$Q_{BP} = V_{BP} \cdot \Omega$$

Si è seguito il seguente metodo iterativo :

- Si calcola la portata di progetto ;
- Avendo fissato per ogni ramo della tubatura un diametro di prova, è possibile calcolare la portata di bocca piena e di conseguenza la portata ammissibile $Q_{AMM} = 0,8 \cdot Q_{BP}$, avendo ritenuto accettabile un franco del 20% ;
- Se la Q di progetto è maggiore della Q_{AMM} , significa che la portata che entra non è smaltibile da quella tubatura per cui abbiamo fissato il diametro, e quindi occorre assegnare un nuovo valore al diametro. Altrimenti, se la Q di progetto è minore della Q_{AMM} il diametro è sufficientemente grande, ed in particolare se Q di progetto $\ll Q_{AMM}$ la tubatura è sovradimensionata: si deve provvedere a diminuire il diametro; se, invece $0,5 \cdot Q_{BP} < Q_{Progetto} < 0,8 \cdot Q_{BP}$, il diametro di prova è proprio quello con cui verrà realizzata la tubatura;
- Essendo arrivati per ogni ramo della tubatura all'ultima situazione descritta nel punto 5) del procedimento, si può entrare nel diagramma di riempimento di Figura 13, e con il rapporto Q/Q_{BP} risalire al rapporto V/V_{BP} . Da quest'ultimo, conoscendo la V_{BP} , si calcola la V e la si confronta con il valore di tentativo $V_0 = 2$ m/sec : se questi 2 valori sono vicini, il procedimento iterativo è concluso, altrimenti si deve iniziare nuovamente il procedimento, partendo dal passo 1), ossia fissando una nuova velocità di tentativo.

Il valore che si trova è proprio quello della velocità reale della tubatura.

Si sono ottenuti i seguenti risultati:

Partenza	Arrivo	Mat.	DN (mm)	i %	Q (m ³ /s)	% riemp	V (m/s)
Scolmatore	Dissabbiatore	Cls	DN 800	0,5	0,64	64,7%	1,86
Scolmatore	Ingresso volano	Cls	DN 1000	0,5	1,06	60,9%	2,12
Dissabbiatore	Vasche di filtrazione	PVC	DN 500	0,4	0,16	63,8%	1,21
Vasche filtrazione	FWS	PVC	DN 200	0,4	0,02	54,9%	0,72

Commenti alle verifiche eseguite:

- le velocità nelle condotte ed i numeri di Froude sono al di sotto dei valori accettabili per PEAD, PVC o

- CIs, con punte massime delle velocità al di sotto dei 3,5 m/sec;
- la fognatura di progetto è verificata.

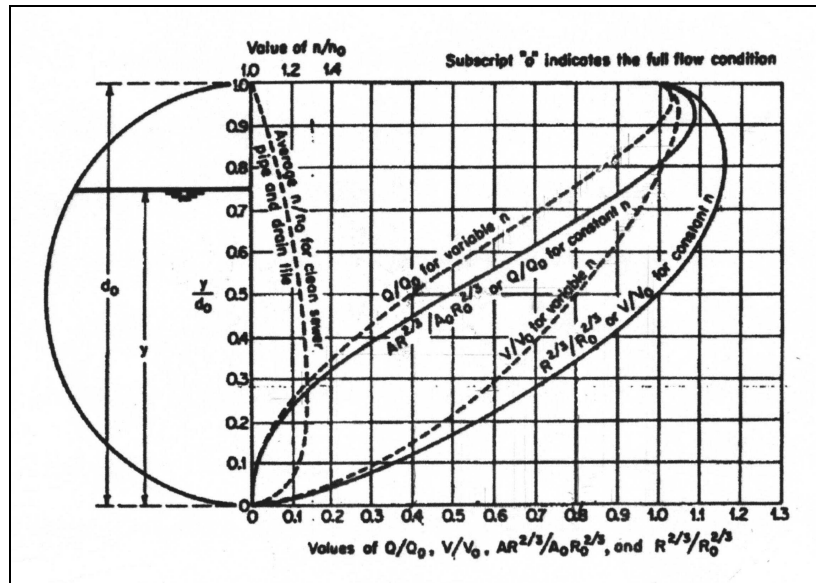
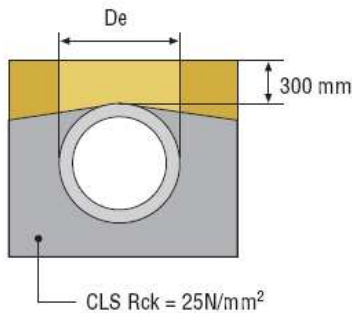


Figura 13 - Diagramma di riempimento

1.8.2 Verifiche statiche delle tubazioni in cls

Per la scelta dei materiali e delle altezze dei rinfianchi e dei ricoprimenti si sono seguite le indicazioni date dalle ditte produttrici e dall'Assobeton.

Classe A - Riv. CLS 360° - Cp = 3,5



Legenda:

Terreno compattato



Materiale granulare compattato



CLS



La Classe di resistenza minima per la scelta del tubo è quella che ci dà un carico di resistenza maggiore di quello di progetto calcolato. Il valore del carico di progetto sul tubo risulta quindi:

$$\text{Carico rottura tubo} = \frac{(\text{carico terra} + \text{carico mobile} + \text{sovraccarico}) \cdot 1.5}{\text{Coeff. posa}}$$

$$\text{Carico fessurazione tubo} = \frac{(\text{carico terra} + \text{carico mobile} + \text{sovraccarico}) \cdot 1.0}{\text{Coeff. posa}}$$

I carichi a cui può essere soggetta la tubazione sono sostanzialmente due, il carico dovuto al peso del terreno sovrastante e il carico dovuto al traffico stradale previsto.

Il carico del terreno si calcola con modalità diverse in base al tipo di scavo che si esegue:

nel caso di trincea stretta ($B \leq 3D$; $B \leq H/2$), che rappresenta la condizione più favorevole in quanto il carico è sopportato in parte, per attrito, dai fianchi della trincea si può usare la seguente formula:

$$q = C_g \cdot \gamma_s \cdot B \cdot D$$

dove:

γ_s = peso specifico del terreno (Kg/m³);

D = diametro nominale della condotta (m);

B = larghezza media dello scavo, misurata in corrispondenza della generatrice superiore del tubo (m);

C_g = coefficiente di carico dato da:

$$C_g = \frac{1 - \exp\left(-2 \cdot K \cdot \tan g \theta \cdot \frac{H}{B}\right)}{2 \cdot K \cdot \tan g \theta}$$

dove:

$$K = \tan g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

θ = angolo di attrito tra materiale di riempimento e pareti della trincea, dipendente dalla natura del terreno e dal materiale di riempimento: varia tra i 25° e i 40°;

ϕ = angolo di attrito interno del materiale di riempimento, variabile tra 11° (argilla) e 44° (ciottolo ni);

H = altezza di riempimento a partire dalla generatrice superiore del tubo (m);

Nel caso di trincea infinita o terrapieno:

$$q = C \cdot \gamma \cdot H$$

con C posto uguale a 1.

Il carico dovuto al traffico stradale si calcola invece con la seguente formula:

$$q_T = 1.5 \cdot \frac{n \cdot T}{2\pi \cdot H^2} \cdot B$$

dove:

n = coefficiente del terreno pari a 3 per terreno compatto, 6 per sabbia sciolta;

T = carico massimo per ruota, pari a

10000 Kg - traffico pesante;

7500-5000 Kg - traffico medio;

2000 Kg - traffico leggero;

1000 Kg - autovettura.

Il carico totale su un anello di condotta lungo 1 m è dato dalla somma di q e qT:

$$q_c = q + q_T \quad (\text{Kg})$$

Con il coefficiente di posa scelto le verifiche risultano verificate anche per carichi stradali di prima categoria. La verifica è stata fatta per il caso limite della condotta di diametro maggiore, posata alla minima altezza (non ci sono profondità di posa tali da dover verificare anche questo caso limite). Poichè sono state scelte tubazioni in cemento armato autoportanti, si riportano i carichi sopportabili a fessurazione e rottura:

DN	Larghezza scavo	Prof. di posa min	fessurazione	rottura
800 mm	1,8 m	0,4 m	70 kN/m	105 kN/m
1000 mm	2,0 m	0,4 m	70 kN/m	105 kN/m

Considerando quindi le casistiche peggiori e carichi stradali di 1° categoria si ottiene:

DN1000

carichi totali = 85 KN/m

carico rottura tubo = 67 < 105

carico fessurazione tubo = 45 < 70

DN800

carichi totali = 85 KN/m

carico rottura tubo = 57 < 105

carico fessurazione tubo = 38 < 70

1.8.3 Verifica statica delle tubazioni in PVC

Si deve calcolare lo spessore di parete del tubo in relazione alla deformazione massima ammissibile del diametro del tubo stesso. Lo schema di calcolo seguito è quello della formula di Spangler, consigliato dall'Istituto Italiano Plastici per tubazioni in PVC.

I carichi a cui può essere soggetta la tubazione sono sostanzialmente due, il carico dovuto al peso del terreno sovrastante e il carico dovuto al traffico stradale previsto; tali carichi vengono calcolati con i metodi visti al paragrafo precedente; si è considerata la situazione più critica, corrispondente al maggior carico stradale e alla minore profondità di posa della tubazione.

La verifica è stata fatta per carichi stradali di 1a categoria, cioè maggiore di 40 t (anche se in realtà difficilmente si potrà verificare questa evenienza); si è quindi assunto un carico massimo per ruota pari a 10000 Kg. Si sono considerati i seguenti casi:

DN	Larghezza scavo	H ricoprimento minimo
200 mm	0,70 m	0,5 m
250 mm	0,75 m	0,7 m
315 mm.	0,82 m	0,7 m
400 mm.	1 m	0,7 m
500 mm.	1,1 m	0,7 m
630 mm.	1,23 m	0,7 m

Le tubazioni in PVC vengono sempre rinfrancate in cls fino a 10 cm sopra al tubo.

La flessione Δy del tubo sottoposto al carico Q è calcolata mediante la formula di Spangler:

$$\Delta y = 0.125 \cdot \frac{Q}{E \cdot \left(\frac{s}{D}\right)^3 + 0.0915 \cdot E_1}$$

dove:

- Q = carico totale
- E = modulo elastico del materiale (Kg/m²)
- s = spessore del tubo (m)
- D = diametro del tubo (m)
- E₁ = modulo elastico del terreno (Kg/m²)

Con tali ipotesi la flessione massima dei tubi è compresa tra il 2 e il 3%, quindi inferiore al valore di tolleranza medio pari al 5%. Considerando la situazione prevista dopo un periodo di vita delle tubazioni di 2 anni e applicando la stessa formula, si ottiene un valore previsto di flessione massima dei tubi compreso tra il 5 ed il 6%, comunque inferiore al valore di tolleranza medio pari all'8%. Analogamente, le verifiche risultano soddisfatte per tutti i tratti di fognatura.