



COMUNE DI MERONE

PROVINCIA DI COMO

Affinamento depurativo a valle del depuratore in Comune di Merone (CO)

LIFE11 ENV/IT/004



**fondazione
cariplo**



**Regione
Lombardia**



PROGETTO ESECUTIVO

CALCOLI SPECIALISTICI ESECUTIVI

SCALE DISEGNO:

Capofila progetto:

in A.T.I. con:



IRIDRA S.r.l.

Via La Marmora, 51 50121 FIRENZE

tel. 055470729 - fax 055475593

Email: lridra@lridra.com - www.lridra.com

STUDIO MAIONE
INGEGNERI ASSOCIATI

BIOS
INNOVAZIONE - SOSTENIBILITÀ

Studio Frati
geologia applicata

COMMITTENTE:



**PARCO REGIONALE DELLA
VALLE DEL LAMBRO**

20844 Truggio (MB) - Via Vittorio Veneto, 19

3	
2	
1	
REV.	DESCRIZIONE DELLA REVISIONE

N. ELABORATO

N. TAVOLA

E1 01.3

REDATTO:

Geom. Ivano Filippini

VERIFICATO:

dott.ing. Nicola Martinuzzi

DATA: MARZO 2015

PROGETTISTI:

Dott. ing. Nicola Martinuzzi
Dott. ing. Riccardo Bresciani
Dott. ing. Alessandro Balbo
Dott. Ing. Denis Cerlini
Dott. agr. Giordano Fossi
Dott. Giulio Conte

COORDINAMENTO PROGETTUALE

Dott. ing. Nicola Martinuzzi

IL DIRETTORE TECNICO:

Dr. Fabio Masi

COLLABORATORI:

Ing. Marina Simonetti, Ing. Roberta Romiti
Ing. Giuliano Trentini, Ing. Paolo Arcuri
Geol. Stefano Frati, Arch. Barbara Bonadies



Denis Cerlini

Indice relazione

1. RELAZIONI TECNICHE SPECIALISTICHE E CALCOLI PRELIMINARI	3
1.1 DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PROGETTO	3
1.1.1 Suddivisione eventi A e B	5
1.1.2 Caratterizzazione della qualità del refluo per eventi A e B	7
1.1.3 Caratterizzazione idraulica evento di scolmo A	11
1.1.4 Suddivisione eventi A e B dopo il potenziamento del depuratore	12
1.1.5 Conclusioni	12
1.2 OBIETTIVI DEPURATIVI	14
1.3 DIMENSIONAMENTO DEL FILTRO A COCLEA	16
1.4 DIMENSIONAMENTO DEL DISSABBIATORE LONGITUDINALE AERATO	17
1.5 METODOLOGIE DI CALCOLO UTILIZZATE PER DIMENSIONAMENTO SISTEMI DI FITODEPURAZIONE	19
1.5.1 Verifica del sistema di aerazione	22
1.5.2 Verifica idraulica del sistema di fitodepurazione a flusso sommerso	24
1.5.3 Dimensionamento di processo del sistema di fitodepurazione aerato	25
1.5.4 Dimensionamento idraulico dei sistemi di fitodepurazione a flusso libero	26
1.5.5 Dimensionamento di processo del sistema di fitodepurazione a flusso libero	28
1.5.6 Rese depurative del sistema di fitodepurazione complessivo	30
1.6 VERIFICA DELLE TUBAZIONI	32
1.6.1 Verifica delle tubazioni a gravità	32
1.6.2 Verifica delle tubazioni a pressione e dei sollevamenti	33
1.6.3 Verifica delle tubazioni ad aria compressa	37

1. RELAZIONI TECNICHE SPECIALISTICHE E CALCOLI PRELIMINARI

1.1 DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PROGETTO

L'impianto di depurazione di Merone riceve i reflui urbani (domestici e industriali) di 38 comuni. La popolazione equivalente complessivamente servita è di circa 120.000 A.E. di cui circa il 85% civile e il restante 15% industriale. L'impianto tratta annualmente oltre 15 milioni di metri cubi di liquame provenienti da un'area drenata di 140 km².

I reflui prodotti sono convogliati all'impianto di depurazione da una rete di collettori intercomunali che si estende per circa 76 km. Lungo la rete sono ubicate tre stazioni di sollevamento che consentono di immettere nelle aste principali le acque raccolte a quota più bassa; esse sono situate ad Alserio, Erba e Valbrona.

Attualmente l'impianto è dimensionato per trattare una portata media di circa 1800 mc/ora ed una portata massima di circa 3200 m³/h. Sono previste tutta una serie di interventi di upgrading mirati ad aumentare la portata trattabile e a migliorarne la qualità, tra cui interventi sulla nitrificazione, l'inserimento di una fase di filtrazione su tela e la conversione dell'attuale disinfezione con cloro in sistema ad UV.

REFLUE DOMESTICHE	INGRESSO	USCITA ATTUALE	USCITA FUTURA
BOD ₅ [mg/L] O ₂	116,93	8,40	< 10,00
COD [mg/L] O ₂	333,28	33,68	< 60,00
Solidi sospesi totali [mg/L]	192,20	11,64	< 15,00
Fosforo totale [mg/L] P	4,59	0,95	< 1,00
Azoto ammoniacale [mgN-NH ₄ /L]	20,09	1,84	n.d.
Azoto nitroso [mgN-NO ₂ /L]	0,23	0,21	n.d.
Azoto nitrico [mgN-NO ₃ /L]	1,16	6,48	n.d.
Azoto totale [mgN/L]	30,22	9,58	< 10,00
Tensioattivi totali [mg/L]	5,74	0,43	n.d.
pH	7,73	7,78	n.d.

Tabella 1 – concentrazioni in ingresso ed uscita per le acque reflue domestiche, e previsione futura fornita dal gestore dell'impianto.

L'impianto di trattamento di Carimate, in seguito agli interventi di adeguamento già previsti, riuscirà ad inviare al trattamento biologico portate maggiori rispetto alla situazione attuale, pari ad almeno **3900 m³/h** come richiesto dall'autorizzazione allo scarico e dalla normativa vigente (R.R. 3/2006, art.15) a meno di eventuali future ridefinizioni della capacità nominale, assicurando una depurazione adeguata dei reflui durante i periodi di tempo secco; durante i periodi piovosi la portata in arrivo è però molto maggiore della massima che il sistema – anche così adeguato – riesce a trattare, per cui il sistema deve sfiorarne una parte.

E' stata approfondita la raccolta dati sui volumi sfiorati negli ultimi 8 anni; in media si sono avuti **161 gg/y di sfioro**; il volume sfiorato medio è di 2.332.000 m³/y, con una **media evento di 13.500 m³**.

		2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
media sfiori	m ³ /g	9.600,00	10.000,00	17.000,00	13.300,00	17.100,00	7.800,00	19.500,00	14.272,34
n° sfiori		122,00	101,00	197,00	143,00	213,00	153,00	146,00	213
Tot sfiorato	m ³ /y	1.171.200	1.010.000	3.349.000	1.901.900	3.642.300	1.193.400	2.847.000	3.545.440

I campioni analizzati danno utili indicazioni preliminari sulla qualità delle acque: si osservano ampie oscillazioni del COD con concentrazioni medie di 343 mgCOD/l (120 mg/l-800 mg/l) mentre l'azoto ammoniacale è più costante con valore medio di 12 mg NH₄/l; il carico di COD medio è quindi 4230 KgCOD per evento (circa 32.500 a.e.) e 740 t/anno (976 t/anno nel 2012). In realtà i carichi di COD sono un po' minori se si considera la media pesata, considerando che eventi maggiori hanno concentrazioni minori per diluizione (come correttamente stimato nel preliminare, 518 tCOD/anno per il 2012, il 47% in meno). E' quindi da attendersi un carico medio annuo di circa 400 tCOD/anno.

Con l'up-grading del depuratore, il quadro dei carichi cambierà decisamente: attualmente tratta 120.000 a.e. drenati su un'area di 140 Km² e può ricevere fino a 3200 mc/h (640 l/a.e.). La portata dello sfioratore varia tra 1300 e 2500 m³/h. In seguito il depuratore potrà ricevere 4000 m³/h (800 l/a.e. in linea con il R.R. 3/2006), limitando significativamente le portate sfiorate ed il numero degli sfiori (circa il 35%, sulla base dei dati di sfioro e di funzionamento del depuratore nel 2012), ottenendo un volume medio di 1.400.000 m³/anno distribuito su circa 100 eventi di sfioro; il carico di COD medio sfiorato sarà in questo modo ridotto a circa 220 t/anno (45% in meno), con un carico sottratto medio di 180 t/anno.

Si tratta di volumi sempre molto alti, per i quali potrebbe essere non conveniente dal punto di vista tecnico, economico ed ambientale prevedere un sistema che li possa trattare tutti; si ritiene sia maggiormente sostenibile trattarne una quota parte cercando di intercettare la maggior percentuale possibile del carico organico.

Secondo i calcoli iterativi effettuati, un buon compromesso è risultato trattare volumi non maggiori di 5000 m³/giorno e sfiorare le portate maggiori di 1400 m³/h per le quali con molta probabilità le concentrazioni di COD sono già al di sotto dei limiti di legge per via della diluizione. Tali volumi dovrebbero essere trattati limitatamente alla prima parte dell'evento di sfioro, intercettando in tal modo la gran parte degli inquinanti. Secondo tale approccio è possibile intercettare circa 500-600.000 m³/anno (circa il 40% della media annuale) e circa il 60-70% dei carichi inquinanti.

Per validare ciò, è stato fatto un lavoro di analisi statistica sui dati a disposizione, con la caratterizzazione dello sfioro su base giornaliera.

In base all'analisi condotta sui volumi sfiorati dal 2005 ad oggi, lo sfioro dell'impianto di depurazione di Merone può essere caratterizzato da due tipologie di eventi di scolmo (CSO) diversi:

- Evento A: breve durata (non più di 2 giorni), dopo periodo secco, rapida picco e discesa, tipico da Giugno ad Ottobre

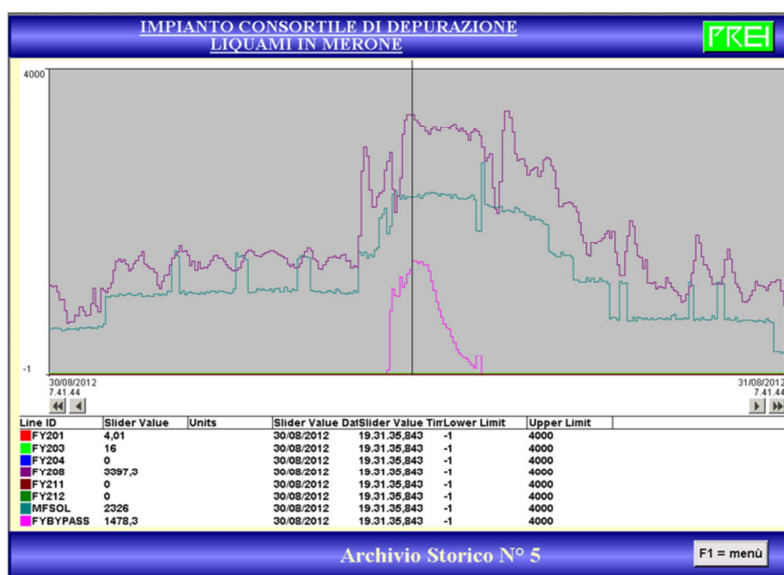


Figura 1 - evento tipo A, figurante le portate in ingresso al depuratore e scolmate (linea verde e magenta, rispettivamente)

- Evento B: lunga durata (quasi continuo), tipico da Novembre a Maggio (si veda Fig.2).

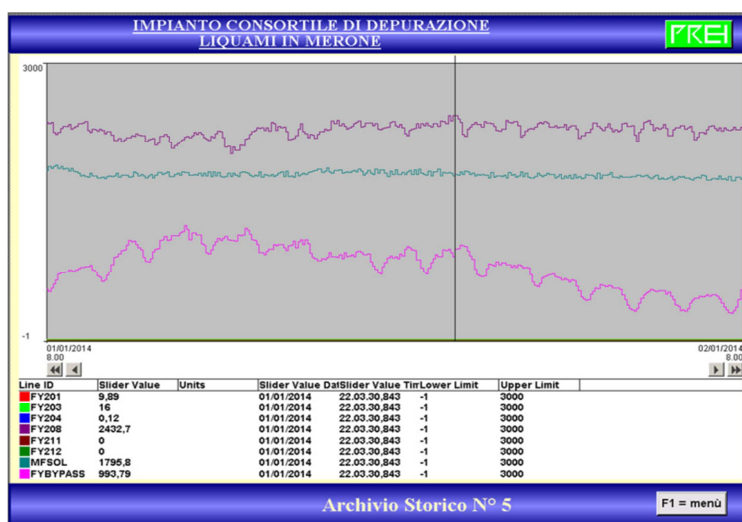


Figura 2: evento tipo B, figurante le portate in ingresso al depuratore e scolmate (linea verde e magenta, rispettivamente)

Si è quindi caratterizzato gli eventi CSO di Merone in termini di numero di eventi e qualità del refluo, prendendo in considerazioni le differenze tra eventi A e B e il futuro miglioramento dell'impianto di Merone (aumento della portata trattabile).

1.1.1 Suddivisione eventi A e B

Per la suddivisione degli eventi tra A e B si sono usati i dati di scolmo giornaliero dall'impianto di Merone dal 2006 al 2013. I criteri per la suddivisione tra eventi sono i seguenti:

- Evento A: tempo secco (DP) maggiore di 1 giorno, 2 giorni massimi di scolmo successivi;
- Evento B: tutti gli altri.

Come si vede dalle figure seguenti, la maggioranza degli eventi di scolmo sono catalogabili come B.

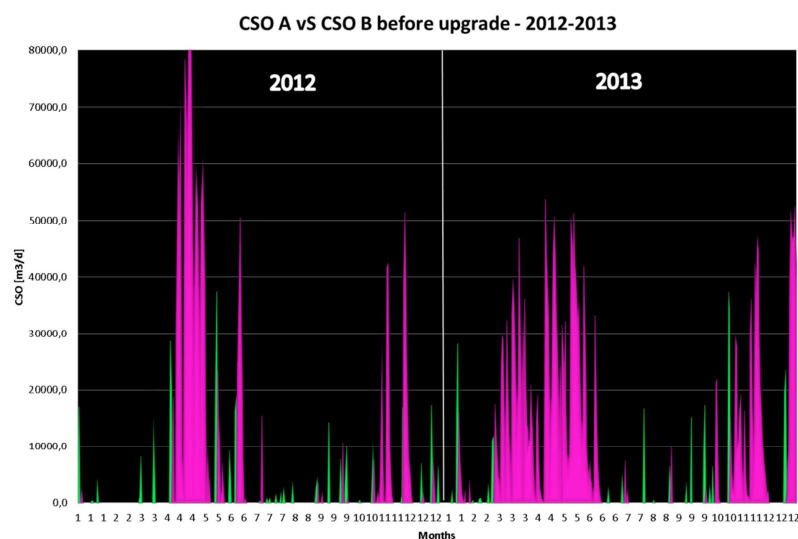


Figura 3: Eventi di scolmo per gli anni 2012 e 2013, suddivisi tra eventi A e B (verde e magenta, rispettivamente).

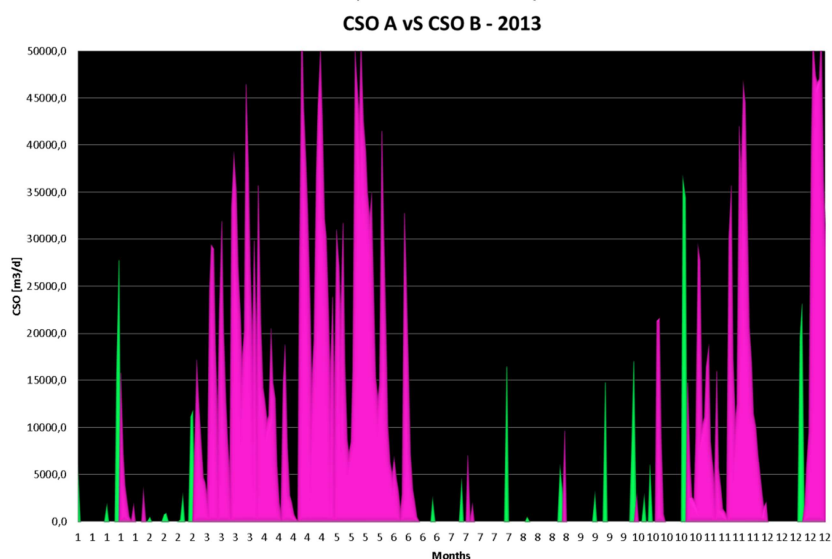


Figura 4: Eventi di scolmo per l'anno 2013, suddivisi tra eventi A e B (verde e magenta, rispettivamente).

La suddivisione tra eventi A e B permette di caratterizzare meglio gli eventi CSO a cui sarà soggetto il futuro impianto di fitodepurazione, come riassunto in Tab.1.

	Tutti	Eventi A	Eventi B
Media [m3/d]	14272	8982	16144
Dev. Standard [m3/d]		9614	14915
Minimo [m3/d]	9	9	10
Massimo [m3/d]	98660	42020	98660
80° percentile [m3/d]		16330	30104
N° eventi medi annui	155	40	115

Tabella 5: Statistiche relative a tutti gli eventi di scolmo, e ai solo eventi A e B.

La portata scolmata media per evento A è inferiore del -37% e del -44% rispetto a quella di tutti gli eventi e all'evento B, rispettivamente. Inoltre, il numero di eventi A è inferiore del -74% e del -65% rispetto a tutti gli eventi e all'evento B, rispettivamente. Questi dati confermano come la suddivisione degli eventi in due categorie differenti sia necessaria per evitare una sovrastima del dimensionamento dell'impianto di fitodepurazione, che avverrebbe qualora si decidesse di considerare tutti gli eventi CSO come di tipo A.

1.1.2 Caratterizzazione della qualità del refluo per eventi A e B

Appurato nel paragrafo precedente che la suddivisione tra eventi A e B comporta una non trascurabile differenziazione in termini di volumi da trattare, in questo capitolo si procede con il tentativo di caratterizzare le diverse qualità del refluo per diverse tipologie di scolmo.

Per la caratterizzazione della qualità del refluo scolmato dall'impianto di trattamento di Merone si hanno a disposizione due diversi tipi di set di dati (COD, BOD5, TN, NH4+, NO3-):

- 23 campioni di qualità delle acque di scolmo presi tra il 2012 e il 2013;
- Dati di qualità del refluo in ingresso al depuratore dal 2012 al 2013 su scala quasi giornaliera.

In prima battuta si è cercato di capire se si potessero usare i dati in ingresso al depuratore come dati caratterizzanti anche la qualità dei CSO. Si è quindi stimato l'errore percentuale (PE) tra i valori campionati e i valori in ingresso all'impianto, cercando di correlarli col DP dell'evento. Purtroppo lo scarso numero di dati non ha portato a risultati statisticamente significativi. A titolo di esempio, si riporta in figura seguente il PE tra i valori di COD dei campioni di scolmo e del refluo in ingresso all'impianto correlato col DP; la mancanza di un chiaro andamento crescente (maggiore DP, maggiore carico inquinante atteso) evidenzia lo scarso numero di dati a disposizione.

Anche la suddivisione dei campioni di scolmo tra eventi A e B non comporta un miglioramento significativo in termini di PE, i quali rimangono eccessivamente alti (sopra il 50%) per consentire un ampliamento dei dati di qualità del refluo scolmato coi dati di qualità refluo in ingresso all'impianto.

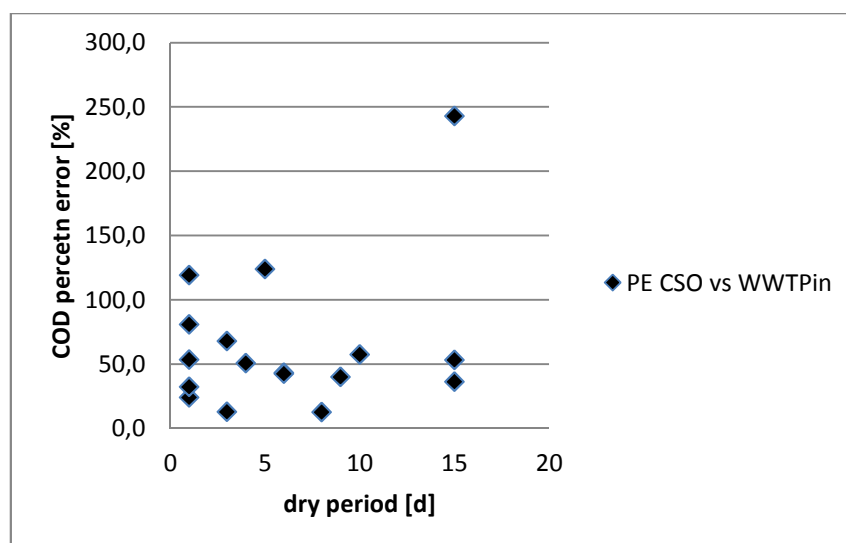


Figura 5: Correlazione tra errore percentuale sul COD tra campioni di refluo scolmato e in ingresso all'impianto di trattamento, e tempo secco.

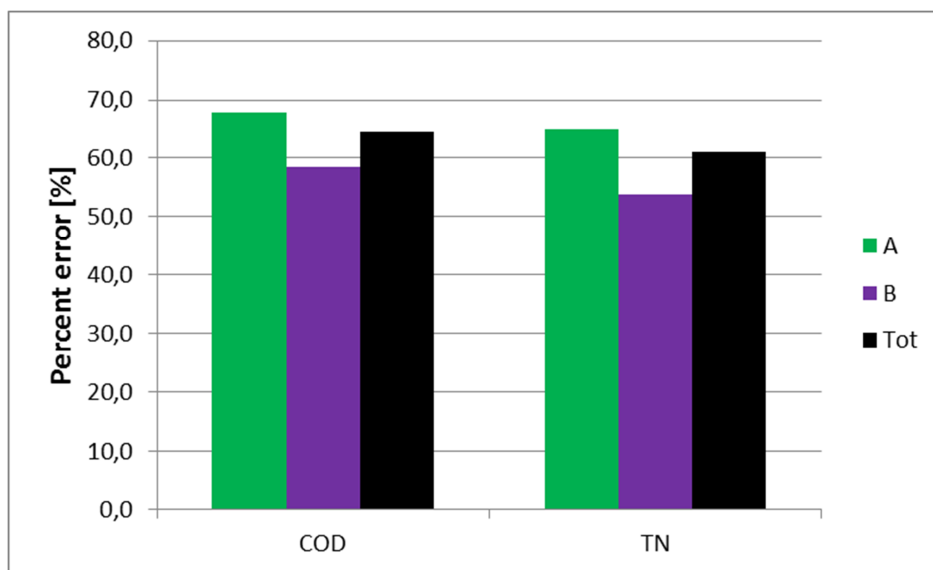


Figura 6: Errore percentuale sul COD e sul TN tra campioni scolmati e in ingresso al depuratore, per le differenti categorie di eventi: A (verde), B (viola) e tutti (nero).

Si è deciso, quindi, di studiare la differenza di carico inquinante del refluo di scolmo tra eventi A e B basandosi solo sui 23 campioni di CSO. L'analisi ha confermato l'ipotesi di maggior carico inquinante dell'evento A dall'evento B in termini di carico organico e solidi sospesi (SS), mentre il carico di azoto non varia significativamente, come mostrato dai valori medi e dal valore al 80° percentile, riportati nelle figure seguenti.

Nella tabella successiva, le statistiche sui carichi organici e SS inquinanti (i valori di azoto sono stati omessi data la bassa variabilità) per i diversi eventi, calcolate dai 23 campioni di refluo scolmato, vengono riassunte.

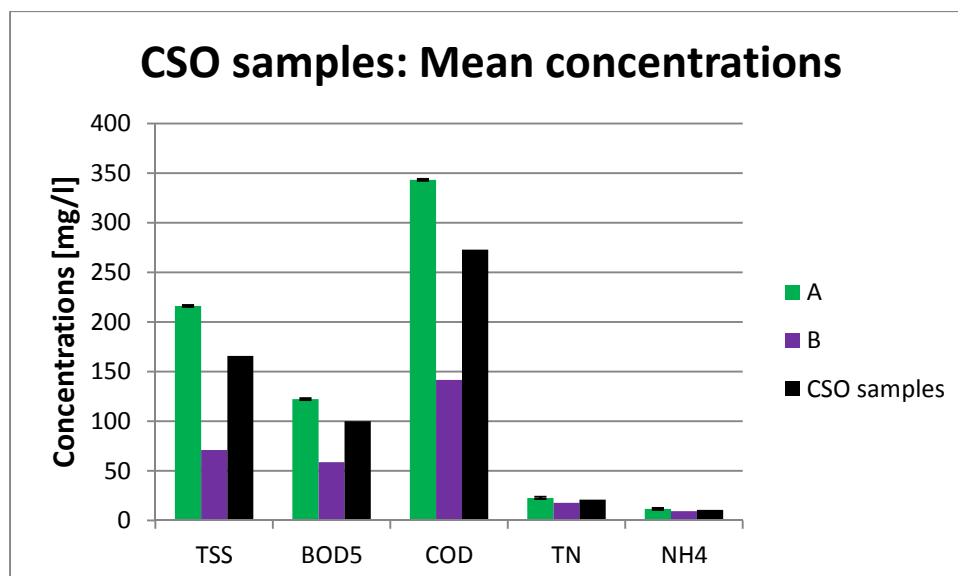


Figura 7: Concentrazioni medie dei diversi fattori inquinanti, calcolate sulla base dei 23 campioni di refluo scolmato, per diverse tipologie di evento: A (verde), B (viola) e tutti (nero).

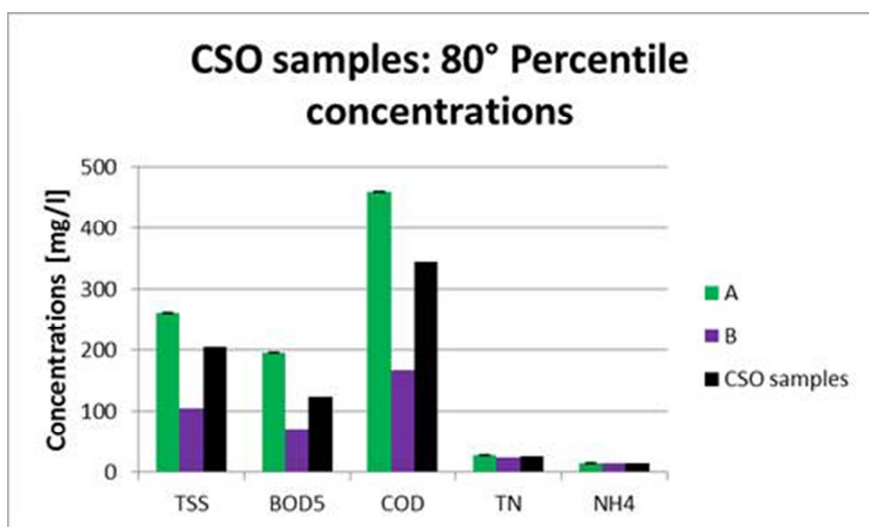


Figura 8: Valori di concentrazione all'80° percentile dei diversi fattori inquinanti, calcolate sulla base dei 23 campioni di refluo scolmato, per diverse tipologie di evento: A (verde), B (viola) e tutti (nero).

	TSS [mg/l]			BOD5 [mg/l]			COD [mg/l]		
	A	B	Tutti	A	B	Tutti	A	B	Tutti
Media	216	71	166	122	59	100	343	141	273
Dev. Standard	145	35	137	66	23	62	183	41	177
Minimo	90	20	20	45	21	21	149	58	58
Massimo	544	120	544	260	98	260	803	194	803
80° percentile	262	104	204	196	71	124	460	167	344

Tabella 5: Statistica sulla qualità del refluo stimato dai 23 campioni di refluo scolmato, per diversi eventi: A (verde), B (viola) e tutti (nero).

I dati ottenuti dall'analisi dei campioni scolmati confermano la necessità di dividere le tipologie di eventi anche dal punto di vista di carico inquinante. Per confermare il minor carico inquinante degli eventi B, si sono analizzati i campioni in ingresso all'impianto di trattamento differenziati tra eventi A e B, per i soli inquinanti organici e SS, dato il minore impatto dell'azoto. L'analisi conferma il più alto carico inquinante legato agli eventi A, come mostrato nelle figure successive (concentrazioni medie e 80° percentile, rispettivamente).

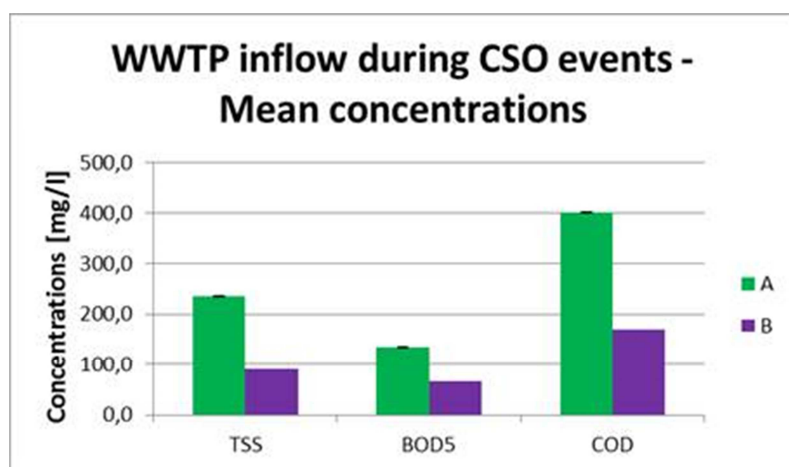


Figura 9: Valori medi di qualità refluo in ingresso al depuratore durante eventi di scolo di tipo A (verde) e B (viola).

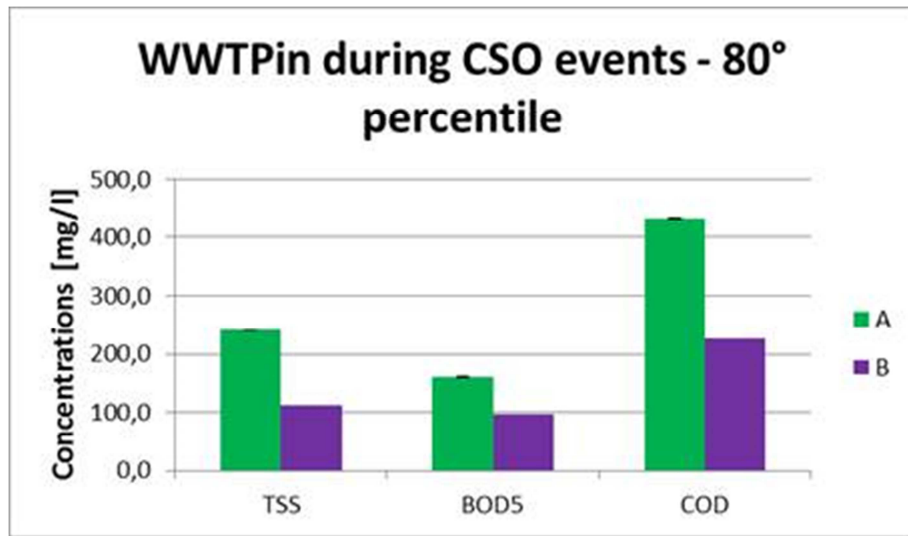


Figura 10: 80° percentile dei valori di qualità refluo in ingresso al depuratore durante eventi di tipo A (verde) e B (viola).

Inerente ai soli eventi di tipo B, si è inoltre analizzata la qualità del refluo in ingresso all'impianto per gli eventi B con giorni di colmo superiori ai 3 e ai 15 giorni. Il confronto tra i valori medi di questi ultimi, i valori medi di qualità inerenti a tutti gli eventi B e a quelli stimati per gli eventi B dai campioni di scolmo è riportato in Fig. 11, mostrando i seguenti interessanti risultati:

- (i) considerando tutti gli eventi, la qualità del refluo in ingresso all'impianto è peggiore, sintomo che i primi 3 giorni di scolmo comportano ancora un dilavamento delle fognature;
- (ii) escludendo gli eventi con giorni consecutivi di scolmo inferiori a 3, i valori di qualità in ingresso all'impianto sono in linea con quelli stimati allo scolmo; (iii) la qualità in ingresso all'impianto non cambia considerevolmente dopo 15 giorni di scolmo, sintomo di un completo dilavamento della fognatura.

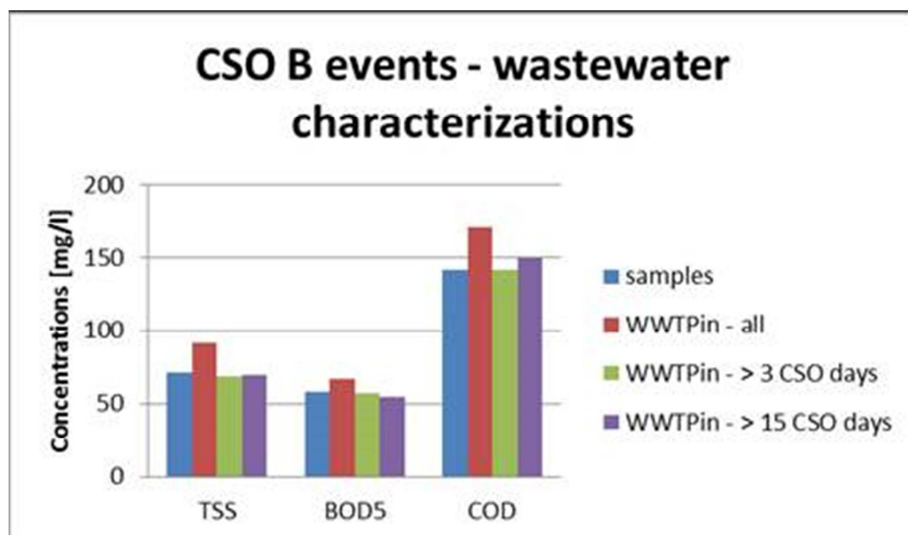


Figura 11: Confronto tra la qualità media del refluo scolmato per gli eventi B (blu) e la qualità media del refluo in ingresso all'impianto per tutti gli eventi B (rosso), dopo 3 giorni di scolmo (verde) e dopo 15 giorni di scolmo (viola).

1.1.3 Caratterizzazione idraulica evento di scolmo A

Gli eventi di scolmo di tipo A sono caratterizzati da alto carico inquinante, breve durata e alte portate massime. Essendo gli eventi più impattanti per quanto riguarda l'impatto sul fiume Lambro, in quanto oltretutto accadono con maggiore probabilità nei periodi in cui le portate del Lambro si abbassano, assimilabili come eventi di prima pioggia, una loro maggiore caratterizzazione idraulica è richiesta.

In particolare, è necessario caratterizzarne la durata media per passare da una scala giornaliera a scala oraria. Tale passaggio è necessario per stimare quale quota degli eventi A verrà trattata grazie alla maggiore capacità di trattamento del depuratore, successiva ai lavori di potenziamento dello stesso. Si è, quindi, stimato dai grafici di scolmo su scala oraria (tipo Fig.1) inerenti agli eventi dal 2012 al 2013, le seguenti grandezze per gli eventi di tipo A:

- Portata massima oraria;
- Durata evento.

22 eventi catalogati come di tipo A sono stati analizzati, da cui le statistiche inerenti a durata, portata massima oraria, portata media giornaliera e rapporto tra portata massima e media sono riassunti in tabella seguente. La correlazione tra durata dell'evento e rapporto tra portata massima e portata media, riportata nella figura successiva, evidenzia come l'evento definito come A (2 giorni di scolmo consecutivi) includa eventi intermedi tra eventi di prima pioggia tipici (bassa durata, alto Q_{max}/Q_{med}) ed eventi B (alta durata, Q_{max}/Q_{med} vicino ad 1). Di conseguenza, gli eventi A scelti per il dimensionamento possono essere assunti come sufficientemente cautelativi.

	Durata [h]	Q max [m3/h]	Q med [m3/d]	Qmax/Qmed [-]
Media	9,2	1831	10805	9,1
Dev. Standard	7,2	650	10338	8,2
Minimo	1,0	266	420	1,2
Massimo	24,0	2922	36190	30,9
80° percentile	17,2	2351	15340	13,7

Tabella 5: Statistiche inerenti la caratterizzazione idraulica dell'evento di scolmo di tipo A

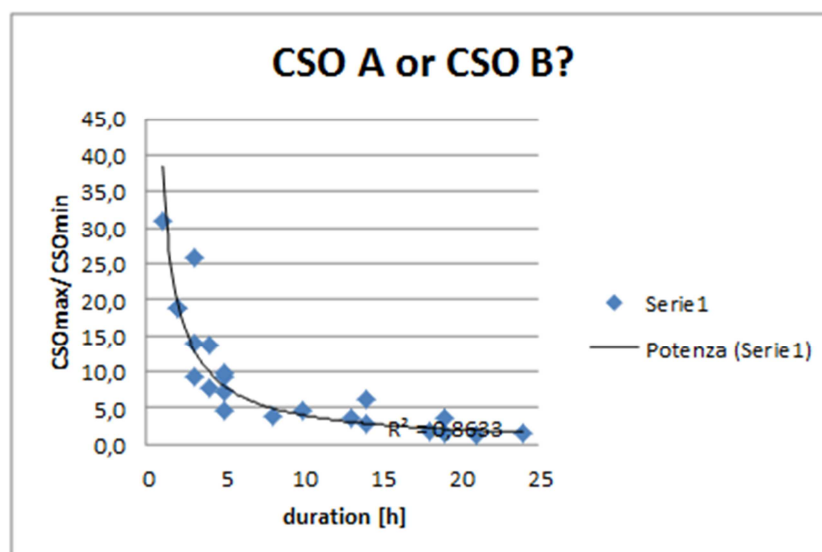


Figura 12: Correlazione tra la durata e il rapporto tra portata max e media per gli eventi di tipo A.

1.1.4 Suddivisione eventi A e B dopo il potenziamento del depuratore

La caratterizzazione idraulica degli eventi A svolta al capitolo precedente ha consentito di avere una stima della quota di eventi A che il futuro depuratore sarà in grado di trattare grazie al potenziamento previsto.

E' previsto un futuro potenziamento del depuratore in termini di volumi trattati. In seguito a tale potenziamento, il depuratore sarà in grado di trattare fino a 750 l/giorno per a.e., in linea con il Regolamento Regionale. La capacità del depuratore è di 125.000 a.e., di conseguenza l'impianto di depurazione dovrà ricevere fino a 3906 m³/h. Per la stima delle portate di progetto del sistema di fitodepurazione areato si sono mantenuti tutti i dati di scolmo a disposizione, dal 2006 al 2013, ma assumendo il potenziamento del depuratore. Nel dettaglio, si assumono come eventi di scolmo dopo il potenziamento del depuratore tutti gli eventi di scolmo registrati in passato di cui la portata massima oraria risulti maggiore della portata massima oraria in grado di essere trattata dal depuratore potenziato. Dato che i dati di scolmo dal 2006 al 2013 sono su scala giornaliera, le portate massime orarie sono state stimate assumendo una distribuzione delle portate nel tempo rettangolare, con diversi coefficienti di distribuzione nella giornata (24h/durata evento) funzione delle diverse tipologie portate, come segue:

- coefficiente evento A 8,3
- coefficiente evento B 1,5
- coefficiente portata max in ingresso impianto 1,5

Per il calcolo del coefficiente per l'evento A si è scelta come durata dell'evento il 20° percentile, stimato dalle analisi svolte al paragrafo precedente. Per gli eventi B e per le portate in ingresso all'impianto, si è scelto un valore cautelativo (tipicamente gli eventi B durano almeno un giorno intero, a cui corrisponderebbe un coefficiente pari a 1).

Si è potuto, quindi, avere una stima della quota di eventi A che il futuro depuratore sarà in grado di trattare grazie al potenziamento previsto. Inoltre, la migliore capacità di trattamento del depuratore permetterà di trattare anche una maggiore quantità di eventi di tipo B. Le statistiche inerenti al numero di eventi e alle portate convogliate, per eventi A e B, prima e dopo il potenziamento sono riassunte nella tabella successiva, da cui è evidente il miglioramento dovuto al potenziamento dell'impianto di trattamento in termini di un minor numero di eventi di scolmo.

	Prima del potenziamento		Dopo potenziamento	
	Evento A	Evento B	Evento A	Evento B
Media [m3/d]	8982	16144	11395	18137
Dev. Stan. [m3/d]	9614	14915	10010	14318
Min [m3/d]	9	10	17	5
Max [m3/d]	42020	98660	40772	80311
80° Perc.[m3/d]	16330	30104	21300	26951
n° eventi med.	40	115	25	62

Tabella 5: Statistiche sugli eventi di scolmo prima e dopo il potenziamento del depuratore.

1.1.5 Conclusioni

Sulla base di tale elaborazione si sono così classificati gli eventi di tipo A e B.

Eventi tipo A: dopo diversi giorni di tempo secco, non più di 2 giorni, picco rapido e decrescita successiva, alta concentrazione di inquinanti dovuta soprattutto all'effetto di dilavamento della fognatura, tipici nel periodo Giugno-Ottobre.

Media giornaliera: 11.400 m³/g (80°PERC: 21.300 m³/day), 25 eventi, 285.000 m³/anno

Parametri di qualità:

Media: COD 350 mg/l TSS 220 mg/l NH₄ 11 mg/l

80°perc: COD 450 mg/l TSS 250 mg/l NH₄ 15 mg/l

Eventi tipo B: brevi periodi di tempo secco (2-3 gg), spesso continui per diversi giorni, alta diluizione, tipici dei mesi da Novembre a Maggio.

Media giornaliera: 18.100 m³/g (80°PERC: 27.000 m³/g), 62 eventi, 1.115.000 m³/anno

Media: COD 140 mg/l TSS 70 mg/l NH₄ 9 mg/l

80°perc: COD 165 mg/l TSS 105 mg/l NH₄ 15 mg/l

Nei dimensionamenti, per i parametri di qualità si assumeranno cautelativamente i valori dati dall'80°percentile.

Assumendo le concentrazioni medie ridotte del 15% per tenere conto dell'influenza degli eventi più intensi caratterizzati da concentrazioni minori, moltiplicate per il carico volumetrico annuo, si ottiene il **carico inquinante dovuto allo sfioratore dopo l'upgrading, pari a 135 t/anno per gli eventi di tipo B e 85 t/anno per gli eventi di tipo A, per un totale di 220 tCOD/anno**

Data la limitata area, non è possibile trattare tutti i volumi d'acqua forniti dagli eventi di scolmo e dal punto di vista degli obiettivi ambientali da raggiungere potrebbe avere anche poco senso, come già sottolineato. Si è deciso, quindi, di trattare solo le prime parti degli eventi (caratterizzati da un maggiore carico inquinante), differenziati tra eventi A ed eventi B, come segue:

- **evento A: portata massima 1430 m³/h, per un massimo di 3,5 ore/giorno (5000 m³/giorno – 98.000 m³/anno - 44 tCOD/anno)**
- **evento B: portata massima 715 m³/h, per un massimo di 12,5 ore/giorno (9000 m³/giorno – 466.000 m³/anno - 77 tCOD/anno)**

In tal modo si riesce ad intercettare 564.000 m³/anno (40% del totale stimato dopo l'upgrading) e un carico di COD pari a 121 t/anno, che possono essere sottoposti a trattamento secondario.

I trattamenti preliminari invece potrebbero funzionare in continuo sull'intera portata sollevata, e quindi per portate inferiori a 1430 m³/h, per una capacità annuale di circa 1.400.000 m³/anno e 256 tCOD/anno. Supponendo un rendimento di tali pre-trattamenti pari al 20%, si riesce ad intercettare ulteriori 27 tCOD/anno.

Con tale strategia quindi, assumendo un rendimento del 95% del sistema di depurazione per acque di sfioro, il carico rimosso di COD sarebbe pari a 141 tCOD/anno, pari al 64% del carico generato.

I dati di progetto utilizzati sono i seguenti:

Eventi tipo A:

Portata trattata massima giornaliera: 5000 m³/g, considerando nel caso critico di una portata massima pari a 1430 m³/h le prime 3.5 h dell'evento in modo da intercettare i carichi inquinanti maggiori. Una volta raggiunto il volume giornaliero di 5000 m³/g a partire dal momento in cui inizia lo sfioro e nelle 24 h successive, le portate vengono sfiorate dopo i trattamenti preliminari di grigliatura e dissabbiatura.

Per il dimensionamento si sono presi a riferimento le concentrazioni date dall'80°percentile dei campionamenti a disposizione:

COD 450 mg/l

TSS 250 mg/l

NH4 15 mg/l

Eventi tipo B:

Portata trattata massima giornaliera: 9000 m³/g, considerando nel caso critico di una portata massima pari a 1430 m³/h le prime 6 h dell'evento in modo da intercettare i carichi inquinanti maggiori; oppure in alternativa considerando di pompare al sistema una portata di 715 m³/h (alternando i pompaggi tra le vasche 1 e 2), le prime 12,5 h dall'evento. Una volta raggiunto il volume giornaliero di 9000 m³/g a partire dal momento in cui inizia lo sfioro (o meglio a 48 h di distanza dall'inizio di un evento di tipo A che poi continuando passa ad essere evento di tipo B) e nelle 24 h successive, le portate vengono sfiorate dopo i trattamenti preliminari di grigliatura e dissabbiatura.

Per il dimensionamento si sono presi a riferimento le concentrazioni date dall'80°percentile dei campionamenti a disposizione:

COD 165 mg/l

TSS 105 mg/l

NH4 15 mg/l

Per calcolare le concentrazioni di BOD, si è considerato un rapporto **COD/BOD pari a 2.3**, corrispondente all'80°percentile e più cautelativo di quello ottenuto dalla media campionamenti effettuati e pari a 2.8.

1.2 OBIETTIVI DEPURATIVI

Secondo la normativa vigente non esistono limiti depurativi da rispettare per quanto riguarda gli scolmatori delle fognature miste, ad eccezione delle sostanze pericolose di Tabella 3 All.5 DL152/06; gli scolmatori devono essere adeguati alla normativa (entrare in funzione cioè oltre una certa soglia prefissata), le acque di prima pioggia raccolte ed inviate al depuratore mentre le acque di seconda pioggia laminate ed inviate al corpo idrico.

Si devono però mantenere e/o migliorare gli indici di qualità fissati per i corpi idrici Secondo il Piano di Tutela; nel caso presente il Fiume Lambro nel tratto di interesse risulta classificato come Sufficiente e l'impatto dello scarico del depuratore, nonché dello sfioratore a monte, ha un impatto evidente sulla qualità delle acque nonostante la classificazione rimanga sufficiente sia a valle che a monte del depuratore secondo le rilevazioni ARPA. La riduzione dei carichi addotti al Fiume non potrà che migliorarne la

qualità delle acque e soprattutto favorire i processi di recupero del suo potere autodepurativo.

La portata del Lambro è pari in media a 4,88 m³/s, con un valore al 20°percentile pari a 1,5 m³/s che potrebbe essere meglio caratterizzante delle portate di magra, per le quali comunque si sono osservati valori minimi di 0,2 m³/s.

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

BOD₅ (mg/l) 10
COD (mg/l) 30
SST (mg/l) 35
N_{tot}(mg/l) 8

Tali concentrazioni consentono di ridurre notevolmente l'impatto, almeno per quanto riguarda i volumi trattati nel sistema di fitodepurazione. Si è preso come caso limite il trattamento di un volume corrispondente ad un evento A pari a 5000 m³/g e si sono calcolate le concentrazioni in alveo a seguito della diluizione con la portata del fiume in diversi scenari (media, magra corrispondente al 20°percentile, portata minima registrata dal 2005 al 2012). L'effetto positivo delle portate trattate rispetto alle portate non trattate è evidente nella seguente tabella.

	portata media	portata minima	20°perc	
	4,88	0,2	1,5	m3/s
Concentrazione BOD Lambro	2	2	2	mg/l
Concentrazione COD Lambro	11	11	11	mg/l
Concentrazione NH4 Lambro	0,1	0,1	0,1	mg/l
Evento di sfioro tipo A	1400	1400	1400	m3/h
Concentrazione BOD scarico non trattato	196	196	196	mg/l
Concentrazione COD scarico non trattato	450	450	450	mg/l
Concentrazione NH4 scarico non trattato	15	15	15	mg/l
Concentrazione di BOD nel Lambro	16	130	42	mg/l
Concentrazione di COD nel Lambro	43	301	101	mg/l
Concentrazione di NH4 nel Lambro	1,2	9,9	3,2	mg/l
Portata scaricata da fitodepurazione	432	432	432	m3/h
Concentrazione BOD scarico trattato	10	10	10	mg/l
Concentrazione COD scarico trattato	30	30	30	mg/l
Concentrazione NH4 scarico trattato	8	8	8	mg/l
Concentrazione di BOD nel Lambro	2	5	3	mg/l
Concentrazione di COD nel Lambro	11	18	12	mg/l
Concentrazione di NH4 nel Lambro	0,3	3	1	mg/l

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. Dato il carattere sperimentale del sistema, questo sarà sottoposto ad un monitoraggio iniziale per verificarne le rese depurative.

I parametri da analizzare sono i seguenti:

COD, TSS, NH₄-N, TN, NO₃, TP, Metalli pesanti (tipologie da decidere in fase di sperimentazione in base ad un primo screening, Oli e grassi, Idrocarburi Policiclici aromatici (IPA) totali.

Numero dei campioni anno da analizzare, tempi di prelievo, durata del monitoraggio saranno decisi successivamente all'elaborazione del progetto esecutivo, implementando apposito protocollo di sperimentazione in base alle prescrizioni ricevute e ai budget a disposizione della stazione appaltante e/o del gestore.

I campioni in ingresso saranno prelevati all'inizio dell'evento meteorico, realizzando campioni compositi in base alla portata in arrivo in modo da caratterizzare al meglio le acque di prima pioggia; durante la fase di campionamento sarà misurata tramite strumenti di campo anche la portata in ingresso.

I campioni in uscita dal sistema a flusso libero saranno invece prelevati sempre con compositi che tengano conto della portata in uscita, a partire da un tempo di ritardo rispetto al campione iniziale stimato in base ai tempi di ritenzione del sistema filtrazione + flusso libero, dipendente dalla portata misurata in ingresso. A tal proposito saranno preparate curve indicatrici che leghino la portata in ingresso al tempo di ritenzione complessivo del sistema.

1.3 DIMENSIONAMENTO DEL FILTRO A COCLEA

I filtri a coclea sono inseriti in due canali in parallelo di larghezza 1 m e ognuno dimensionato su una portata massima di 200 l/s. La spaziatura della maglia filtrante è 6 mm.

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

Canale di grigliatura	
Portata massima in arrivo [m ³ /s]	0,2
Luce di filtrazione [mm]	6
Canale di grigliatura	
Larghezza [m]	1
Altezza [m]	1

Tabella 2 – 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 0,8 per griglie pulite e 0,7 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 valle della griglia un moto uniforme dei filetti fluidi, per il calcolo della velocità 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 il canale risulta verificato sia per filtro pulito che per filtro sporco, come riportato nella seguente Tabella.

Portata (m ³ /s)	H (m)	V (m/s)	Δh (filtro pulito) m	Δh (filtro sporco) m
0,2	0,11	1,46	0,19	0,34

Tabella 3 – Perdite di carico attraverso la griglia

1.4 DIMENSIONAMENTO DEL DISSABBIATORE LONGITUDINALE AERATO

I dissabbiatori a canale sono manufatti in cls (da realizzarsi interrati) in cui la sedimentazione è garantita dalla bassa velocità del liquido da trattare, che deve essere inferiore a 0,3-0,4 m/s.

Si è considerata una portata massima da trattare pari a 0,200 m³/s per unità, avendo due unità in parallelo; impostando un carico idraulico superficiale nei confronti di tale portata pari a 29 m/h, si è scelto un manufatto avente lunghezza 14 m, larghezza 2 m e altezza d'acqua 2 m. Tali caratteristiche assicurano una velocità longitudinale del refluo pari a 0,05 m/s.

Il dissabbiatore ha un carico idraulico superficiale compreso tra 15 e 20 m/h, valore usualmente assunto nel dimensionamento dei dissabbiatori negli impianti al servizio di acque reflue (Masotti, 1990). Per portate inferiori il Cis diminuisce ed il sistema si comporta come un sedimentatore, garantendo un buon abbattimento dei solidi sospesi sedimentabili e allungando la vita del sistema di fitodepurazione a valle.

PARAMETRI PROGETTUALI DISSABBIATORE	
Tempo di residenza	45-90 s
Velocità orizzontale	0,25-0,4 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	0,200 m ³ /s

Tabella 4 – Parametri di progetto minimi del dissabbiatore

Imponendo di avere in corrispondenza della portata di progetto un carico idraulico superficiale pari 0,5 m/min si ricava il valore della superficie orizzontale del dissabbiatore:

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

Da cui otteniamo una superficie minima di 25,2 m². Scegliamo un manufatto in calcestruzzo armato prefabbricato avente lunghezza 14 m, larghezza 1,8 m e altezza d'acqua 2 m. Con tali dimensioni si ricava un valore del Cis pari a 29 m/h (0,5 m/min) e della velocità orizzontale, considerando un'altezza d'acqua di 1 m (presupponendo la restante parte occupata dai fanghi e dalle sabbie)

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

pari a 0,11 m/s.

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/m³ e diametro 0,15 mm. Per verificare l'efficienza del dissabbiatore consideriamo particelle più leggere con densità 1300 kg/m³ 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/m³

ρ_w è la densità dell'acqua = 1000 kg/m³

μ_f è la viscosità dinamica dell'acqua a 15°C = 1,139x10⁻³ Ns/m²

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:

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

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

$$E_{rimozione} = \frac{v_p}{CIS}$$

L'efficienza ottenuta è tale da garantire con la massima portata la rimozione delle sabbie con diametro delle particelle fino a 0.15 mm. Il sistema di aerazione integrato nella macchina permette di aumentare tali rese, o perlomeno di garantirle nelle condizioni operative reali. Di seguito le verifiche eseguite per quanto riguarda un dissabbiatore aerato.

PARAMETRI PROGETTUALI DISSABBIATORE AERATO		VALORE DI PROGETTO
Cis	<50 m/h	25,7
Tempo di residenza alla portata di punta	2-5 minuti	2,1 minuti
Profondità h	2-5 m	2 m
Lunghezza L	7.5-20 m	14 m
Larghezza W	2-7 m	4 m (due in parallelo)
W/h	1:1-5:1	2:1
L/W	3:1-5:1	3.5:1
Volume acqua con portata massima	60 m ³	
Aria fornita per unità di volume	1-2 m ³ /h per m ³	2 m ³ /h per m ³
Aria fornita per unità di lunghezza	0.2-0.5 m ³ /min x m	0.14 m ³ /min x m
Quantità di sabbia rimossa	0.004-0.20 m ³ /1000 m ³	

Tabella 5 – Verifica parametri di progetto dissabbiatore aerato (Metcalf&Eddie, 2006, Masotti 2009)

1.5 METODOLOGIE DI CALCOLO UTILIZZATE PER DIMENSIONAMENTO SISTEMI DI FITODEPURAZIONE

La progettazione di un impianto di fitodepurazione si basa su modelli e formulazioni empiriche che, per un sicuro utilizzo, necessitano della approfondita conoscenza dei fattori specifici a partire dai quali sono state definite. L'azione di abbattimento degli inquinanti deriva dalla complessa interazione di processi di tipo fisico, biologico, chimico e biochimico. Questi, a loro volta, sono influenzati dalla combinazione di vari fattori tra cui in particolare la temperatura, il tempo di ritenzione idraulica, il carico idraulico, il carico di inquinante applicato, la profondità, la forma e le dimensioni degli impianti, etc. Alcuni

parametri progettuali (in particolare le costanti relative alle cinetiche chimiche da cui derivano le stime sulle efficienze di trattamento) sono stati verificati e aggiornati sulla base delle pubblicazioni scientifiche più recenti (vedi bibliografia).

Il sistema di filtrazione verticale è stato dimensionato sulla base dei seguenti dati di progetto

PARAMETRI		Unità di misura
Altezza dello strato di riempimento	1,05	m
Porosità del medium di riempimento (n)	0,35	Ghiaia fine
Free-board	0,8	m
Bocca tarata in uscita	0,03	l/s x m ²

Tabella 6 – Dati per il dimensionamento del sistema di filtrazione verticale

I criteri di dimensionamento di questi sistemi sono basati sul carico idraulico ammesso sul mezzo filtrante e sulla frequenza dello scarico. Dato che le caratteristiche delle acque in ingresso ai sistemi sono estremamente variabili, a causa della variabilità stocastica dell'evento di pioggia, e dato che non si ha sicurezza sul comportamento del trattamento sul lungo periodo, non vengono considerati accettabili criteri di dimensionamento basati su parametri di qualità delle acque.

Un criterio per migliorare la qualità dell'acqua in uscita è la diminuzione della velocità di filtrazione nel medium.

Generalmente la procedura di dimensionamento consiste di due fasi successive:

- Dimensionamento del volume di stoccaggio: si effettua in base alla superficie drenata e all'altezza di prima pioggia considerata.
- Dimensionamento della superficie di filtrazione, calcolata in base alla velocità che si vuole ammettere e al carico idraulico in termini medi annuali.

Nella Tabella 7 sono riportati alcuni criteri generali di dimensionamento provenienti dallo studio di Uhl e Dittmer (2005):

Parametro inquinante da abbattere	Velocità di filtrazione m/s Carico idraulico	Carico idraulico Medio nel lungo termine (m ³ /m ² x anno)	Singolo anno (m ³ /m ² x anno)
BOD/COD	1x10 ⁻⁵	≤ 40	≤50
Azoto	1x10 ⁻⁵	≤ 40	≤50
Fosforo	10 ⁻⁵ - 10 ⁻⁴	≤ 40	≤50
Metalli pesanti	1x10 ⁻⁵ -3x10 ⁻⁵	≤ 40	≤50
Solidi sospesi	1x10 ⁻⁵ -3x10 ⁻⁵	≤ 40	≤50
Carica batterica	1x10 ⁻⁵	≤ 40	≤50

Tabella 7 -Criteri generali di dimensionamento di zone umide per acque meteoriche (Uhl, Dittmer,2005)

Nel presente caso come si è visto il volume annuo da trattare è pari a circa 500.000-600.000 m³, il che comporterebbe una superficie del sistema superiore a 10.000 m², non compatibile con l'area di intervento.

Avendo definito un'area pari a 4000 m² come sufficiente ad accumulare e trattare su base giornaliera i 5000 m³/g di eventi tipo A (che possono essere considerati come il caso

critico su cui effettuare il dimensionamento), si è calcolato il fabbisogno di ossigeno necessario all'abbattimento del carico organico e ammoniacale presente, secondo la nota formula del fabbisogno di ossigeno:

$$DO = (CBOD_{5\text{ in}} - CBOD_{5\text{ out}}) \times Q + 4.6 \times (CNH_{4\text{ in}} - CNH_{4\text{ out}}) \times Q$$

Secondo tale formula, nel caso di evento A pari a 5000 m³/g e considerando come obiettivi depurativi:

C BOD₅ out = 10 mg/l

C NH₄ out = 8 mg/l

Si ottiene un DO = 893.000 gr/g.

Dividendo tale fabbisogno per l'area disponibile, significa dover garantire un carico pari a 223 gr/m² al giorno. Considerando inoltre che nel caso più critico il tempo di riempimento e svuotamento del letto è minore di 24 h (circa 14 h nel caso in cui la portata in arrivo è costantemente la massima e pari a 1430 m³/h), tale fabbisogno è ancora maggiore e pari a circa 400 gr/m² al giorno.

Nei sistemi a flusso sommerso verticale passivi, il trasferimento di ossigeno è pari a 23-60 grO₂/m² secondo varie fonti di letteratura; quindi non sufficiente a garantire gli obiettivi depurativi richiesti. Considerando anche un rateo di trasferimento massimo (ipotesi plausibile data l'alimentazione intermittente del sistema limitata agli eventi di pioggia e quindi preceduta da un tempo di arresto in cui l'ossigeno ha la possibilità di andare ad occupare tutti i pori del sistema di filtrazione in condizioni non sature), questo significa che in condizioni passive (cioè senza aerazione forzata) il sistema è in grado di trattare al massimo circa 1350 m³/giorno.

In sistemi saturi (quali ad esempio i sistemi a flusso orizzontale) tale contributo passivo si riduce a 5-10 grO₂/m².

Si è quindi deciso di potenziare il sistema a flusso sommerso verticale con l'aerazione forzata garantita da 2 compressori. Il sistema rimarrà completamente saturo fino ad un livello di 0.7 m all'interno del medium di riempimento, per garantire la funzionalità del sistema di aerazione a bolle. La bocca tarata consente di trattenere più a lungo le portate in ingresso e di sottoporle ai cicli di aerazione. Il sistema potrà invasare fino a 0.8 m sopra il livello della ghiaia, dopodiché entra in funzione un troppo pieno con stramazzo nella zona umida finale.

I compressori (del tipo "positive displacement compressor") necessari per garantire i rendimenti depurativi attesi devono assicurare una portata massima di aria pari a 5000 m³/h a 300 mbar di pressione; la portata è modulabile tramite inverter e non cambia al variare della pressione. Il dimensionamento della portata d'aria e dei compressori è riportato nei paragrafi successivi.

Grazie alla presenza del sistema di aerazione è possibile anche aumentare notevolmente i carichi per m² trattabili, e pari in questo caso a 150 m³/m² all'anno.

Per quanto riguarda invece il flusso libero, questo è stato dimensionato con l'ottica di assicurare un tempo di ritenzione idraulico minimo ad assicurare un ulteriore affinamento dell'effluente e al tempo stesso assicurare lo sviluppo di un ambiente acquatico ad

elevata biodiversità in grado anche di trattare una quota parte dell'effluente del depuratore in periodi di tempo secco.

Considerando per eventi A una portata di 5000 m³/g, il tempo di ritenzione idraulico del sistema a flusso libero da 1500 m² con altezza d'acqua pari a 0.5 m è pari a 2.7 h; nel caso di eventi B tale tempo di ritenzione si riduce a 1.5 h. Nel caso invece di derivazione di una portata giornaliera dall'effluente del depuratore pari a 500 m³/g, il tempo di ritenzione risulta pari a 24 h.

Sistema di filtrazione verticale aerato = 4000 m²
Sistema a flusso libero = 1500 m²

1.5.1 Verifica del sistema di aerazione

Per l'impianto di aerazione del AEW si sono scelti i seguenti valori di progetto, prendendo come riferimento l'evento A (maggior carico inquinante):

- Portata ingresso 5000 m³/giorno
- BOD 156.5 mg/l (80° percentile evento A, considerando un abbattimento del 20% nei sistemi di trattamento preliminari ed un fattore di conversione COD/BOD pari a 2.3)
- N-NH₄ 15 mg/l (80° percentile evento A, considerando un abbattimento nullo nei sistemi di trattamento preliminari)
- Area AEW 4000 m²
- Portata pompa 100 l/s
- N° pompe 4
- Portata di svuotamento 120 l/s (bocca tarata con regolatore di portata)

Il tempo di evento reale soggetto ad aerazione è dato dalla somma tra il tempo di riempimento e il tempo di svuotamento. Il tempo di riempimento per l'evento A, assumendo il caso più critico di tutte le 4 pompe funzionanti in continuo, è risultato pari a 3,5 ore. Il tempo di svuotamento è stato calcolato assumendo la portata in uscita costante e pari a 120 l/s dal momento in cui il livello si alza al di sopra del tubo, ed è pari a 10 ore. Di conseguenza, il tempo di evento è pari a 13.3 ore.

Come riferito al paragrafo inerente agli obiettivi depurativi, non vi è una legge per i limiti di scarico da eventi di scolmo da fognature miste. Si sono decisi, quindi, i seguenti obiettivi depurativi, al fine di migliorare la qualità del corpo idrico ricevente (fiume Lambro):

- BOD 10 mg/l
- N-NH₄ 8mg/l

Si noti come i limiti sopra prefissati siano al di sotto dei limiti prescritti dal D.Lgs. 152/06 sia per lo scarico in corpi idrici (BOD ≤ 40 mg/l e N-NH₄ < 15 mg/l) che per lo scarico su suolo (BOD < 20 mg/l e TN < 15 mg/l).

La domanda totale di ossigeno (TOD) richiesta per centrare gli obiettivi depurativi scelti viene calcolata con la seguente formula:

$$TOD = (BOD_{refluo} - BOD_{lim}) + 4,6(NH_{4refluo} - NH_{4lim})$$

Ne segue $TOD_{tot,giorno}=873.600\text{gO}_2/\text{giorno}$, che, diviso per il tempo dell'evento, porta a $TOD_{tot,evento}=1.575.000\text{gO}_2/\text{giorno}$. Dividendo per la superficie prevista per l'AEW, si ottiene $TOD_{AEW, evento}=393\text{ gO}_2/(\text{giorno}\cdot\text{m}^2)$.

Nei sistemi aerati, l'aria carica di ossigeno viene insufflata in pressione nel letto di fitodepurazione per mezzo di tubi di piccole dimensioni forati e posizionati sul fondo. La velocità di efflusso dell'aria dai singoli fori dei tubi, q_{air} , è, quindi, funzione della pressione da vincere affinché l'aria possa uscire dai tubi e diffondersi nel letto; tale pressione è pari alla pressione idrostatica sovrastante i tubi. Assumendo l'altezza media del livello dell'acqua, h , nel letto pari a 1,25 m (considerato che l'altezza d'acqua oscillerà tra 0.7 e 1.8 m durante l'evento i virtù della portata entrante e della regolazione di portata in uscita, la pressione di dimensionamento risulta essere pari a 125 mbar. La seguente formula empirica dimensiona $q_{air}(\text{l/min})$ in funzione di h (mbar)

$$q_{air,foro} = 0,115 h^{0,3914}$$

da cui si ottiene $q_{air,foro}=0,76\text{ l/min}$.

Ulteriori test condotti con la tipologia di compressore prevista nel progetto hanno suggerito di adottare un valore leggermente più conservativo e pari a 0.69.

Il tasso di trasferimento dell'ossigeno ($SOTR$) in uscita dai fori ed immesso nel letto è di funzione di $q_{air,foro}$, della concentrazione di ossigeno presente nell'aria ($C_{O_2,air}$) e di un coefficiente di efficienza di trasferimento dell'ossigeno ($SOTE$, espresso in % per metro d'acqua), come segue

$$SOTR = C_{O_2,air} SOTE h q_{air,foro}$$

$C_{O_2,air}$ viene calcolata come segue

$$C_{O_2,air} = C_{air} f_{O_2}$$

dove C_{air} è la concentrazione di aria e f_{O_2} è la frazione in peso dell'ossigeno presente nell'aria. Assumendo cautelativamente una temperatura media del refluo pari a 15°C si ha $C_{air}=1,2199\text{ kg/m}^3$. Infine, con $f_{O_2}=0,23$ e $SOTE=3,9\%$ (quest'ultimo dato sperimentale ottenuto su sistemi di fitodepurazione aerati, Wallace et al 2007), si ottiene $SOTR=13,7\text{ gO}_2/\text{giorno}$.

Si ipotizza un ottimo funzionamento del sistema di pompaggio dell'aria che consenta di avere il reale tasso di trasferimento dell'ossigeno ($AOTR$) pari a $SOTR$. Tale risultato è stato riscontrato nella realtà in numerosi casi applicativi di sistemi aerati, per cui si fa questa assunzione in modo da evitare sovradimensionamenti, piuttosto che calcolare il rapporto secondo le formule di letteratura (che in questo caso avrebbero dato un valore di 0.6).

Il numero di fori, n , richiesti per insufflare aria sufficiente a garantire i limiti di depurazione scelti risulta essere

$$n = \frac{TOD_{tot,evento}}{AOTR}$$

che comporta $n=115.315$. I tubi che verranno installati avranno 3 fori per metro. Di conseguenza la lunghezza di tubi richiesta risulta essere pari a 38.500 . Il quantitativo di

tubi per metro di AEW risulta pari a $10m_{\text{tubi}}/m^2_{\text{AEW}}$, il che porta a una spaziatura media tra i singoli tubi pari a 10 cm.

La portata di aria che dovrà essere insufflata nei letti per mezzo di soffianti, q_{air} è pari a

$$q_{\text{air}} = n q_{\text{air,foro}}$$

che porta a $q_{\text{air}} = 4800 \text{ m}^3/\text{h}$

Riassumendo, l'impianto di aerazione forzata sarà caratterizzato come segue:

- | | |
|--------------------------------|-----------------------------|
| • Portata d'aria | 5000 m³/h |
| • Pressione richiesta | 300 mbar |
| • Lunghezza totale tubi | 40.000 m |
| • Spaziatura tubi | 10 cm |

1.5.2 Verifica idraulica del sistema di fitodepurazione a flusso sommerso

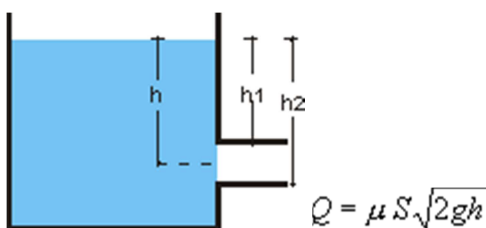
La portata di alimentazione è stata fissata per ogni bacino in $360 \text{ m}^3/\text{h}$ e quindi pari a $36 \text{ m}^3/\text{h} \times \text{m}^2$ di letto, in linea con le indicazioni di letteratura per avere la massima distribuzione dell'acqua sul letto

La portata massima scaricabile dal sistema di fitodepurazione è stata fissata sempre seguendo le linee guida tedesche e pari a $0,03 \text{ l/s} \times \text{m}^2$ di superficie filtrante (120 l/s , cioè $432 \text{ m}^3/\text{h}$). In tal modo, considerando una portata massima pari a 400 l/s ($1440 \text{ m}^3/\text{h}$), il volume trattenuto è pari a circa $1000 \text{ m}^3/\text{h}$ e quindi, su 3.5 h , pari a 3500 m^3 . Solo sulla superficie superiore della ghiaia il sistema è in grado di invasare 3200 m^3 , ai quali si aggiungono i volumi necessari a riempire la parte di letto non satura (pari a circa 400 m^3). In tal modo è verificato il livello massimo raggiungibile dal letto ed inferiore a 0.8 m ; quindi il troppo pieno non entra in funzione e tutto il carico viene sottoposto a filtrazione aerata.

Il tempo di svuotamento del filtro è dato dall'officiosità del tubo finale di smaltimento e dalla capacità di smaltimento del letto filtrante.

Il coefficiente di conducibilità idraulica di un sistema di fitodepurazione con ghiaia e sabbia viene assunto cautelativamente pari a $20 \text{ m}^3/\text{m}^2$ giorno. Le portate smaltibili dal filtro a ghiaia, avendo un funzionamento prevalentemente a flusso verticale, sono quindi date dal coefficiente di conducibilità moltiplicato per la superficie del filtro stesso. Le portate ottenute sono largamente superiori alla portata di prima pioggia da trattare.

Sul tubo di scarico collegato al regolatore di livello si prevede una valvola regolabile che fa da bocca tarata e determina il tempo di ritenzione idraulico del volume di prima pioggia invasato; la formula utilizzata per il dimensionamento della bocca tarata è tratta dalla foronomia ed è valida per luci a battente con tubo addizionale esterno:



dove:

Q = Portata effluente dalla luce

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

μ = coefficiente di contrazione, pari a 0,82

S = Superficie della luce di diametro D

La scelta del diametro della bocca tarata è 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 e il diametro scelto per la bocca tarata. Le norme tedesche indicano portate non superiori a 0.01-0.03 l/s x m²; considerando 0.03 l/s x m², si ottiene una portata da regolare di circa 30 l/s.

Secondo la formula precedente, considerando che il sistema viene mantenuto saturo per 70 cm, generando un battente sulla valvola di 1.1 m, e che raggiunge un battente massimo nella vasca pari a h=2.25, una tubazione di diametro interno 100 mm, consente di scaricare dai 30 ai 42 l/s.

Il tubo in uscita dal sistema di fitodepurazione si dirama in due tubazioni ognuna provvista di saracinesca; quella sullo scarico a livello è di diametro DN160 e permette di regolare lo scarico sulla portata in uscita desiderata.

Questo significa che la luce di passaggio deve essere chiusa al 60% considerando una valvola a ghigliottina.

1.5.3 Dimensionamento di processo del sistema di fitodepurazione aerato

Come abbiamo visto, i rendimenti vengono fissati in base al quantitativo di aria immesso nel sistema. Avendo definito un'area pari a 4000 m² come sufficiente ad accumulare e trattare su base giornaliera i 5000 m³/g di eventi tipo A (che possono essere considerati come il caso critico su cui effettuare il dimensionamento), si è calcolato il fabbisogno di ossigeno necessario all'abbattimento del carico organico e ammoniacale presente, secondo la nota formula del fabbisogno di ossigeno:

$$DO = (CBOD_{5\text{ in}} - CBOD_{5\text{ out}}) \times Q + 4.6 \times (CNH_{4\text{ in}} - CNH_{4\text{ out}}) \times Q$$

Secondo tale formula, nel caso di evento A pari a 5000 m³/g e considerando come obiettivi depurativi:

C BOD₅ out = 10 mg/l

C NH₄ out = 8 mg/l

Si ottiene un DO = 893.000 gr/g.

Dividendo tale fabbisogno per l'area disponibile, significa dover garantire un carico pari a 223 gr/m² al giorno. Considerando inoltre che nel caso più critico il tempo di riempimento e svuotamento del letto è minore di 24 h (circa 14 h nel caso in cui la portata in arrivo è costantemente la massima e pari a 1430 m³/h), tale fabbisogno è ancora maggiore e pari a circa 400 gr/m² al giorno.

Su tale valore è stato dimensionato il sistema di aerazione, come descritto nel paragrafo precedente. Il sistema di aerazione può essere regolato tramite inverter agendo sulla

frequenza: se a 50 Hz si hanno i massimi rendimenti, con 25 Hz è possibile dimezzare la portata di aria e ciò può essere particolarmente utile per quanto riguarda gli eventi di tipo B caratterizzati da un minor quantitativo di inquinanti. Imponendo quindi per le condizioni più critiche dell'evento B ($Q = 9000 \text{ m}^3$, $\text{CBOD5} = 165 \text{ mg/l}$, $\text{NH}_4 = 11 \text{ mg/l}$) una portata di aria immessa di $2500 \text{ m}^3/\text{h}$, è possibile calcolare a ritroso, con gli stessi calcoli visti al paragrafo 1.5.1, i valori di uscita di BOD e NH_4 .

Si ottengono quindi i seguenti valori nei diversi scenari considerati:

	EVENTO A		EVENTO B		
	80°perc	media	80°perc	media	
Portata	5000	5000	9000	9000	m^3/g
BOD5 in	156,5	121,7	64,6	54,8	mg/l
N-NH4 in	15	12	11	9	mg/l
BOD5 out	10	2	5	3	mg/l
N-NH4 out	8	1	6	2	mg/l
BOD rimosso	732609	598696	536087	466043	gr/g
N-NH4 rimosso	35000	55000	45000	63000	gr/g

Come ulteriore verifica si può utilizzare la seguente formula previsionale, proposta da Nivala (2013) per sistemi aerati e valida per il COD:

$$\frac{C_0 - C^*}{C_i - C^*} = \frac{1}{\left(1 + \frac{K_v \text{HRT}}{P}\right)^P}$$

dove:

$K_v = 593 \text{ l/g}$ (Nivala, 2013)

$P = 2$

$C^* = 10$

$\text{HRT} = \text{tempo di ritenzione} = V/Q = A \times n \times h_w$

Assumendo una portata in ingresso pari a $1440 \text{ m}^3/\text{h}$ ed una concentrazione di COD pari a 360 mg/l dopo abbattimento del 20% nei trattamenti preliminari, si ottiene una concentrazione di COD in uscita pari a 12 mg/l .

1.5.4 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 in uscita dal sistema di filtrazione, e per assicurare il trattamento di almeno $500\text{-}1000 \text{ m}^3/\text{g}$ durante i periodi di tempo secco con la portata uscente dal depuratore.

Per il calcolo del tempo di ritenzione, si può usare la formula:

$$\begin{aligned} \text{HRT} &= V/Q \\ V &= A \cdot n \cdot h_{\text{media pl}} \end{aligned}$$

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, mentre $h = 0.5$ m

Considerando per eventi A una portata di 5000 m³/g, il tempo di ritenzione idraulico del sistema a flusso libero da 1500 m² con altezza d'acqua pari a 0.5 m è pari a 2.7 h; nel caso di eventi B tale tempo di ritenzione si riduce a 1.5 h.

Nel caso invece di derivazione di una portata giornaliera dall'effluente del depuratore pari a 500 m³/g, il tempo di ritenzione risulta pari a 27 h; per una portata di 1000 m³/g risulta pari a 13,5 h.

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 s m^{1/6} per vegetazione sparsa e altezza d'acqua superiore a 0,4 m e 6,4 s m^{1/6} per vegetazione densa e altezza d'acqua inferiore a 0,3 m.

Le velocità longitudinali all'interno del sistema non devono superare 0.6 m/s per evitare fenomeni di erosione e sradicamento delle piante. Il caso più critico può essere rappresentato nel caso di innesco del troppo pieno nelle vasche aerate, e quindi con una portata pari a quella massima pompata (1440 m³/h); considerando la sezione più ristretta e pari a 5 m di larghezza, questo corrisponde ad una velocità di 0,2 m/s quindi ampiamente inferiore al limite di 0,6 m/s al di sopra del quale si verificano fenomeni erosivi.

Applicando la formula di Manning per una sezione con base 5 m e pendenza sponde 30°, si ottiene che può smaltire con una pendenza dello 0,1% ed un battente di 0,55 m una portata di 130 l/s, superiore alla portata massima in uscita dai sistemi aerati (120 l/s)

Per il calcolo del profilo idraulico della zona umida 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:

$$H_{x=L} = 0,5m$$

l'equazione è risolvibile con metodi numerici. Adducendo a tale sistema anche una portata massima di $0,04 \text{ m}^3/\text{s}$, tali innalzamenti sono in realtà poco significativi e dell'ordine di 5-10 cm.

1.5.5 Dimensionamento di processo del sistema di fitodepurazione a flusso libero

Per il calcolo delle rimozioni in un sistema a flusso libero ci sono diversi modelli in letteratura; tra i più usati il modello di Reed et al (1995, la cui forma generale 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 $^{\circ}\text{C}$;

T_R = temperatura di riferimento, in $^{\circ}\text{C}$;

n = porosità del sistema (% espressa come frazione e assumibile in sistemi FWS pari a 0,75);

y = profondità media della zona umida;

Q = carico idraulico medio giornaliero in m^3/giorno .

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

Parametro	Rimozione BOD	Nitrificazione	Denitrificazione
$T_R (^{\circ}\text{C})$	20	20	20
$K_{20} (\text{d}^{-1})$	0,678	0,2187	1,000
θ	1,06	1,048	1,15

Tabella 8 – Valori dei parametri riportati da ReedCrites&Middlebrooks per FWS

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

$$C_e = C_i \cdot (0.1139 + 0.00213 \cdot HLR)$$

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.

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.

Considerando le concentrazioni in uscita dal sistema aerato in eventi di tipo A (BOD₅ = 10 mg/l, N-NH₄ = 8 mg/l) ed un tempo di ritenzione pari a 2,7 h, i rendimenti sono piuttosto bassi: con temperatura media dell'acqua di 15°C, il BOD₅ viene ridotto di circa il 10% mentre l'azoto ammoniacale di circa il 5%. Rendimenti quindi piuttosto trascurabili e stimabili in circa 2-3 KgCOD/giorno, mentre su base annua tale abbattimento non supera la tonnellata di COD.

Per quanto riguarda invece i periodi di tempo secco, si può modulare la portata in funzione dei risultati ottenuti, contribuendo in modo maggiore alla sottrazione di quantità di massa al fiume anche in virtù dei maggiori tempi di ritenzione. Con 500 m³/g si hanno circa 1,1 giorni, che con un COD medio in ingresso di 60 mg/l permette di abbattere circa il 50% del carico di COD in ingresso, quindi circa 15KgCOD/giorno. Su base annua, considerando 265 giorni/anno in cui si può alimentare il sistema con l'effluente del depuratore, corrisponde a circa 4tCOD/anno.

L'efficacia del sistema a flusso libero sta quindi più nella ricreazione di un habitat acquatico perfluviale ad elevata biodiversità che nelle tonnellate di COD rimosse; tempi di ritenzione di 1 giorno consentono comunque di bloccare sostanze inquinanti di vario tipo in basse concentrazioni, come alcuni metalli, che altrimenti raggiungerebbero il corpo idrico. Inoltre, anche con tempi di ritenzione minimi di 2-3 h, il sistema funziona da "buffer", cioè tampona ed equalizza eventuali picchi di concentrazione in arrivo dai sistemi di fitodepurazione aerati durante l'evento, o dal depuratore durante i periodi di tempo secco.

1.5.6 Rese depurative del sistema di fitodepurazione complessivo

In virtù delle considerazioni e calcoli riportati nei precedenti paragrafi, si possono prevedere le rese depurative del sistema nel suo complesso; in particolare si può redigere un bilancio di quantità di massa addotto al Fiume Lambro, tenendo conto di tutti i processi coinvolti ed in base alla suddivisione fatta di eventi A e B. Nel bilancio è stato incluso anche il contributo dato dalle maggiori portate ricevibili dal depuratore dopo l'upgrading rispetto alla situazione attuale.

	u.m	Eventi A	Eventi B	Totale
volume annuo sfiorato dopo upgrading	m3/anno	284.223	1.126.703	1.410.926
COD assunto (medio)	mg/l	350	140	
COD totale	t/anno	99,5	157,7	257
volume pre-trattato	%	100%	100%	
abbattimento pre-tratt	%	20%	20%	20%
rimozione COD pre-tratt	t/anno	19,9	31,5	51
volume trattato in fitodep	m3/anno	97.959	466.473	564.432

COD assunto (80°perc, dopo 20% preliminari)	mg/l	360	132	
Carico di COD annuo	t/anno	35	62	97
COD uscita	mg/l	23	11,5	
COD rimosso	t/anno	33	56	89
carico rimosso in zona umida dopo fito aerata	t/anno	0,2	0,4	0,6
carico rimosso come post-trattamento	t/anno			4
Totale carico rimosso tratt. naturali	t/anno	53,1	88,2	145,3
volume annuo sfiorato prima dell'upgrad	m3/anno	361.178	1.853.378	2.214.556
COD assunto (medio)	mg/l	350	140	
COD totale	t/anno	126,4	259,5	386
volume a depuratore dopo upgrad	m3/anno	76.955	726.675	803.631
COD assunto (80°perc)	mg/l	450	165	
COD uscita	mg/l	60	60	
COD rimosso depuratore	t/anno	30	76	106
Totale rimosso upgrading depuratore + trattnat	t/anno	83	164	252
carico sottratto al Lambro rispetto a sit. attuale	%	66%	63%	65%

Tabella 9 – Bilancio di massa a seguito degli interventi di upgrading del depuratore e del sistema di trattamento delle acque di pioggia

Per quanto riguarda il solo sistema di fitodepurazione, considerando un abbattimento del 20% nei trattamenti preliminari, è lecito aspettarsi concentrazioni in uscita ed in generale percentuali di rimozione come quelle di seguito indicate:

Rese depurative		rimozione		uscita
BOD ₅ - COD	%	90-95	mg/l	10
BOD ₅ - COD	%	90-95	mg/l	30
Azoto ammoniacale	%	50-90	mg/l	8
SST	%	90-95	mg/l	30

1.6 VERIFICA DELLE TUBAZIONI

1.6.1 Verifica delle tubazioni a gravità

Nelle verifiche sul diametro scelto per le condotte a pelo libero si deve porre maggiore attenzione al limite inferiore in quanto l'allontanamento delle acque di scarico dal nucleo abitativo deve avvenire nel minor tempo possibile, onde evitare pericolosi fenomeni putrefattivi: spesso abbiamo infatti a che fare con liquidi putrescibili, dalle caratteristiche fortemente variabili nel tempo, e quindi pericolosi per l'integrità delle tubazioni.

In virtù dei test consultati, si ritiene che la velocità minima delle acque nere nelle tubature sia circa 0.6 m/s in corrispondenza di un coefficiente di riempimento della condotta pari al 50% o in alternativa che le pendenze siano superiori a $1/D$, con D espresso in mm.

Il calcolo idraulico della sezione è stato svolto assumendo di essere in condizioni di moto uniforme e utilizzando quindi la formula di Chezy:

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

dove:

- $C = K R^{1/6}$ coefficiente di scabrezza di Manning-Strickler;
- K coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler = 120 per specchi circolari in PEAD e PVC ;
- i = pendenza del ramo;
- S = area della sezione considerata, funzione di D_i = diametro interno della condotta;
- R = raggio idraulico, anch'esso funzione di D_i .

Sostituendo al termine Q le portate fecali medie e massime precedentemente trovate, e supponendo $R=D/4$ risolviamo l'equazione in funzione di D, ottenendo così i diametri richiesti per ogni tratto.

Per trovare le altezze d'acqua e i relativi coefficienti di riempimento che si verificano in corrispondenza delle portate fecali trovate si scrive l'espressione del raggio idraulico R in funzione del diametro. In tal modo si possono trovare le reali velocità delle acque nere nella condotta del diametro scelto.

Si sono ottenuti i seguenti risultati:

Partenza	Arrivo	Q (l/s)	Mat.	DN (mm)	i %	% riemp	V (m/s)
Griglia	Dissabbiatore	200	PEAD	DN500	0,5	50%	1,02
Dissabbiatori	Vasca pompaggio	400	PEAD	DN800	0,5	36,00%	0,8
Dissabbiatori	Vasca pompaggio	400	PEAD	DN800	0,5	36,00%	1,4
AEW	FWS	120	PEAD	DN600	0,5	38,00%	0,62
Disinfezione	FWS	12	PEAD	DN200	0,5	60,00%	0,77

Commenti alle verifiche eseguite:

- le velocità nelle condotte ed i numeri di Froude sono al di sotto dei valori accettabili per PEAD, PVC o Cls, con punte massime delle velocità al di sotto dei 3,5 m/sec;
- la fognatura di progetto è verificata.

1.6.2 Verifica delle tubazioni a pressione e dei sollevamenti

Per il calcolo del diametro di primo tentativo della condotta di mandata si ricorre alla formula di Bresse:

$$D=1.1 - 1.3 q^{0.45}$$

dove:

D = diametro della condotta [m];

q = portata di progetto [mc/sec];

Una volta scelto il diametro commerciale più adatto si procede alla verifica: nota la portata e il diametro della tubazione si ottiene il valore della velocità dividendo la portata per l'area della sezione della tubazione. Per il calcolo delle perdite di carico della condotta si adotta la formula di Chezy:

$$J=V^2/(C^2R)$$

dove:

J = perdita di carico per unità di lunghezza;

V = velocità [m/sec];

C = coefficiente di scabrezza che tiene conto del materiale utilizzato;

R = raggio idraulico [m].

Per le tubazioni circolari il raggio idraulico si assume pari a D/4. Per quanto riguarda il coefficiente di scabrezza C si usa la formula di Bazin che assume l'espressione di:

$$C= 87/(1+g/(R)^{0.5})$$

dove g rappresenta un indice di scabrezza che per tubi in polietilene assume il valore di 60.79.

La verifica della condotta viene effettuata tenendo conto delle perdite di carico localizzate che vengono valutate come

$$\xi V^2/2g$$

dove:

V = velocità media nel tubo [m/sec];

g = accelerazione di gravità [9.81 m/sec²];

I valori assunti da ξ variano a seconda del tipo di problema e per il caso in esame sono stati assunti i valori di Tabella.

	Coefficiente ξ
brusco restringimento (imbocco)	0.5
curve a 90°	0.17
brusco allargamento (sbocco)	1
T a 90°	1
valvola	0.5

Tabella 10 – Valori del coefficiente ξ a seconda del tipo di perdita di carico

La prevalenza della pompa H sarà data da

$$H = H_1 + H_2 = H_1 + J L + x Q_2 / 2 g A_2$$

dove:

H₁ = dislivello geometrico da superare

H₂ = dislivello piezometrico

Stazione di pompaggio n°1

Nel caso in esame il dislivello geometrico totale da superare è di circa 5 m e il collettore ha lunghezza 90 m.

Supponendo una portata massima del sistema di pompaggio pari a 400 l/s per il calcolo del diametro di primo tentativo della condotta di mandata si ricorre alla formula di Bresse, dalla quale si ottiene D = 800 mm: si sceglie una tubazione PN10 DN600; in ogni caso anche con tale portata le velocità sono di circa 1.5 m/s, accettabili per una tubazione in Pead.

La prevalenza della pompa H sarà data da $H = H_1 + H_2$ dove:

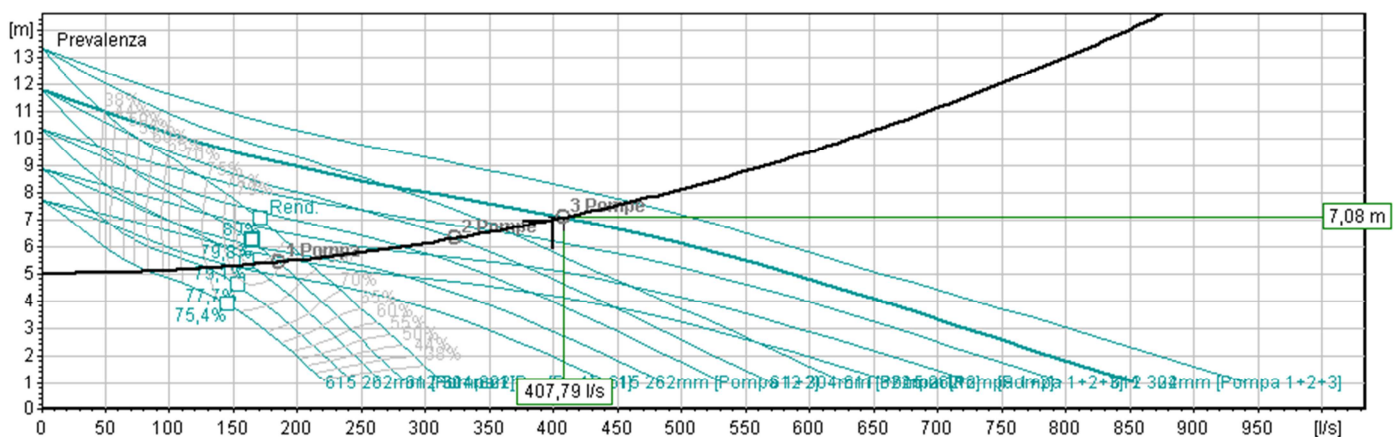
H₁ = dislivello geometrico da superare

H₂ = dislivello piezometrico

da cui $H = H_1 + H_2 = H_1 + J L + x Q_2 / 2 g A_2 = 5.4 \text{ m}$.

A questa si deve aggiungere le perdite localizzate allo sbocco, nelle curve, nel tubo di mandata della singola pompa e nel collettore, pari a circa 1,5 m. La prevalenza totale è quindi 7 m.

Per soddisfare la prevalenza e la portata massima in questione si è scelto un sistema di pompaggio costituito da n° 3 elettropompe in serie, con le seguenti caratteristiche.



DESIGN POINT

- Flow: 400 l/s
- Head: 7 m
- Fluid: Acqua, pura
- Fluid temperature: 277 K

TOTAL OPERATING POINT - 3 pumps running

- Delivery: 408 l/s
- Head: 7,08 m
- Shaft power: 36,7 kW
- NPSH: 3,71 m
- Specific energy: 0,0289 kWh/m³

TOTAL OPERATING POINT - 2 pumps running

- Delivery: 323 l/s
- Head: 6,3 m
- Shaft power: 25 kW
- NPSH: 3,72 m
- Specific energy: 0,0248 kWh/m³

TOTAL OPERATING POINT - 1 pump running

- Delivery: 185 l/s
- Head: 5,43 m
- Shaft power: 12,5 kW
- NPSH: 3,9 m
- Specific energy: 0,0217 kWh/m³

INDIVIDUAL OPERATING POINT - 3 pumps running

- Delivery: 136 l/s
- Head: 7,08 m
- Shaft power: 12,2 kW
- Specific energy: 0,0289 kWh/m³

INDIVIDUAL OPERATING POINT - 2 pumps running

- Delivery: 161 l/s
- Head: 6,3 m
- Shaft power: 12,5 kW
- Specific energy: 0,0248 kWh/m³

INDIVIDUAL OPERATING POINT - 1 pump running

- Delivery: 185 l/s
- Head: 5,43 m
- Shaft power: 12,5 kW
- Specific energy: 0,0217 kWh/m³

La stazione di sollevamento è in cemento armato interrata; il volume utile viene calcolato secondo la seguente formula.

$$V = Q \times T / 4$$

dove:

V = volume utile di accumulo (m³)

Q = portata della pompa in mandata (m³/s)

T = intervallo tra due attacchi successivi (s), considerando il minimo tale da consentire un massimo di 12 attacchi all'ora e quindi preso pari a 300 s (5 minuti)

$$\text{quindi } V = 0,4 \times 300 / 4 = 30 \text{ m}^3$$

Stazione di pompaggio n°2

Nel caso in esame il dislivello geometrico totale da superare è di circa 5 m e il collettore ha lunghezza 200 m; da qui dipartono i moduli di alimentazione.

La portata di punta sollevata da ogni pompa è pari a 100 l/s; le quattro pompe sono indipendenti e ognuna pompa con condotta separata su di un settore del letto di fitodepurazione.

Supponendo una portata massima del sistema di pompaggio pari a 100 l/s per il calcolo del diametro di primo tentativo della condotta di mandata si ricorre alla formula di Bresse, dalla quale si ottiene $D = 426 \text{ mm}$: si sceglie una tubazione PN6 DN315; in ogni caso anche con tale portata le velocità sono di circa 1.6 m/s, accettabili per una tubazione in Pead.

La prevalenza della pompa H sarà data da $H=H_1+H_2$ dove:

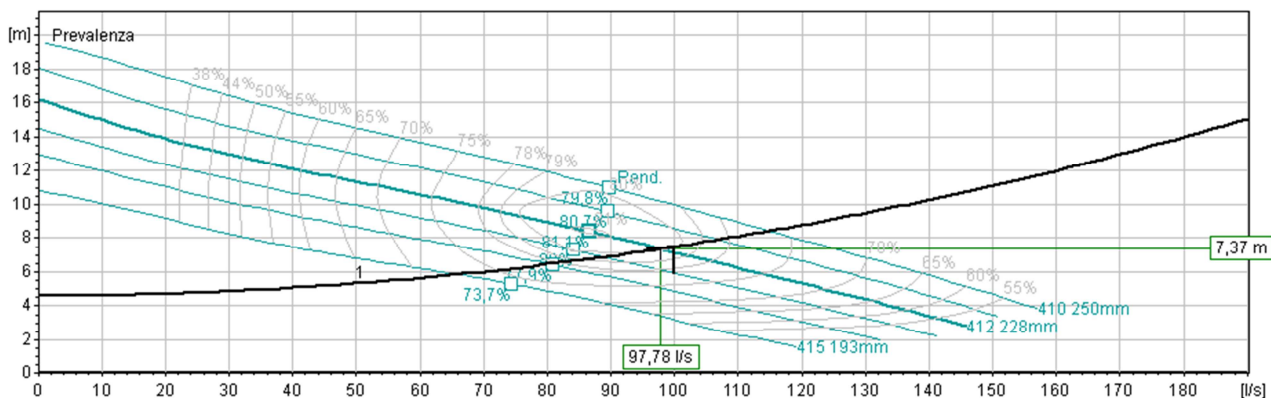
H_1 = dislivello geometrico da superare

H_2 = dislivello piezometrico

da cui $H = H_1+H_2 = H_1+JL+xQ_2/2gA_2 = 6.5 \text{ m}$.

A questa si deve aggiungere la perdita nel tubo di mandata della singola pompa e nel collettore, e nei sistemi di alimentazione, pari a circa 1 m. La prevalenza totale è quindi 7.5 m.

Per soddisfare la prevalenza e la portata massima in questione si è scelto una pompa con le seguenti caratteristiche.

**DESIGN POINT**

- Flow: 100 l/s
- Head: 7,5 m
- Fluid: Acqua, pulita
- Fluid temperature: 277 K

TOTAL OPERATING POINT

- Delivery: 97,8 l/s
- Head: 7,37 m
- Shaft power: 8,82 kW

- NPSH: 6,15 m
- Specific energy: 0,0283 kWh/m³

La stazione di sollevamento è in cemento armato interrata; il volume utile viene calcolato secondo la seguente formula.

$$V = Q \times T / 4$$

dove:

V = volume utile di accumulo (m³)

Q = portata della pompa in mandata (m³/s)

T = intervallo tra due attacchi successivi (s) preso pari a 900 s (15 minuti)

quindi $V = 0,4 \times 600 / 4 = 90 \text{ m}^3$

1.6.3 Verifica delle tubazioni ad aria compressa

Il compressore scelto ha una portata massima di 2500 m³/h e la tubazione di mandata è DN250 in PEAD.

Le perdite di pressione sono state verificate secondo la seguente formula:

$$\Delta p = \frac{\mu \cdot l \cdot v^2}{2d/\rho}$$

$$d = \sqrt{\frac{Q_a/60}{v} \cdot \frac{4}{\pi}}$$

dove:

Qa : Portata aria (m³/min)

l : Lunghezza del tubo (m)

d : Diametro interno del tubo (m)

v : velocità dell'aria (m/s)

Δp : caduta di pressione (Pa)

μ : Coefficiente di frizione

ρ : densità dell'aria (kg/m³)

Considerando che la pressione fornita dal compressore è di 330 mbar e imponendo una caduta di pressione non superiore al 5%, per una portata di 2500 m³/h si ottiene un diametro della tubazione DN250.

La velocità consigliata è compresa tra 590 e 900 m/min (Metcalf&Eddie, 2009); nel caso in esame si ottiene una velocità dell'aria di circa 13 m/s, cioè pari a 780 m/min, ampiamente inferiore alla velocità massima consigliata dal produttore del compressore e pari a 30 m/s.

Per i collettori più piccoli, si è scelto un DN75 in modo anche in questo caso da rispettare il range di velocità consigliato.