



# COMUNE DI SAN GIULIANO TERME PROVINCIA DI PISA

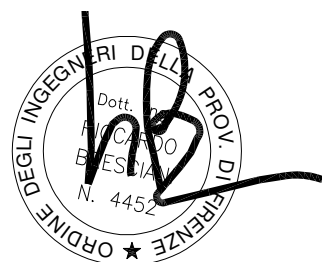
PIT “PIANURA PISANA DALLA FASCIA PEDEMONTANA AL MARE”

FITODEPURAZIONE DI REFLUI NELLA FRAZIONE DI PUGNANO,  
PER IL MIGLIORAMENTO DELLE ACQUE DEL CANALE  
DEMANIALE DENOMINATO FOSSO DEI MOLINI, UTILIZZATO PER  
SCOPI IRRIGUI

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE TECNICA

<b>Coordinatore del Progetto:</b> Ing. Riccardo Bresciani		<b>Direttore Tecnico:</b> Dr. Fabio Masi
<b>Progettisti:</b> Ing. Riccardo Bresciani, Ing. Nicola Martinuzzi, Ing. Anacleto Rizzo		
Collaboratori: Geom. Ivano Filippini		
ID documento: 1.1	Data redazione: Gennaio 2018	Revisione: 00
Redatta da: Ing. Riccardo Bresciani		



## Sommario

1. RELAZIONE DESCRITTIVA .....	4
1.1 Premessa .....	4
1.2 Inquadramento Legislativo .....	5
1.3 Descrizione della situazione attuale .....	6
1.4 Inquadramento Territoriale e Caratteristiche dell'Utenza.....	8
1.4.1 Inquadramento Territoriale.....	8
1.4.2 Inquadramento climatico.....	9
1.4.3 Caratteristiche dell'utenza.....	9
1.5 Scelta della soluzione progettuale e della tipologia depurativa.....	11
1.5.1 Vantaggi dei sistemi di fitodepurazione.....	12
1.5.2 Sistemi a flusso sommerso orizzontale (SFS-h o HF) .....	13
1.6 Descrizione dell'area di intervento e ubicazione del nuovo impianto .....	14
1.6.1 Localizzazione del sito .....	14
1.6.2 Inquadramento catastale, vincoli e autorizzazioni .....	14
1.6.3 Corpo idrico recettore .....	15
1.7 Fattibilita' Ambientale.....	16
1.7.1 Compatibilità con vincoli esistenti .....	16
1.7.2 Aspetti sanitari .....	17
1.7.3 Caratteristiche dei reflui in uscita dall'impianto.....	17
1.8 Dati di Progetto, Criteri di Progettazione e Rendimenti impianto di fitodepurazione .....	18
1.8.1 Generalità.....	18
1.8.2 Previsioni depurative .....	19
1.9 Dati di Progetto e Criteri di Progettazione fognatura .....	20
2. RELAZIONE TECNICA E DISCIPLINARE DESCRITTIVO DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI L'OPERA .....	22
2.1 Caratteristiche generali dell'impianto .....	22
2.2 Fognatura e Collegamenti fognari.....	22
2.2.1 Scavi.....	22
2.2.2 Tubazioni.....	22
2.2.3 Rinterri.....	22
2.3 Stazione di sollevamento .....	23
2.4 Fossa settica tricamerale .....	24
2.5 Movimenti terra per la formazione delle vasche di fitodepurazione .....	25
2.6 Sistema HF.....	25
2.7 Pozzetti.....	26
2.8 Opere accessorie.....	28
2.8.1 Inerbimento mediante semina a spaglio.....	28
2.8.2 Recinzioni e cancello .....	28
2.8.3 Scarico nel fosso .....	28
3. RELAZIONI TECNICHE SPECIALISTICHE: VERIFICHE IDRAULICHE E DI PROCESSO E DIMENSIONAMENTO DEI SISTEMI DI DEPURAZIONE .....	29
3.1 PORTATE.....	29
3.2 STAZIONE DI SOLLEVAMENTO .....	29
3.3 VERIFICHE DELLE TUBAZIONI A GRAVITA' .....	31

3.4	DIMENSIONAMENTO, VERIFICHE E RENDIMENTI DEL SISTEMA DI FITODEPURAZIONE .....	33
3.4.1	Sistema a flusso sommerso orizzontale (HF) .....	33
4.	AVVIO DI UN IMPIANTO DI FITODEPURAZIONE .....	39
5.	GESTIONE E MANUTENZIONE DELL'IMPIANTO DI FITODEPURAZIONE .....	40
6.	DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA .....	42
7.	BIBLIOGRAFIA.....	47

# 1. RELAZIONE DESCRITTIVA

## 1.1 PREMESSA

Il comune di San Giuliano Terme, provincia di Pisa, prevede di realizzare un impianto di fitodepurazione a servizio della frazione di Pugnano, per cui sono stimati 98 AE (utenze civili e un ristorante), avente l'obiettivo primario di migliorare la qualità delle acque nel reticolo idrico minore della zona, costituito da svariati fossi che attualmente ricevono in diversi punti scarichi non trattati che poi confluiscono più a valle in un canale del Consorzio di Bonifica, da cui le acque vengono prelevate per scopi irrigui.

La **fitodepurazione** rappresenta una scelta ottimale per il trattamento decentralizzato di reflui prodotti da agglomerati urbani di piccola taglia (piccoli comuni fino a 2000 a.e., frazioni, case sparse), di cui le numerose applicazioni nazionali ed internazionali degli ultimi 30 anni hanno dato conferma della capacità depurativa.

I vantaggi di questi sistemi per il trattamento dei reflui civili possono essere riassunti in:

- ottima efficienza abbattimento carico organico, nutrienti, carica batterica
- semplicità realizzativa e di funzionamento
- semplicità di manutenzione
- costi di realizzazione comparabili con sistemi tradizionali per piccole e medie utenze
- costi di gestione praticamente nulli rispetto a sistemi tradizionali
- consumi energetici pressoché nulli
- ottimo inserimento paesaggistico
- no cattivi odori, proliferazione insetti, aerosol
- nessun utilizzo di prodotti chimici
- nessuna richiesta di manodopera specializzata per la gestione

L'impianto previsto è stato dimensionato per raggiungere gli standard depurativi richiesti dalla Normativa Regionale (LR 20/2006 e DPGR della Toscana 46/R/08) e Nazionale (D.Lgs. 152/2006) in merito al garantire un trattamento appropriato per scarichi di utenze al di sotto dei 100 a.e. prima della loro immissione in ambiente.

Il progetto è inserito nel PIT "PIANURA PISANA DALLA FASCIA PEDEMONTANA AL MARE".

## 1.2 INQUADRAMENTO LEGISLATIVO

La normativa di riferimento è costituita dalla **Parte Terza, Sezione 2, del Nuovo Codice dell'Ambiente, il Decreto Legislativo 3 aprile 2006 n. 152, recante "Norme in materia ambientale", pubblicato nella G.U. n. 88 del 14/04/2006 - S.O. n. 96**, che contiene senza sostanziali modifiche il Decreto Legislativo dell'11 maggio 1999, n. 152, intitolato "Testo unico sulle acque", come modificato dal D.Lgs. 258/00.

**L'impianto di smaltimento oggetto del presente progetto dovrà trattare gli scarichi corrispondenti ad un massimo di 98 ae, provenienti da un massimo di 84 residenti ed un ristorante.**

**Poiché lo scarico è assimilabile a domestico e di taglia inferiore a 2000 a.e., secondo la normativa vigente deve essere sottoposto ad un Trattamento Appropriato.**

I trattamenti appropriati, secondo l'allegato 5 del D.L.152/06, "*devono essere individuati con l'obiettivo di: a) rendere semplice la manutenzione e la gestione; b) essere in grado di sopportare adeguatamente forti variazioni orarie del carico idraulico e organico; c) minimizzare i costi gestionali. Questa tipologia di trattamento può equivalere ad un trattamento primario o ad un trattamento secondario a seconda della soluzione tecnica adottata e dei risultati depurativi raggiunti. Per tutti gli insediamenti con popolazione equivalente compresa tra 50 e 2.000 A.E., si ritiene auspicabile il ricorso a tecnologie di depurazione naturale quali il lagunaggio o la fitodepurazione, o tecnologie come i filtri percolatori o impianti ad ossidazione totale.*

Secondo l'art. 20, comma 3, del regolamento regionale sono da privilegiare come trattamenti appropriati quelli che:

- "a) riducono al minor livello possibile le risorse energetiche necessarie al funzionamento dell'impianto;*
- b) presentano il minor impatto paesaggistico ed eventualmente riqualificano aree degradate;*
- c) offrono prestazioni depurative utili ad un eventuale riuso delle acque;*
- d) contribuiscono, nel caso di scarico in acque interne, al mantenimento del deflusso minimo garantito nel reticolo idrografico minore."*

I "**trattamenti appropriati**" vengono poi fissati in Tabella 2 dell'Allegato 3, del suddetto regolamento regionale, a seconda del tipo di recettore dello scarico e delle dimensioni dell'impianto (espresse in A.E.).

Nel caso presente, essendo lo scarico pari ad un massimo di circa 98 A.E., il regolamento indica tra le altre come appropriata (fascia di utenza minore di 100 A.E.) la seguente tipologia di trattamento di depurazione naturale:

- Fossa settica + fitodepurazione sub superficiale HF (flusso orizzontale)

La fognatura è in parte di tipo misto; secondo il regolamento regionale 46R, Le AMD (acque meteoriche di dilavamento) risultanti da agglomerati ed eccedenti i coefficienti di diluizione di cui all'articolo 16, comma 2 e comma 3 della legge regionale 20/2006 possono essere recapitate attraverso la pubblica fognatura senza ulteriore trattamento direttamente nei corpi recettori, attraverso scaricatori di piena di tipo A2, che corrisponde al caso presente secondo la classificazione degli scaricatori di piena data all'art.15 della LR 20/2006:

classe A2: scaricatori di piena a servizio di agglomerati, o parti di agglomerato, costituiti da insediamenti e/o stabilimenti scaricanti in fognatura esclusivamente acque reflue domestiche o assimilate.

Secondo tali commi:

- gli scaricatori di piena di nuova realizzazione di classe A2 e B1 garantiscono di norma valori di diluizione di almeno tre volte la portata media nera in tempo secco calcolato nelle ventiquattro ore

e comunque valori di diluizione utili al raggiungimento e mantenimento degli obiettivi di qualità ambientale e per specifica destinazione previsti dai piani di tutela per i corpi idrici recettori prossimali o distali.

Non ci sono attività allacciate alla rete fognaria per cui sia richiesto la predisposizione di vasche di prima pioggia, gli allacci sono esclusivamente domestici o assimilabili a domestici.

Secondo il regolamento regionale 46R Per ogni scaricatore di piena il gestore deve assicurare una regolare manutenzione finalizzata al mantenimento di adeguate condizioni igienico ambientali, con le seguenti modalità:

- a) effettuazione di controlli periodici con registrazione delle modalità e frequenza di verifica del corretto funzionamento e rendicontazione delle attività di manutenzione effettuate;
- b) effettuazione degli interventi gestionali e tecnicofunzionali necessari per garantire il corretto esercizio degli scolmatori e per il superamento delle criticità derivate dalla loro attivazione.

Sia lo sfioratore che lo scarico finale dell'impianto devono essere autorizzati.

Riepilogando:

- gli scarichi, oggetto del presente studio sono assimilabili a domestici e sono di taglia inferiore ai 2000 abitanti (500 a.e.);
- In base al D.Lgs. 152/06 quindi, non esistono limiti di legge che devono essere rispettati allo scarico: l'obbligo di legge consiste nel sottoporre le acque ad un trattamento appropriato, che renda le concentrazioni di inquinanti scaricate "compatibili" con l'obiettivo di qualità previsto per il corpo idrico recettore, utilizzando una tecnologia che:
  - rispetti i criteri a, b e c dell'allegato 5 del D.L.152/06, precedentemente riportati;
  - rispetti i criteri del Regolamento Regionale e rientri tra le tipologie impiantistiche indicate dal Regolamento Regionale in Tabella 2/All.3, sopra riportate.
- dato che la fognatura è mista, per non sovraccaricare l'impianto in tempo di pioggia dovrà essere previsto uno scaricatore di piena sulla fognatura; lo scaricatore è classificabile come A2 ai sensi della normativa regionale per cui dovrà operare con diluizione non inferiore a 3 volte la portata media; non ci sono attività allacciate alla rete fognaria per cui sia richiesto la predisposizione di vasche di prima pioggia.

**I reflui prodotti verranno sottoposti a pretrattamento di grigliatura e trattamento primario in fossa settica tricamerale, trattamento secondario con sistema di fitodepurazione HF e scarico in fosso limitrofo all'impianto.**

### **1.3 DESCRIZIONE DELLA SITUAZIONE ATTUALE**

Il Comune di San Giuliano Terme, è situato in Provincia di Pisa. Ha una popolazione di 31.400 (dato 2015) abitanti, distribuita in 20 frazioni, su una superficie di 92 chilometri quadrati caratterizzata da una parte montana e un'estesa pianura alluvionale che giunge fino al mare. La pianura, che rappresenta la maggiore superficie del territorio, è delimitata ad est dal Monte Pisano, a sud dal Fiume Arno, a nord dal fiume Serchio, ad ovest dal mare.

Attualmente le acque reflue prodotte dalla frazione di Pugnano sversano in 3 punti lungo due diversi fossi campestri.

Per quanto le abitazioni siano dotate di trattamenti primari e le portate scaricate siano esigue, queste incidono sulla qualità delle acque creando situazioni di criticità dal punto di vista igienico-sanitario; inoltre i fossi campestri della zona drenano tali acque verso il canale di bonifica principale, gestito dal Consorzio di Bonifica 4 Basso Valdarno di Pisa, le cui acque vengono poi riutilizzate per scopi irrigui.



L'agricoltura è uno dei settori economici più sviluppati. L'origine dei terreni agrari di pianura, è prevalentemente alluvionale. Prevala la granulometria sabbiosa o sabbio – limosa. Trattasi di terreni profondi, di buona fertilità. La SAU (superficie agricola utilizzata) è pari a circa 3820 ettari (dati censimento 2009). La forma di conduzione privilegiata è quella diretta del conduttore e della sua famiglia.

Come illustrato nella planimetria sottostante, le acque reflue urbane provenienti dalla frazione di Pugnano, confluiscono in fosse campestri a cielo aperto, che si collegano con il Canale demaniale denominato Fosso dei Mulini. Il canale è utilizzato per uso irriguo, da aziende agricole che si attestano a valle del punto di confluenza degli scarichi.

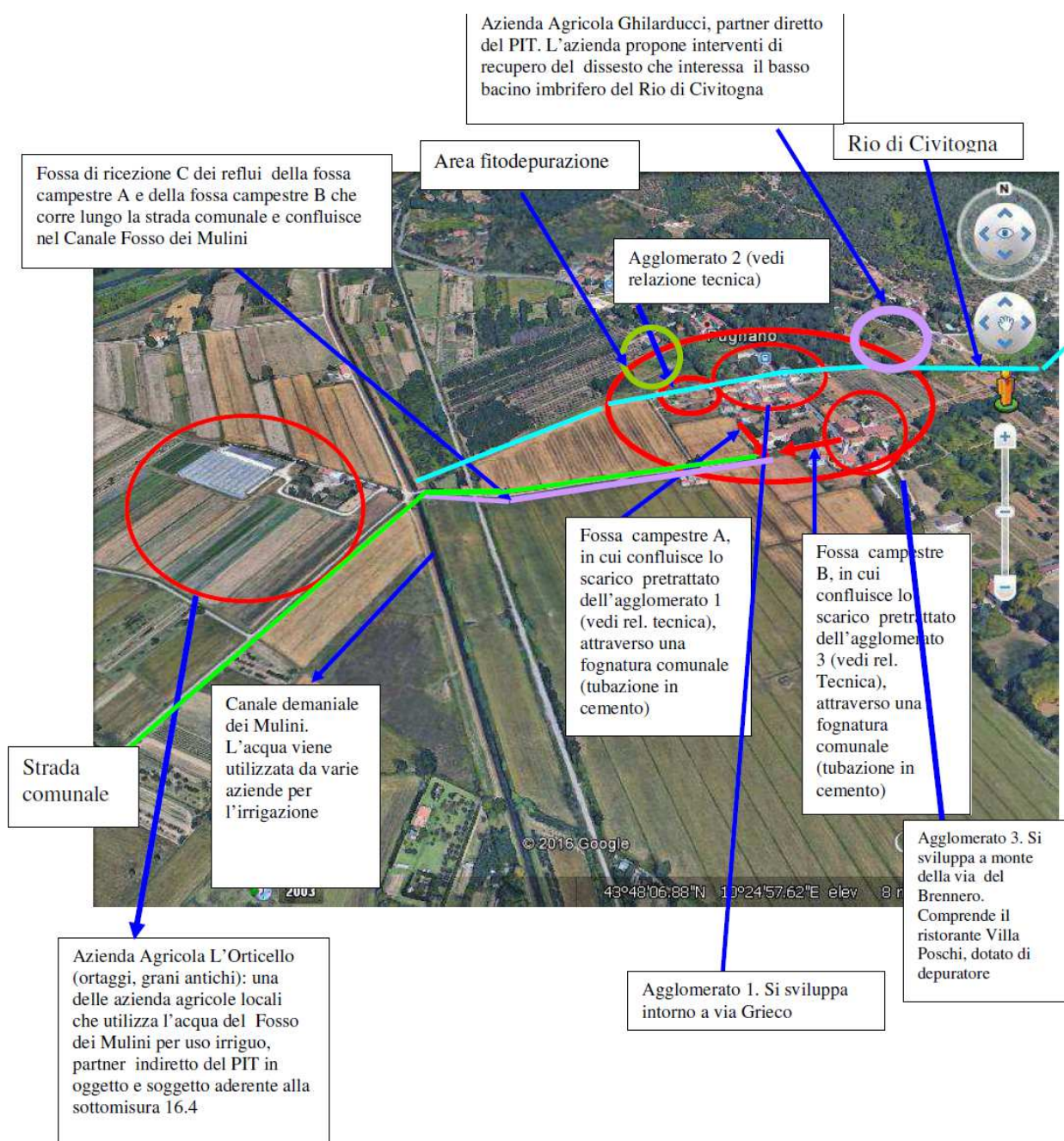


Figura 1 – Schema idrico della zona secondo le indicazioni fornite dal Comune di San Giuliano Terme

Per migliorare tale situazione, il Comune intende dotare la frazione di un impianto di depurazione che sia facilmente gestibile e mantenibile, comportando spese operative minime. L'intervento proposto con il presente progetto, inserito nel PIT, ha l'obiettivo di migliorare la qualità delle

acque del Canale demaniale denominato Fosso dei Mulini, utilizzato da aziende agricole che vi si attestano.

## 1.4 INQUADRAMENTO TERRITORIALE E CARATTERISTICHE DELL'UTENZA

### 1.4.1 Inquadramento Territoriale

L'area in cui viene realizzato l'impianto di fitodepurazione è posta nella frazione di Pugnano del comune di San Giugliano Terme (PI).



Figura 2. Inquadramento geografico dell'area



## 1.4.2 Inquadramento climatico

È stata condotta un'indagine preliminare sulle caratteristiche climatiche della zona in esame, con particolare riguardo alle temperature. Infatti i sistemi depurativi naturali quali la fitodepurazione sono fortemente influenzati dai fattori climatici, e in particolar modo dalla temperatura dei reflui: per individuare correttamente questo parametro abbiamo svolto un'indagine climatologica sulle temperature della zona interessata.

In San Giuliano Terme il clima è caldo e temperato. In San Giuliano Terme si riscontra molta più piovosità in inverno che in estate. Secondo Köppen e Geiger la classificazione del clima è Csa. San Giuliano Terme ha una temperatura media di 14.6 °C. Si ha una piovosità media annuale di 891 mm.

La temperatura media del mese di Agosto, il mese più caldo dell'anno, è di 23.1 °C. La temperatura media in Gennaio, è di 6.6 °C. Si tratta della temperatura media più bassa di tutto l'anno.

Il mese più secco ha una differenza di precipitazioni di 92 mm rispetto al mese più piovoso. 16.5 °C è la variazione delle temperature medie durante l'anno. 26 mm si riferisce alle precipitazioni del mese di Luglio, che è il mese più secco. Il mese con maggiori precipitazioni è Novembre, con una media di 118 mm.

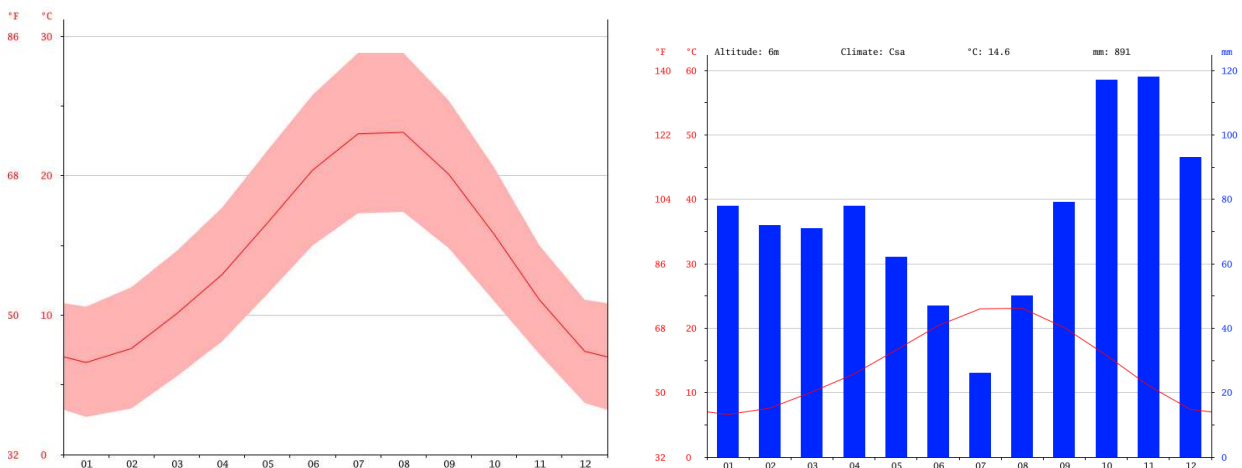


Figura 3 – Andamento della temperatura e delle precipitazioni medie nel Comune di San Giuliano Terme (<https://it.climate-data.org>)

Secondo le Analisi di Frequenza Regionale delle Precipitazioni Estreme - LSPP - Aggiornamento al 2012, si hanno le seguenti altezze di pioggia in 1 h, in riferimento a diversi tempi di ritorno:

Tr=2 anni	29 mm
Tr=10 anni	49 mm
Tr=20 anni	57 mm
Tr=50 anni	67 mm
Tr=100 anni	75 mm

## 1.4.3 Caratteristiche dell'utenza

Le acque reflue da trattare sono quelle convogliata da tre diversi rami:

- Ramo1 (zona A): zona abitata con carico stimato in 44 AE

- Ramo 2 (zona B): zona abitata con carico stimato in 30 AE più un ristorante con un numero massimo di coperti pari a 200 e 7 addetti.
- Ramo 3 (zona C): zona abitata attualmente non allacciata alla fognatura, con carico stimato in 10 AE

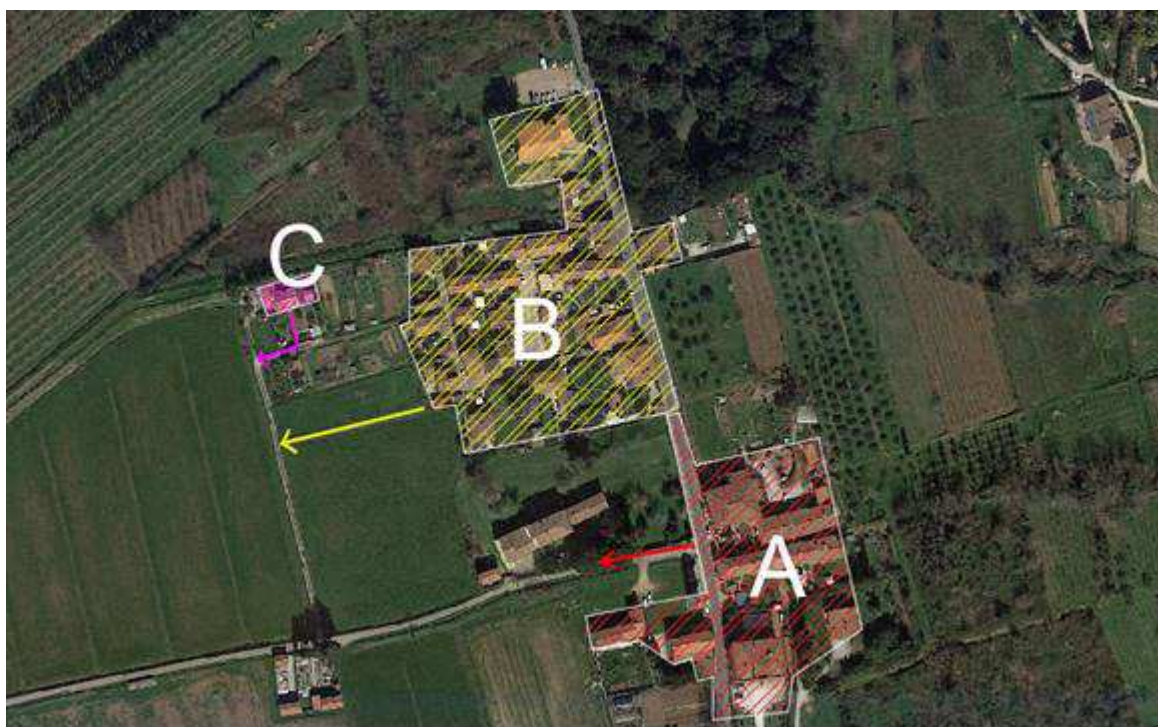


Figura 4 – Schematizzazione fognature esistenti e bacini drenati

<i>Tipo di zona</i>	<i>Area drenata</i>	<i>Abitanti</i>
A	10.000	44
B	14.700	30 (più ristorante)
C	400	10

Tabella 1– Caratteristiche bacini drenati

Le **acque reflue civili** sono calcolate assumendo i valori tipici per gli abitanti equivalenti, cioè consumo idrico di 200 l/g x A.E, ed un carico organico di 60 gBOD/g x A.E (Masotti 2011), d cui si ottiene la seguente caratterizzazione del refluo delle utenze domestiche.

	<b>Utenze domestiche</b>
abitanti totali (Ramo1 + Ramo 2 + Ramo 3)	84
Portata media giornaliera (m <sup>3</sup> /g)	16,8
BOD (kg/giorno)	5,04
BOD (mg/l)	300

Tabella 2– Caratterizzazione acque reflue domestiche

Le acque reflue del ristorante, che attualmente sono trattate con un impianto a fanghi attivi di piccola taglia che non garantisce elevati rendimenti depurativi, sono stimate assumendo i valori riportati in Masotti e Verlicchi (2005), che indicano per i ristoranti consumi idrici di 35-60 l/d per impiegato e 10-12 l/d per posto servito e carichi organici di 15 gBOD/d per impiegato e 10-15 gBOD/d per posto servito.

A favore di sicurezza, si assume un contributo da parte dell'impianto a fanghi attivi pari ad una rimozione del 60% del carico organico prodotto in corrispondenza del numero massimo di coperti, ottenendo la caratterizzazione riassunta alla tabella seguente.

	<b>Ristorante</b>
Portata media giornaliera (m <sup>3</sup> /g)	2.82
BOD (kg/giorno)	0,85
BOD (mg/l)	300

Tabella 3– Caratterizzazione acque reflue del ristorante assimilabili a domestiche

Si noti come secondo la tabella 3 del DL152/06 la concentrazione massima di BOD scaricabile in fognatura sarebbe di 250 mg/l, quindi si è assunto 300 mg/l a favore di sicurezza.

La concentrazione delle acque reflue nere è quindi ottenuta facendo media pesata

$$C_{nere} = \frac{C_{civili} Q_{civili} + C_{ristorazione} Q_{ristorazione}}{Q_{civili} + Q_{ristorazione}}$$

dove:

- $Q_{civili}$  portate dovute alle utenze civili
- $Q_{ristorazione}$  portate dovute alle attività di ristorazione
- $C_{civili}$  concentrazione reflui da utenze civili
- $C_{ristorazione}$  concentrazione reflui da attività di ristorazione

Portata media: 19.6 m<sup>3</sup>/g

Concentrazione di BOD: 300 mg/l

Carico organico massimo trattato: 5,9 KgBOD/giorno

A.E. TOTALI RIFERITI A CARICO ORGANICO: 5900/60 = 98 A.E.

A.E. TOTALI RIFERITI A CARICO IDRAULICO: 19600/200 = 98 A.E.

**>>> POTENZIALITA' IMPIANTO 98 A.E. < 2000 A.E.**

## 1.5 SCELTA DELLA SOLUZIONE PROGETTUALE E DELLA TIPOLOGIA DEPURATIVA

La soluzione progettuale approntata dal Comune in fase preliminare e ripresa nella presente progettazione definitiva, prevede di raccogliere i 3 scarichi presenti che drenano le aree A, B, C, togliendo in tal modo gli scarichi dai fossi della zona (si veda figura seguente).

Per far questo, sarà realizzato un collettore fognario con percorrenza su strada fino al cimitero che raccoglie lo scarico della zona A; all'altezza del cimitero si percorrerà quindi la strada bianca fino a raccogliere lo scarico della zona B; nello stesso punto sarà prolungato lo scarico della zona C, di modo da confluire in un pozzetto di confluenza e successivamente in una stazione di sollevamento che permette il pompaggio delle acque verso l'area di impianto.

Il pompaggio è necessario per agevolare l'attraversamento del Rio di Civitogna che risulta essere pensile, raggiungere le aree individuate dal Comune per il sistema di depurazione e per consentire poi il funzionamento e lo scarico finale dell'impianto di depurazione interamente per gravità.

Il Comune di San Giuliano ha scelto di dotare la frazione di un piccolo impianto di depurazione naturale (fitodepurazione).



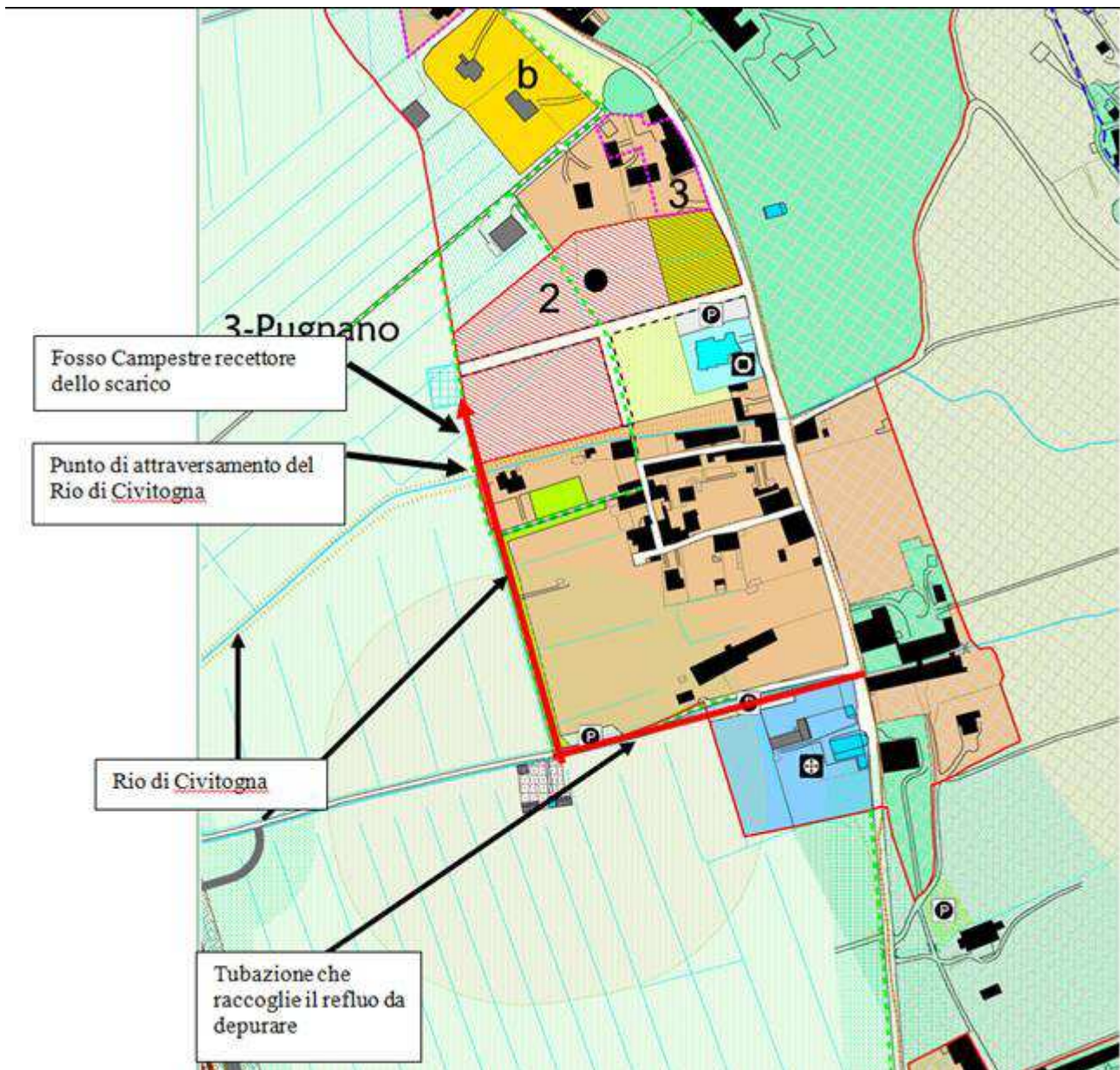


Figura 5 – Schema fognario proposto nel progetto preliminare, fornito dal Comune di San Giuliano Terme

### 1.5.1 Vantaggi dei sistemi di fitodepurazione

Il ricorso ad un sistema di fitodepurazione per trattare i reflui di piccole e medie comunità può presentare evidenti vantaggi in termini di minimizzazione dei costi di gestione: si potrà gestire l'impianto con semplici visite periodiche, evitando la presenza costante di personale sul posto. Inoltre con questa tipologia impiantistica non abbiamo produzione di fango biologico, prodotto in fase successiva a quella di ossidazione, da smaltire.

Al vantaggio gestionale, la scelta della fitodepurazione unisce un altro vantaggio rilevante: il miglioramento dell'efficienza depurativa nei mesi estivi, quando il corpo idrico, per la riduzione delle portate, è maggiormente sensibile ai carichi inquinanti che riceve. Il miglioramento dei rendimenti nel periodo estivo non richiede alcun intervento gestionale, avviene naturalmente in quanto le rese depurative sono direttamente proporzionali alla temperatura.

Naturalmente, perché questi vantaggi siano reali, occorre che il sistema di fitodepurazione sia il più semplice possibile, compatibilmente con gli obiettivi di qualità degli scarichi rispetto al corpo recettore; per questo motivo si è optato per la scelta di sistemi a flusso sommerso orizzontale.



In generale i sistemi di fitodepurazione si dividono in due gruppi:

- **SFS:** sistemi a flusso sommerso
  - Orizzontale (SFS-h o HF)
  - Verticale (SFS-v o VF)
- **FWS:** sistemi a flusso superficiale.

Le tipologie impiantistiche più applicate in Europa sono quelle con macrofite radicate emergenti.

### 1.5.2 Sistemi a flusso sommerso orizzontale (SFS-h o HF)

I sistemi HF o SFS-h (flusso sommerso orizzontale) sono costituiti da vasche contenenti materiale inerte con granulometria prescelta al fine di assicurare una adeguata conducibilità idraulica (i mezzi di riempimento comunemente usati sono ghiaia e pietrisco); tali materiali inerti costituiscono il supporto su cui si sviluppano le radici delle piante elofite (è comunemente utilizzata la *Phragmites australis*). Le vasche devono essere opportunamente isolate dall'ambiente circostante mediante un sistema di impermeabilizzazione (membrane sintetiche in PEAD o EPDM). Il flusso idraulico dei liquami rimane costantemente al di sotto della superficie e scorre in senso orizzontale grazie ad una leggera pendenza del fondo del letto (Figura 6).

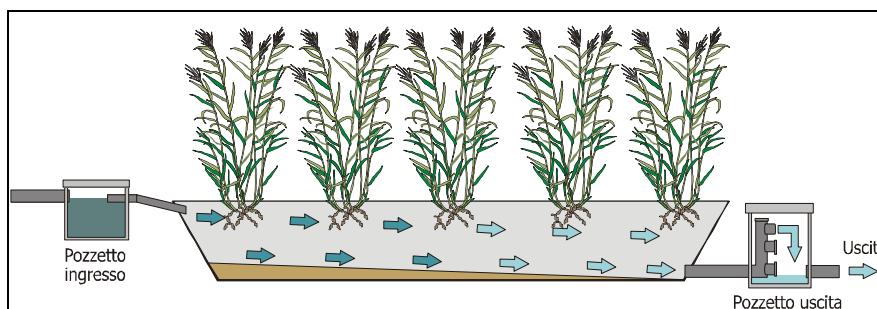


Figura 6 - Sistema a flusso sommerso orizzontale

Durante il passaggio dei reflui attraverso la rizosfera delle piante la materia organica viene decomposta dall'azione microbica, l'azoto viene denitrificato, se in presenza di sufficiente contenuto organico, il fosforo e i metalli pesanti vengono fissati per adsorbimento sul materiale di riempimento. I contributi della vegetazione al processo depurativo possono essere ricondotti sia allo sviluppo di una efficiente popolazione microbica aerobica nella rizosfera, sia all'azione di pompaggio di ossigeno atmosferico dalla parte emersa all'apparato radicale e quindi alla porzione di suolo circostante con conseguente miglioramento del livello di ossidazione del refluo. L'ambiente in cui viene a trovarsi il refluo è quindi variabile: da zone aerobiche più vicine ai rizomi a zone anossiche ed anaerobiche man mano che ci allontaniamo dal rizoma; questo favorisce da un lato lo sviluppo di diverse famiglie di microrganismi specializzati e dall'altro crea un ambiente sfavorevole per i microrganismi di origine fecale ed in particolare di quelli patogeni, particolarmente sensibili ai rapidi cambiamenti nel tenore di ossigeno disciolto.

Tra i sistemi di fitodepurazione, applicati per trattamento secondario dei reflui, quelli a flusso sommerso presentano spiccati vantaggi rispetto a quelli a flusso superficiale. Il flusso subsuperficiale, infatti, limita fortemente il rischio di odori, lo sviluppo di insetti, e può consentire l'utilizzo della zona adibita all'impianto da parte del pubblico. Inoltre, la presenza di un substrato offre una notevole superficie disponibile all'adesione ed alla conseguente crescita delle colonie batteriche responsabili dell'azione degradativa delle sostanze inquinanti e ciò comporta un minore dimensionamento del sistema rispetto a quello con flusso superficiale.

Nel seguente grafico si possono osservare i dati medi ricavati da circa 260 impianti di questa tipologia situati in paesi europei, in termini di qualità degli effluenti per i principali parametri.

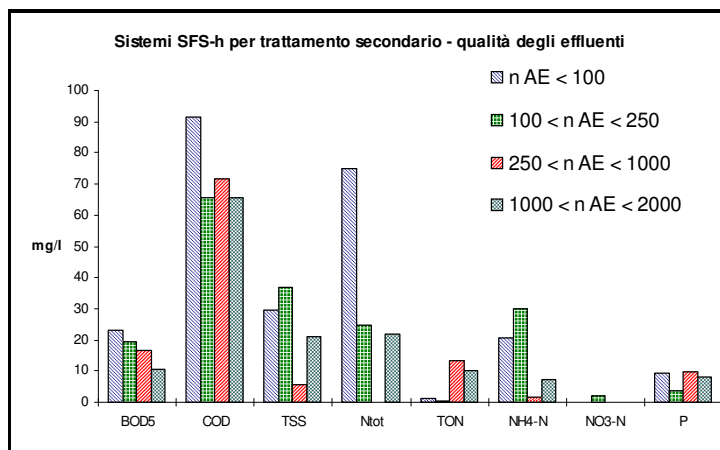


Figura 7 - Sistemi a flusso sommerso orizzontale: qualità degli effluenti

## 1.6 DESCRIZIONE DELL'AREA DI INTERVENTO E UBICAZIONE DEL NUOVO IMPIANTO

### 1.6.1 Localizzazione del sito

L'area in cui viene realizzato l'impianto di fitodepurazione è posta nella frazione di Pugnano del comune di San Giuliano Terme (PI).

La frazione di Pugnano presenta quote variabili tra i 5 e i 10 m s.l.m. e morfologia pianeggiante.

### 1.6.2 Inquadramento catastale, vincoli e autorizzazioni

L'area prescelta per la localizzazione dell'impianto è situata in una piccola parte dei terreni contrassegnati dalla particella **611** del Foglio **7** del Comune di San Giuliano Terme.

L'area non è sottoposta a vincolo paesaggistici o idrogeologico.

La zona interessata dalla realizzazione dell'impianto di fitodepurazione, è per buona parte in zona F5 di PRG ed è disciplinata dall'art.24 delle Norme Tecniche di Attuazione del Regolamento Urbanistico; in tali zone sono ubicate infrastrutture ed impianti tecnici di interesse generale, quali impianti di depurazione, impianti per il trasporto e la distribuzione di energia, acqua, gas, impianti di telecomunicazioni, impianti per la raccolta e lo smaltimento dei rifiuti, ecc. In tali zone il Regolamento Urbanistico si attua per intervento diretto previa approvazione dei relativi progetti esecutivi.

Una porzione dell'area rientra in aree di frangia a prevalente zona agricola.

Il collettore che porta i reflui all'impianto attraverserà il Rio della Civitogna; per tale attraversamento è richiesta autorizzazione per l'esecuzione dei lavori in alveo e per l'occupazione demaniale permanente ai sensi del RD 523/1904.

Sia lo scarico del troppo pieno della stazione di sollevamento che lo scarico dell'impianto avvengono in fossi campestri privi di toponimo, per cui non è richiesta alcuna autorizzazione ai fini dell'occupazione demaniale.

Gli scarichi devono invece essere autorizzati ai sensi della normativa regionale sugli scarichi (L.R. 20/2006 e R.R. 64R). Essendo gli scarichi corrispondenti ad una potenzialità inferiore ai 100 a.e., possono essere autorizzati direttamente dal Comune.

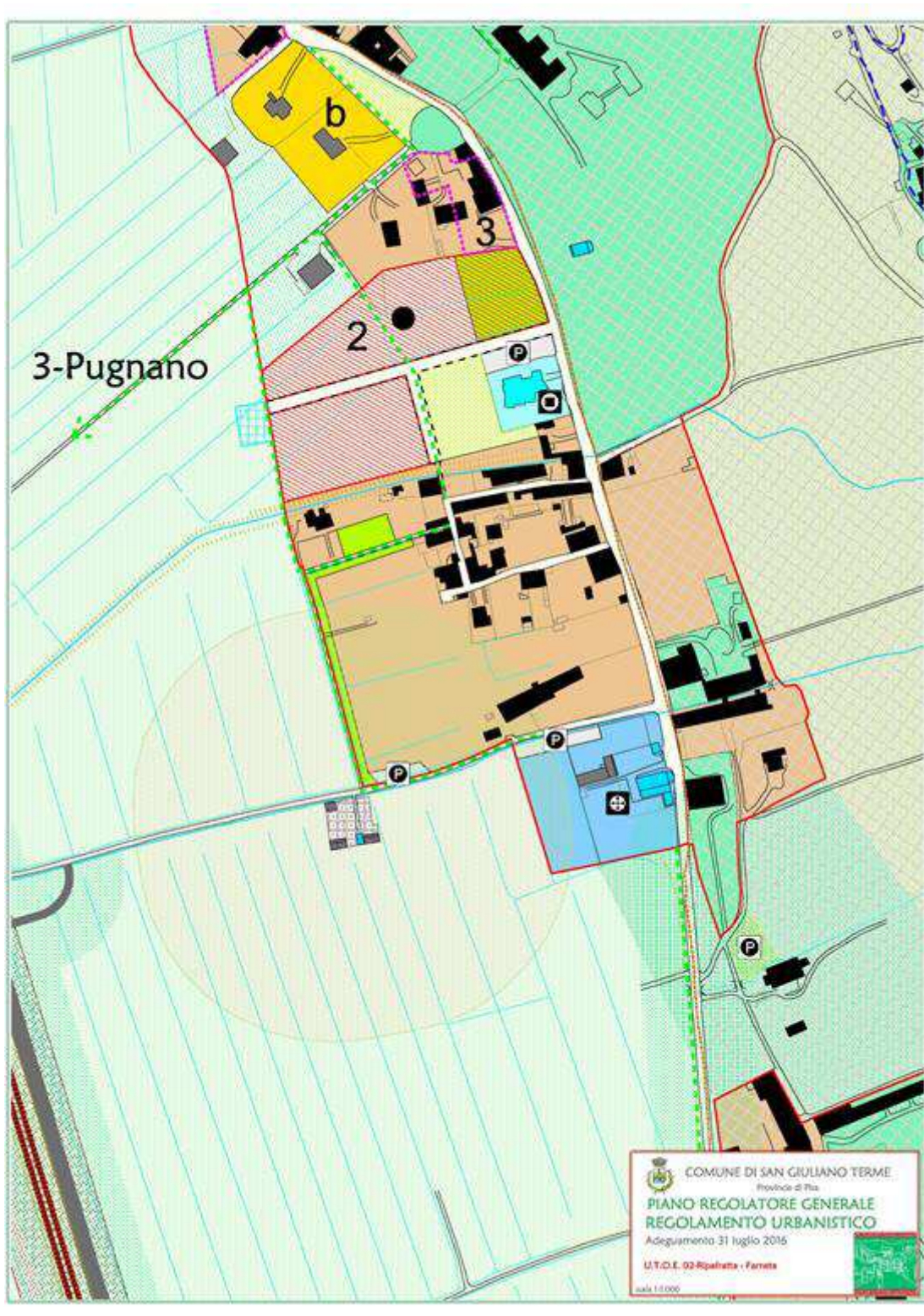
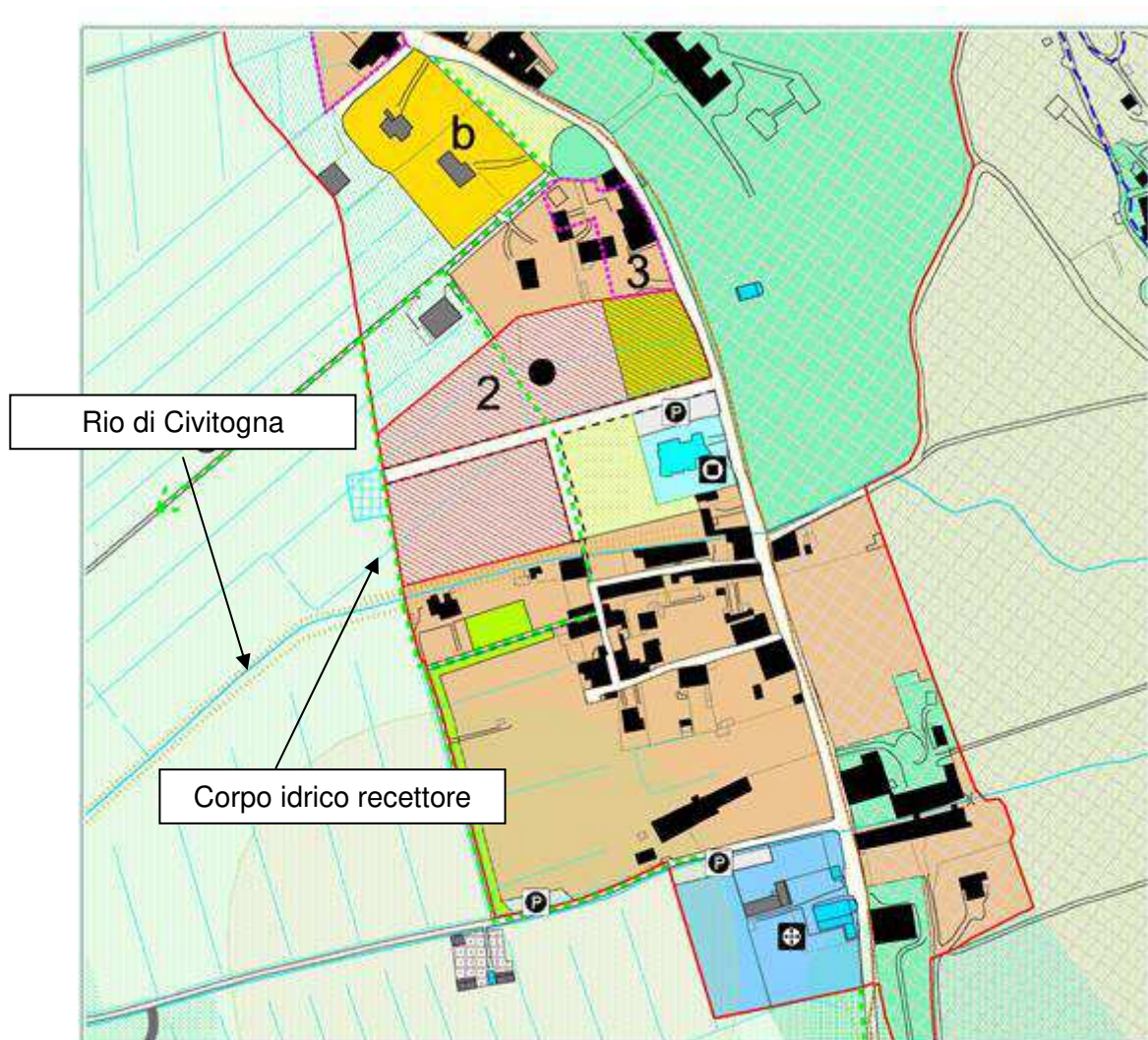


Figura 8 – Estratto di PRG comunale

### 1.6.3 Corpo idrico recettore

L'effluente dell'impianto verrà recapitato in un fosso facente parte del reticolo di drenaggio della zona che poi confluisce nel Canale Demaniale dei Mulini, come mostrato in figura 1 della presente relazione. Il fosso è indicato nella cartografia estratta dal PRG comunale.





## 1.7 FATTIBILITA' AMBIENTALE

L'impatto ambientale del sistema proposto è, chiaramente, molto ridotto rispetto ai sistemi convenzionali.

### 1.7.1 Compatibilità con vincoli esistenti

L'area non è sottoposta a vincolo paesaggistico o idrogeologico.

L'installazione di un impianto di fitodepurazione è in ogni caso, a tutti gli effetti, un intervento che contribuisce al mantenimento ed alla conservazione paesaggistica e ambientale dell'area e alla valorizzazione del verde grazie all'inserimento di essenze autoctone.

Il progetto prevede che:

- ✓ le vasche a flusso sommerso siano impermeabilizzate in modo da non creare interferenze con l'ambiente circostante (suolo e sottosuolo);
- ✓ le specie vegetali utilizzate per il sistema di fitodepurazione siano autoctone;
- ✓ vengano rimosse le tubazioni non interrate del sistema a fanghi attivi e ridotta l'altezza fuori terra delle vasche in cls grazie a riporti di terreno;



- ✓ siano smantellati la vasca di fitodepurazione esistente (la cui superficie è posta molto più in basso rispetto al terreno circostante) e il parcheggio adiacente per realizzare le nuove vasche di fitodepurazione, contribuendo così al generale miglioramento paesaggistico dell'area.

Il collettore che porta i reflui all'impianto attraverserà il Rio della Civitogna; per tale attraversamento è richiesta autorizzazione per l'esecuzione dei lavori in alveo e per l'occupazione demaniale permanente ai sensi del RD 523/1904. Il Rio si presenta nel tratto di interesse rettificato e leggermente sopraelevato rispetto al piano di campagna e in asciutta per gran parte dell'anno nel punto di attraversamento. Data l'entità minima dei lavori necessari alla posa di una condotta in pressione DN50, ed eseguibili nell'arco di una giornata, si prevede l'attraversamento in scavo mediante la realizzazione di trincea di larghezza 30 cm e profondità massima 1 m, con successivo riempimento della trincea, compattazione e riseminazione del tratto di rilevato arginale interessato dai lavori di modo da ripristinare la situazione originaria del rio.

### **1.7.2 Aspetti sanitari**

Dal punto di vista sanitario, essendo il sistema tale da garantire un processo totalmente aerobico e fortemente ossigenato (grazie all'effetto della vegetazione), la presenza di odori, aerosol e di insetti è praticamente nulla.

Si pensi che all'estero vi sono numerosi esempi di collocazione di impianti di fitodepurazione all'interno di aree urbane, addirittura tali da costituire giardini fruibili adiacenti o a ridosso delle abitazioni, presso condomini e quartieri.

### **1.7.3 Caratteristiche dei reflui in uscita dall'impianto**

Nella letteratura nazionale ed internazionale sono ampiamente documentate esperienze di monitoraggio di impianti concepiti con criteri simili a quello in oggetto.

I criteri di dimensionamento adottati, basati appunto sullo studio delle esperienze internazionali e nazionali, portano in via teorica all'ottenimento di un effluente con ottime caratteristiche chimico-fisiche e microbiologiche.

La temperatura dei reflui gioca un ruolo importante nella velocità di demolizione della sostanza organica ad opera dei microrganismi e quindi, a fronte di una temperatura media maggiore rispetto alle regioni più a Nord, di cui disponiamo di rilevamenti accurati, è prevista una resa conseguentemente maggiore nel trattamento depurativo, a parità di superfici utilizzate.

Per quanto riguarda l'aspetto microbiologico dell'effluente, dall'analisi della letteratura internazionale esistente sull'argomento e dalle nostre dirette esperienze, la rimozione dei batteri coliformi risulta decisamente efficace (90-99.99%): il continuo passaggio attraverso micrositi aerobici ed anaerobici nelle rizosfere e nel mezzo di riempimento sembra comportare uno stress per quei microrganismi non metabolicamente adattati a tenori diversi di ossigeno, provocando una drastica diminuzione delle colonie fino alla loro pressoché totale scomparsa. Inoltre, durante il passaggio dei reflui attraverso il medium avvengono processi di adsorbimento, filtrazione meccanica e sedimentazione che contribuiscono all'abbattimento degli stessi microrganismi oltreché dei nutrienti, dei metalli pesanti e di molecole organiche persistenti.

Anche l'apparato radicale sembra avere un ruolo attivo nell'abbattimento dei patogeni; infatti, in alcuni recenti studi si riporta che le radici producono dei metaboliti aventi effetto antibiotico sulla flora patogena.

## 1.8 DATI DI PROGETTO, CRITERI DI PROGETTAZIONE E RENDIMENTI IMPIANTO DI FITODEPURAZIONE

### 1.8.1 Generalità

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).

I dati di progetto utilizzati sono i seguenti:

PARAMETRI		Unità di misura
Numero di abitanti equivalenti trattati giornalmente	98	a.e.
Temperatura di progetto	8	°C
Portata giornaliera	19.6	m <sup>3</sup> /d
Concentrazione carico organico in ingresso come BOD <sub>5</sub> (dopo abbattimento del 25% nei primari)	225	mg/l
Portata media oraria	0,82	m <sup>3</sup> /h
Portata minima oraria da addurre a trattamento (coefficiente di diluizione minimo = 3)	2,45	m <sup>3</sup> /h
Portata pompa di sollevamento verso l'impianto	5,76	m <sup>3</sup> /h
Coefficiente di diluizione sfioratore (>3 come da normativa vigente)	7	

Tabella 4 – Dati di progetto del sistema di fitodepurazione

Data la maggiore elasticità degli impianti di fitodepurazione in corrispondenza delle punte di carico e data la necessità di garantire al sollevamento diametri e velocità sufficienti ad evitare sedimentazione di materiale solido, la portata della pompa scelta è pari a 1.6 l/s, quindi tale da assicurare un coefficiente di diluizione molto più alto di quello richiesto dalla normativa regionale per sfioratori di classe A2, ed un maggiore grado di protezione ambientale.

Il sistema prescelto è del tipo multistadio e prevede un primo stadio a flusso sommerso orizzontale (SFS-h), seguito da uno stadio a flusso sommerso verticale (SFS-v).

Sulla base dell'esperienza di sistemi di fitodepurazione realizzati in Italia (si veda il database del Gruppo italiano dell'IWA sull'uso delle macrofite per il trattamento delle acque, [www.iridra.com](http://www.iridra.com)), il modello di Reed, Crites & Middlebrooks si è rivelato il migliore per i sistemi a flusso sommerso orizzontale ed è quindi stato utilizzato per la previsione dei rendimenti del primo stadio a flusso sommerso orizzontale.

Per il dimensionamento dei bacini si è tenuto conto dei seguenti fattori:

- tipologia vegetale e quindi l'altezza utile dello strato filtrante;
- caratteristiche del mezzo filtrante (porosità dipendente dalla granulometria media);
- temperatura di riferimento e, conseguentemente, parametri delle cinetiche di reazione;
- concentrazioni di BOD<sub>5</sub> e del carico microbico in ingresso ed in uscita;
- pendenze medie dei bacini, scelte in funzione della porosità del mezzo e della lunghezza del bacino, in misura tale da non produrre dislivelli superiori a 30-50 cm (1-2%) sulla lunghezza del bacino nel senso del flusso.

I parametri utilizzati per il dimensionamento nella configurazione impiantistica ipotizzata sono riportati nella seguente tabella:

<b>PARAMETRI DI CALCOLO IMPIANTO DI FITODEPURAZIONE DI PROGETTO</b>		<b>Unità di misura</b>	<b>di</b>
Profondità media dei letti a flusso orizzontale (HF)	0.80	m	
Pendenza del fondo dei letti a flusso sommerso (HF)	1	%	
Porosità del medium nei sistemi HF (n)	0.35	Ghiaia 1 cm	
Conducibilità idraulica teorica sistemi HF (ks)	500	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> d	

Tabella 5 – Parametri di calcolo per il sistema di fitodepurazione

Le equazioni di dimensionamento adottate portano a precise superfici utili del sistema depurativo.

### Sistema di fitodepurazione

**Area superficiale utile 2° stadio (SFS-h) = 290 m<sup>2</sup>**

#### 1.8.2 Previsioni depurative

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.igidra.com](http://www.igidra.com)), si è assunto il modello di Reed, Crites & Middlebrooks, che si è rivelato adeguato per la progettazione di sistemi a flusso sommerso orizzontale per il trattamento delle acque di scarico ed è quindi stato utilizzato sia per il dimensionamento che per la previsione dei rendimenti dell'impianto di progetto.

<b>Parametro</b>	<b>Unità di misura</b>		
Popolazione servita	a.e.	98	98
Carico idraulico specifico	l/abxgiorno	200.0	200
Carico idr. giorn.medio	m <sup>3</sup> /giorno	19.6	19.6
Temperatura di progetto	°C	8	16
Carico organico specifico	gBOD/abxgiorno	60	60
Carico azotato specifico (TKN)	g/abxgiorno	10	10
Carico specifico di SS	g/abxgiorno	80	80
<i>Con i dati di progetto assunti si ottengono le seguenti concentrazioni in ingresso</i>			
BOD5	mg/l	300	300
Azoto ammoniacale (come N)	mg/l	50	50
Nitrati (come N)	mg/l	0,1	0,1
SST	mg/l	400	400
Escherichia Coli	UFC/100ml	10 <sup>6</sup>	10 <sup>6</sup>
<i>Le concentrazioni previste in uscita per i vari scenari sono le seguenti</i>			
BOD5	mg/l	30	8
Azoto ammoniacale (come N)	mg/l	35	30
Nitrati (come N)	mg/l	12	3
SST	mg/l	18	18
Escherichia Coli	UFC/100ml	10 <sup>3</sup>	10 <sup>3</sup>
<i>Specifiche tecniche del sistema di fitodepurazione</i>			
HRT totale del sistema	g	3,4	3,4

Tabella 6 – Caratteristiche del refluo in ingresso e in uscita dall'impianto

## 1.9 DATI DI PROGETTO E CRITERI DI PROGETTAZIONE FOGNATURA

Per il calcolo delle portate di pioggia drenate dalle superfici per le quali è stata progettata la rete fognaria di raccolta in oggetto, dati i brevi tratti da verificare, si è seguito un criterio più speditivo rispetto a metodi più complessi, quali il metodo dell'invaso o della corrivazione, che normalmente si usano nelle reti fognarie.

Secondo le Analisi di Frequenza Regionale delle Precipitazioni Estreme - LSPP - Aggiornamento al 2012, si hanno le seguenti altezze di pioggia in 1 h, in riferimento a diversi tempi di ritorno:

Tr=2 anni	29 mm
Tr=10 anni	49 mm
Tr=20 anni	57 mm
Tr=50 anni	67 mm
Tr=100 anni	75 mm

Il coefficiente di afflusso in fognatura può essere espresso secondo i valori della tabella seguente.

<i>Tipo di zona</i>	<i>Coefficiente di afflusso <math>\Phi</math></i>
Costruzioni dense	0,80 - 0,90
Costruzioni spaziate	0,6
Costruzioni con grandi cortili, giardini	0,5
Zone a villini	0,30 - 0,40
Giardini, prati, zone non costruite	0,2
Campi, parchi, boschi	0,05 - 0,10

Tabella 7 - coefficiente di afflusso in fognatura

Le fognature dei vari blocchi componenti la frazione in esame non sono disponibili, anche se si conoscono in linea di massima le aree drenate e gli scarichi finali. Parte dei tetti non sono connessi alla fognatura e scaricano direttamente i pluviali nelle aree a verde. La fognatura è stata quindi schematizzata secondo la figura seguente. I dati di progetto sono riassunti nella tabella seguente

<i>Tipo di zona</i>	<i>Area drenata</i>	<i>Coefficiente di afflusso <math>\Phi</math></i>	<i>AE</i>
A	10.000	0,4	44
B	14.700	0,4	44
C	400	0,5	10
Totale	25.100		98

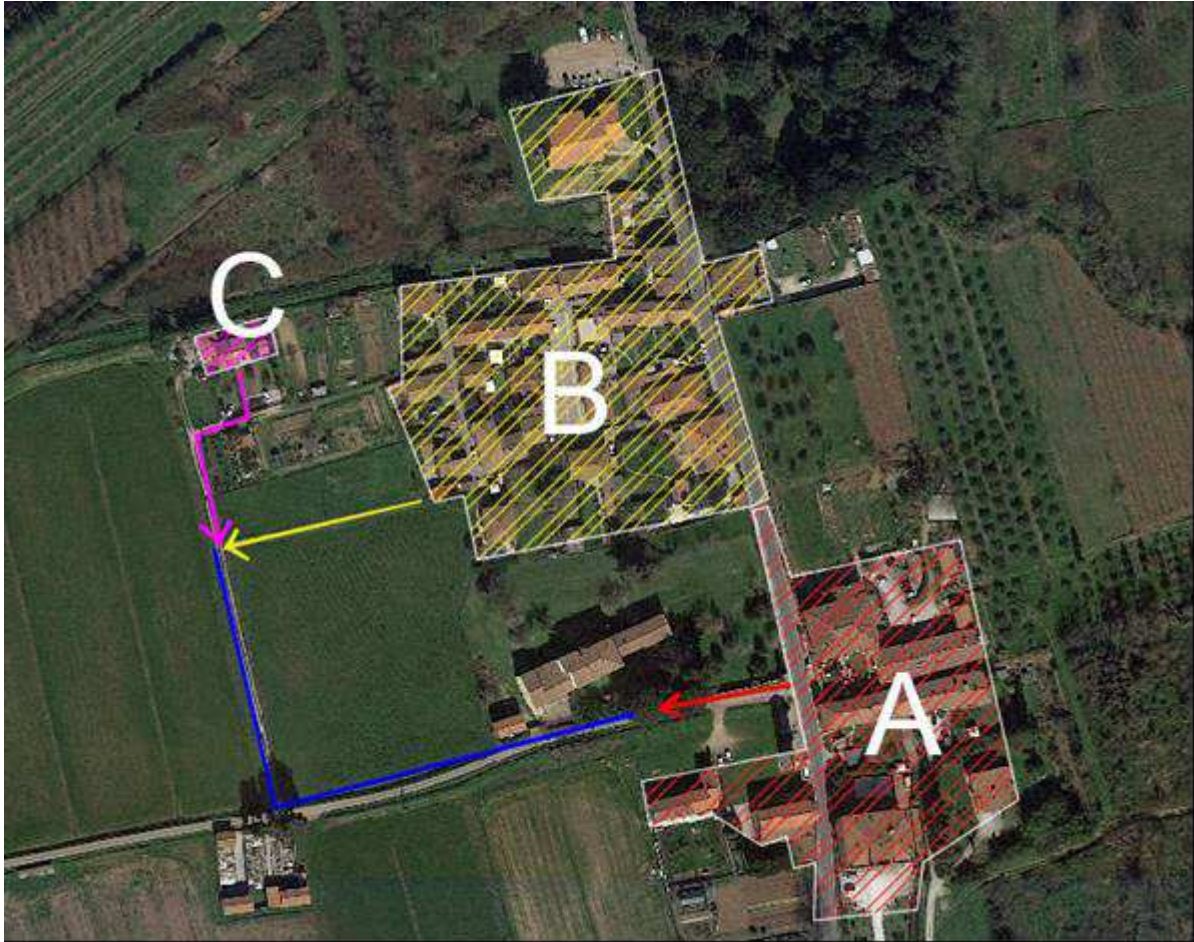
Tabella 8 – Schematizzazione aree fognatura

Le portate massime di acque nere sono riassunte nella seguente tabella, assumendo un coefficiente di punta pari a 5.

<i>Tipo di zona</i>	<i>AE</i>	<i>Q secco max (l/s)</i>
A	44	0,51
B	44	0,51
C	10	0,12

Tabella 9 – Portate massime di tempo secco





La portata di pioggia è stata calcolata come:

$$Q_{\text{pioggia}} (Tr) = \phi \times S_{\text{drenata}} \times \text{mm pioggia} (Tr)$$

Si ritiene sufficientemente cautelativo dimensionare la fognatura su un  $Tr=20$  anni e su coefficienti di riempimento del 50-60% in modo da assicurare comunque adeguati smaltimenti anche per tempi di ritorno superiori.

Di seguito si riporta il calcolo delle portate massime in tempo di pioggia, incluso le portate massime nere

	mm/h	Qmax A (l/s)	Qmax B (l/s)	Qmax (l/s)	Tot (l/s)
Tr=2 anni	29,00	33	54	4	91
Tr=10 anni	49,00	55	90	6	151
Tr=20 anni	<b>57,00</b>	<b>64</b>	<b>105</b>	<b>7</b>	<b>176</b>
Tr=50 anni	67,00	75	123	8	206
Tr=100 anni	75,00	84	137	9	230

Tabella 10 – Calcolo delle portate per ogni zona in progetto

## **2. RELAZIONE TECNICA E DISCIPLINARE DESCRITTIVO DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI L'OPERA**

### **2.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'IMPIANTO**

Lo schema dell'impianto dopo gli interventi di manutenzione straordinaria è il seguente:

- Stazione di sollevamento
- Trattamento primario con fossa settica tricamerale;
- Sistema di fitodepurazione HF, costituito da 2 bacini operanti in parallelo aventi una superficie complessiva di 290 m<sup>2</sup>;
- Pozzetto di campionamento finale;
- Scarico nel fosso

### **2.2 FOGNATURA E COLLEGAMENTI FOGNARI**

#### **2.2.1 Scavi**

La tipologia dello scavo per la posa delle tubazioni è a sezione ristretta obbligata con riutilizzo delle materie escavate per i successivi riempimenti.

La fase di ripristino è molto delicata, dovendo assicurare che i terreni smossi non costituiscano via preferenziale per il ruscellamento delle acque meteoriche e quindi potenziali vie di erosione e di infiltrazione. Il terreno di riempimento dovrà essere adeguatamente costipato, in modo che non vengano a crearsi depressioni lungo il tracciato di scavo.

#### **2.2.2 Tubazioni**

I tratti di condotte fognarie in pressione sono realizzati mediante tubazioni in Pead a norma UNI 10910 – PE100, minimo PN10 per condotte di scarico interrate; i collegamenti sono realizzati mediante saldatura dei giunti testa a testa o mediante raccordi a compressione. Le tubazioni hanno superficie liscia, colore nero, marcatura ogni metro indicante per esteso il marchio IIP ed il N° distintivo dell'Azienda produttrice, il tipo, il diametro esterno, la pressione nominale, la data di produzione, la linea di produzione, il turno di lavoro e devono essere prodotte e controllate secondo gli standard Europei ISO 9002.

Tutti i tratti fognari e le tubazioni di collegamento a gravità per i tratti dell'impianto, i pezzi speciali e il regolatore di livello sono in PVC rigido conformi norma UNI EN 1401-1 tipo SN4 per condotte di scarico interrate di acque civili e industriali, giunto a bicchiere con anello in gomma, contrassegnati ogni metro con marchio del produttore, diametro, data di produzione e simbolo IIP.

Per facilitare la ricerca della condotta e garantire l'integrità della stessa in caso di lavori in aree limitrofe, al di sotto dello strato di terreno di risulta, viene steso un nastro di localizzazione di tipo Safer, della larghezza di mm 100 e lunghezza pari a quella delle condotte, costituito da un doppio film in polietilene (uno azzurro e l'altro trasparente) all'interno del quale sono inseriti due fili in acciaio; il nastro è marchiato ogni metro sul lato interno del film trasparente con la scritta indelebile "Attenzione tubo fognatura".

#### **2.2.3 Rinterri**

Il riempimento dello scavo per i tratti in campagna e su strada sterrata sarà così effettuato, partendo dal fondo, sia per i tratti a gravità che a pressione:

- sabbia fino a 10 cm sotto il piano di posa delle condotte e fino almeno 10 cm sopra la generatrice superiore dei tubi;
- terreno di risulta dello scavo adeguatamente costipato

Il riempimento dello scavo per quanto riguarda i tratti sotto strada asfaltata sarà così effettuato, partendo dal fondo:

- sabbia fino a 10 cm sotto il piano di posa della condotta e fino a 10 cm sopra la generatrice superiore del tubo;
- terreno di risulta dello scavo adeguatamente costipato;

La pavimentazione stradale sarà ricostituita nel seguente modo:

- ad assestamento avvenuto, ripristino con conglomerato bituminoso a caldo steso in uno strato, di 10 cm del tipo "BINDER chiuso in conglomerato bituminoso, steso con vibrofinitrice, compreso ancoraggio, mano d'attacco per la larghezza dello scavo più 10 cm per parte, opportunamente azzerato alla vecchia pavimentazione.

### 2.3 STAZIONE DI SOLLEVAMENTO

Le tubazioni confluiscono in un pozzetto di confluenza in cemento armato di dimensioni 1x1 m in pianta e provvisto di chiusino di ispezione in ghisa sferoidale C250. Da questo una tubazione DN315 si collega con la successiva stazione di sollevamento.

La stazione di sollevamento è costituita da un manufatto in pianta di dimensioni esterne 1.5x1.5x2.5 m, provvisto di chiusino in ghisa sferoidale C250 di dimensioni sufficienti per l'estrazione delle pompe. La fondazione dei pozzetti viene fatta mediante soletta armata con doppia rete elettrosaldata di spessore minimo 10 cm, poggiata su strato drenante in ghiaia 3-5 cm di spessore minimo 20 cm.

L'impianto di pompaggio avrà le seguenti caratteristiche:

- N° e tipo di pompa: 2 Pompe centrifughe sommersa per liquami e fanghi, girante a canale
- Tubazione di mandata pompa: PEAD PFA10 DN65
- Prevalenza richiesta 8 m
- Dislivello geodetico 4.5 m
- Portata sollevata 1.6 l/s
- Potenza nom. Motore 1.2 kW
- Potenza assorbita al punto di lavoro 0.8 kW.

Ogni pompa sommersa è completa dei seguenti accessori:

- piede di accoppiamento automatico da fissare sul fondo vasca, con curva flangiata UNI PN 16, completo di tasselli di fissaggio e porta guide;
- Catena per il sollevamento in acciaio zincato di metri 5;
- Cavo elettrico sommergibile lunghezza m 10 di potenza, sezione 4G1,5 mm<sup>2</sup>.

Nel pozzetto di fianco, sulla condotta di mandata in Pead sono installate in orizzontale:

- 2 valvola di ritegno del diametro nominale di 65 mm a Palla in ghisa sferoidale per pressione di esercizio 10 Atm;
- 2 saracinesca del diametro nominale di 65 mm a corpo piatto con corpo e volantino in ghisa, anelli di tenuta in ottone e albero in acciaio Inox.

La stazione di sollevamento ed i galleggianti sono controllati tramite un quadro elettrico speciale di protezione e comando automatico trifase da 2.5 kW, custodito in armadio in poliestere a doppia porta cieca grado di protezione IP65 posizionato su basamento in cemento. L'armadio conterrà montati e collegati i seguenti materiali:

- Sezionatore rotativo generale, completo di manovra bloccoporta lucchettabile;
- Portafusibili tripolare completo di fusibili a caratteristica ritardata per la protezione di n°2 pompe;

- Avviatore diretto completo di teleruttore e relè termico compensato per n°2 pompe;
- Selettore MAN-0-AUT (posizione manuale non stabile) per n°2 pompe,;
- Spia di segnalazione presenza tensione per n°2 pompe;
- Spie di segnalazione marcia e disfunzione per n°2 pompe;
- Trasformatore per circuiti ausiliari di potenza adeguata per n°2 pompe;
- Relè per automatismi di funzionamento;
- Dispositivo contatore per cadauna pompa;
- Materiale vario di cablaggio, morsetti di connessione, targhette indicatrici e quant'altro necessario per la realizzazione del quadro elettrico a regola d'arte.

In caso di portate maggiori della portata massima oraria di progetto, un troppo pieno adduce le acque direttamente al fosso sottostante.

Lo scaricatore è dimensionato per avere un coefficiente di diluizione pari a 7; il tubo di scarico del troppo pieno è DN400 in PVC SN4.

Sulla condotta in arrivo verrà montata una griglia a cestello per acque di rifiuto urbane o industriali contenenti corpi grossolani: cestello estraibile e paratoia con fori di drenaggio, in profili di acciaio in acciaio Inox AISI 316; fornita con 2 m di guide e catena per il sollevamento separato del cestello e della paratoia, staffe e tasselli di ancoraggio a parete.

## 2.4 FOSSA SETTICA TRICAMERALE

La fossa settica tricamerale verrà realizzata mediante prefabbricato monoblocco in cemento armato. La fondazione viene fatta mediante soletta armata con doppia rete elettrosaldata di spessore minimo 20 cm, poggiata su strato drenante in ghiaia 3-5 cm di spessore minimo 20 cm.

Nella vasca settica tricamerale il liquame subisce una sedimentazione primaria durante la quale vengono abbattuti i solidi sospesi sedimentabili.

La fossa settica tricamerale è costituita da tre camere con la prima di volume pari a circa la metà del volume totale; dovrà essere rettangolare con la lunghezza non inferiore a due volte e non superiore a quattro volte la larghezza. L'altezza del pelo libero dovrà essere compresa tra 1,5 e 2 m. I dispositivi per l'afflusso e l'efflusso dei liquami, così come quello per la comunicazione da una camera all'altra, realizzati a "T", di diametro non inferiore a cm. 10, dovranno immergersi almeno di 30 cm. al di sotto del livello del liquido.

Fra i comparti, sopra il livello liquido, occorre provvedere a fori di ventilazione in modo da mantenere uniforme la pressione; occorre inoltre garantire una ventilazione esterna con lo scopo di evacuare i gas odoriferi prodotti dalla fermentazione.

Il volume complessivo del comparto sarà di **30 m<sup>3</sup>** (circa 300 l/ae), quindi sufficiente come trattamento primario dell'utenza prevista considerando uno svuotamento l'anno. Considerando infatti una produzione di fango pari a 0,3 l/gg x a.e., la produzione annuale di fango è pari a circa 10 mc, pari ad un'altezza liquida dei fanghi in vasca di 0,5 m. A disposizione dei processi di sedimentazione abbiamo quindi un volume di 20 mc, pari a circa 200 l/a.e.: per una buona sedimentazione sono in genere richiesti circa 200 l/a.e in piccoli sistemi di sedimentazione primaria secondo varie fonti di letteratura.

<b>Descrizione</b>	Manufatto interrato in c.a.v. a pianta rettangolare separato internamente in tre comparti collegati idraulicamente tra di loro, munito di chiusini di ispezione, setti longitudinali separatori, valvole di sfiato; realizzazione in opera, rinfianchi in Rck 150 di spessore non inferiore a 200 mm
<b>Funzionamento</b>	il liquame percorrendo le tre camere subisce una sedimentazione primaria durante la quale vengono abbattuti i solidi sospesi sedimentabili



<b>Requisiti minimi</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- la vasca viene composta da una vasca monoblocco tricamerale di dimensioni esterne 2.50 x 8.50 m, suddivisa in tre comparti di cui il primo è pari al doppio degli altri due ;</li> <li>- profondità del liquido minima m. 1.70</li> <li>- i dispositivi per l'afflusso e l'efflusso dei liquami e per la comunicazione da una camera all'altra sono realizzati a "T", di diametro non inferiore a cm. 10, e dovranno immergersi almeno di 30 cm. al di sotto del livello del liquido.</li> <li>- Volume utile 30 mc</li> </ul>
<b>Tubazioni in entrata</b>	- N°1 DN160
<b>Tubazioni di uscita</b>	N°2 DN125 verso fitodepurazione, posti allo stesso livello di modo da garantire la eguale ripartizione delle portate in arrivo
<b>Accessori</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- dispositivi per l'afflusso e l'efflusso dei liquami, così come quello per la comunicazione da una camera all'altra, realizzati a "T", di diametro 160 mm, immersi almeno 30 cm. al di sotto del livello del liquido;</li> <li>- fori di ventilazione fra i comparti, sopra il livello liquido;</li> <li>- soletta carrabile leggera;</li> <li>- chiusini di ispezione in ghisa carrabili C250 in e out DN600 ed in corrispondenza di ogni dispositivi di afflusso, luce netta 500x500 mm.</li> </ul>

## 2.5 MOVIMENTI TERRA PER LA FORMAZIONE DELLE VASCHE DI FITODEPURAZIONE

Durante la fase iniziale dei movimenti terra per la creazione dei terrazzamenti atti a contenere le vasche si deve aver cura di accatastare in sito la parte superficiale del terreno asportato per poterlo spargere, a fine lavori sul profilo modificato.

Le superfici non direttamente interessate da manufatti o vasche dell'impianto devono essere rettificata e modellata per permettere il ruscellamento delle acque meteoriche verso i fossetti naturali di drenaggio, ma non spianate eccessivamente, per evitare che all'impatto visivo si presentino superfici troppo artificializzate.

Il fondo dello scavo dovrà essere stabile ed accuratamente livellato prima della posa del letto di sabbia e dei rivestimenti, in modo da evitare pietre affioranti ed avvallamenti.

Le vasche saranno realizzate leggermente fuori terra per consentire lo scarico per gravità nel fosso limitrofo, e per consentire il completo reimpiego delle terre escavate nell'ambito del cantiere.

## 2.6 SISTEMA HF

Il primo stadio del sistema di fitodepurazione è costituito da una vasca a flusso sommerso orizzontale, suddivisa idraulicamente in 2 settori uguali alimentati in parallelo. Ogni settore ha le seguenti caratteristiche:

Altezza media pelo libero	0.7 m
Pendenza dei letti	1 %
Porosità del materiale di riempimento (ghiaia Ø 10 mm)	0.35
Conducibilità idraulica ( $K_s$ )	500 m/d
Area utile superficiale totale	144 m <sup>2</sup>
Profondità media riempimento del letto	0.80 m
Altezza iniziale riempimento del letto	0.76 m
Altezza finale riempimento del letto	0.84 m
Lunghezza fondo vasca	8 m
Larghezza fondo vasca	18 m

Tabella 11 – Caratteristiche tecniche delle vasche di fitodepurazione HF

Le operazioni di preparazione delle vasche sono le seguenti:

- Realizzazione dello scavo a parete verticale per una profondità di 1,20 e messa in opera delle sbadacchiature in legname;
- nella zona perimetrale delle vasca già formata, a circa 50 cm, viene realizzata una piccola trincea per il rimborso dei tessuti e della membrana per garantire la stabilità al rilevato ed al telo.
- Posizionamento a metà vasca di sbadacchiature verticali in legno per la suddivisione della vasca in 2 settori uguali;
- Rivestimento con tessuto non tessuto (tnt) in fibra minerale del tipo 250 gr/mq.
- Collocazione di uno strato andante di sabbia naturale sul fondo delle vasche per ottenere la pendenza dell'1% e come elemento di protezione meccanica;
- Impermeabilizzazione con **geomembrana impermeabilizzante in polietilene** ad alta densità, costituita da un foglio in polietilene ad alta densità dello spessore di mm. 1.5 liscio di colore nero e realizzazione di cartella sulla membrana per il passaggio dei tubi in uscita dalla vasca. La saldatura dei manti é eseguita dal personale altamente qualificato e munito di patentino rilasciato dall'Istituto Italiano delle Saldature, con saldatrici automatiche sovrapponendo i lembi dei manti da unire di circa 15 cm. Il tipo di saldatura prevista sarà quella a doppia pista, che consiste nel portare a fusione mediante cuneo caldo i lembi sovrapposti lasciando un canale intermedio per eseguire la prova a pressione.
- Rivestimento con tessuto non tessuto (tnt) in fibra minerale del tipo 250 gr/mq.
- Ricoprimento e costipazione della trincea per il rimborso dei teli.
- Collocazione sulle sponde di un tessuto di juta a maglia larga (1 cm) sul perimetro della vasca. La Juta è collocata aderente alla sponda e fino al fondo vasca (affinché la ghiaia abbia una azione di pressione per il serraggio) ad un estremo, mentre all'altro è fissata mediante picchetti in acciaio.
- Collocazione dei sistemi di drenaggio mediante tubazione fessurata.
- realizzazione di vespai collocati all'estremità delle vasche SFS-h:
  - a. sistemi di alimentazione: mediante la posa in opera di **pietrisco del diametro medio 80-120 mm** non ordinato per i primi 80 cm di fondo vasca;
  - b. sistema di drenaggio: mediante la posa in opera di **pietrisco del diametro medio 40-70 mm** non ordinato;
  - c. collocazione dei sistemi di alimentazione nel vespaio di ingresso ad una altezza rispetto al fondo vasca di circa 50 cm, e successiva copertura con **pietrisco del diametro medio 80-120 mm** non ordinato fino alla quota di progetto della superficie superiore della vasca;
- riempimento della vasca di fitodepurazione con uno strato di **ghiaia del diametro medio 20 mm per la prima metà della vasca e 10 mm per la seconda metà**, rotonda e ben lavata per un'altezza media 80 cm di altezza misurata al centro della vasca, preferibilmente reperito o prodotto in loco, eseguito parzialmente con mezzi meccanici e spianato e costipato manualmente; è importante ottenere un letto di ghiaia orizzontale;
- piantumazione delle essenze vegetali prescelte (*Phragmites australis*) con una densità di 4 piante/m<sup>2</sup>.

## 2.7 POZZETTI

Tutti i **pozzetti** sono prefabbricati in c.a.v., per evitare la realizzazione in opera, riducendo i costi ed i rischi sul luogo di lavoro; sono completi di soletta di copertura, telaio e chiusino in ghisa, compreso la stuccatura degli elementi con malta cementizia, la sigillatura dei giunti, letto di posa e rinfianchi in Rck 150 di spessore non inferiore a 100 mm. In alternativa, per facilitare la gestione, possono essere utilizzati chiusini in ferro zincato a caldo martellinato. Il chiusino in ghisa dovrà essere verniciato di colore verde.

I pozzetti saranno eseguiti secondo i disegni di progetto, sia che si tratti di manufatti realizzati in opera che prefabbricati. I pozzetti previsti nell'impianto sono:

- n. 2 pozzetti di regolazione al servizio delle vasche HF;

- n. 2 pozzetti di ispezione al servizio delle vasche HF;
- N. 1 pozzetto di campionamento

<b>Pozzetti di ispezione vasca HF</b>	
<b>Descrizione</b>	Manufatto in calcestruzzo in cui arriva la tubazione dal pozzetto di ripartizione.
<b>Funzionamento</b>	Ha lo scopo di permettere l'ispezione del tubo in ingresso alle vasche e verificare la presenza di eventuali ostruzioni
<b>Dimensioni esterne</b>	0.60 x 0.60 m ed altezza 0.60 m
<b>Dimensioni interne</b>	0.40 x 0.40 m ed altezza 0.40 m
<b>Tubazioni in entrata</b>	N°1 DN90
<b>Tubazioni di uscita</b>	N°1 DN125
<b>Chiusino</b>	carrabile in ghisa C250
<b>Pozzetti di regolazione sistema HF</b>	
<b>Descrizione</b>	Manufatto in calcestruzzo in cui è inserito un pezzo speciale per la regolazione del pelo libero nella vasca, realizzato con raccordi e pezzi di tubazione in PVC.
<b>Funzionamento</b>	L'apertura del rubinetto permette di ottenere il livello del pelo libero voluto nella vasca HF: partendo dal basso si hanno le seguenti regolazioni: 1. Manutenzione impianto 2. Regolazione di regime standard 3. Avvio e manutenzione impianto In condizioni di funzionamento standard deve essere aperto il rubinetto 2 e chiusi tutti gli altri, compreso i tappi presenti nel pozzetto di svuotamento finale di emergenza delle vasche
<b>Dimensioni esterne</b>	1.00 x 1.00 m ed altezza 1.00 m.
<b>Dimensioni interne</b>	0.80 x 0.80 m ed altezza 0.80 m.
<b>Tubazioni in entrata</b>	N°1 DN160
<b>Tubazioni di uscita</b>	N°1 DN160
<b>Accessori</b>	Pezzo speciale di regolazione realizzato mediante pezzi di tubazione in PVC. La tubazione in arrivo dalla vasca HF è innestata su di una riduzione DN160 DE75 e su una T a 90, le cui estremità sono una collegata ad una tubazione connessa al pozzetto di svuotamento di emergenza delle vasche HF, l'altra innestata su di una tubazione verticale sulla quale sono installate alle altezze di progetto 2 T a 90° ognuna dotata di tappo a vite con guarnizione elastomerica in PVC DN75.
<b>Chiusino</b>	carrabile in ghisa C250
<b>Pozzetto di svuotamento sistema HF</b>	
<b>Descrizione</b>	Manufatto in calcestruzzo a cui arrivano le condotte di svuotamento di emergenza dei due settori, munite di tappo con guarnizione elastomerica da mantenere in condizioni operative sempre chiuso.
<b>Dimensioni esterne</b>	1.00 x 1.00 m ed altezza 1.20 m.
<b>Dimensioni interne</b>	0.80 x 0.80 m ed altezza 1.00 m.
<b>Tubazioni in entrata</b>	N°2 DN160
<b>Tubazioni di uscita</b>	N°1 DN160, connessa con tubazione di scarico finale se le quote lo permettono; in alternativa lo svuotamento avviene mediante l'utilizzo di una pompa di drenaggio portatile da inserire nel pozzetto.
<b>Chiusino</b>	Pedonale in ghisa B125
<b>Pozzetto di campionamento finale</b>	
<b>Descrizione</b>	Manufatto in calcestruzzo in cui fra le tubazioni in ingresso e quella di uscita c'è un dislivello di 30 cm in modo da permettere il prelievo manuale di campioni
<b>Dimensioni esterne</b>	0.80 x 0.80 m ed altezza 1.20 m.
<b>Dimensioni interne</b>	0.60 x 0.60 m ed altezza 1.00 m.
<b>Tubazioni in entrata</b>	N°1 DN160
<b>Tubazioni di uscita</b>	N°1 DN160
<b>Chiusino</b>	Pedonale in ghisa B125

## **2.8 OPERE ACCESSORIE**

### **2.8.1 Inerbimento mediante semina a spaglio**

Le aree complete degli impianti ad esclusione delle vasche di trattamento, verranno cosparse di terreno vegetale, accatastato in sito prima dell'inizio dei lavori e completamente inerbita per evitare il ruscellamento della terra lungo l'area dell'impianto, per evitare le specie indesiderate e per una migliore gestione e manutenzione dell'area.

La seminazione avverrà con la composizione stabilita dalla Direzione dei Lavori in funzione del contesto ambientale ovvero delle condizioni edafiche, microclimatiche e dello stadio vegetazionale di riferimento.

### **2.8.2 Recinzioni e cancello**

La recinzione sarà eseguita con rete metallica in filo di ferro zincato e plastificato a maglia sciolta, con sostegni in profilati di ferro sezione T posti ad interasse di 2 m con plinto di fondazione in cls, rete metallica a maglia romboidale 100 x 100 mm, con fili diam 2 mm (zincati e plastificati), filo metallico diam 3 mm per stesa rete. Altezza da terra 1.50 m, altezza rete 1.20 m, passaggio per avifauna 30 cm. E' previsto inoltre un cancello a due ante delle stesse caratteristiche della recinzione.

### **2.8.3 Scarico nel fosso**

Allo scarico nel fosso, come elemento di protezione statico e per evitare fenomeni erosivi della sponda, si provvederà ad un rivestimento in pietra del fondo e delle sponde del fosso; la tubazione nel punto di scarico verrà sagomata a bocca di flauto e sarà orientata nel verso della corrente. Data la pendenza del fosso non si ritiene che lo scarico possa creare problemi di impaludamento e stagnazione delle acque



### 3. RELAZIONI TECNICHE SPECIALISTICHE: VERIFICHE IDRAULICHE E DI PROCESSO E DIMENSIONAMENTO DEI SISTEMI DI DEPURAZIONE

#### 3.1 PORTATE

Di seguito si riporta il calcolo delle portate massime in tempo di pioggia, incluso le portate massime nere, come sviluppato al paragrafo 1.9.

	mm/h	Qmax A (l/s)	Qmax B (l/s)	Qmax C (l/s)	Tot (l/s)
Tr=2 anni	29,00	33	54	4	91
Tr=10 anni	49,00	55	90	6	151
Tr=20 anni	<b>57,00</b>	<b>64</b>	<b>105</b>	<b>7</b>	<b>176</b>
Tr=50 anni	67,00	75	123	8	206
Tr=100 anni	75,00	84	137	9	230

Tabella 12 – Calcolo delle portate massime in tempo di pioggia per ogni zona in progetto

Di seguito si riportano invece le portate medie e massime di tempo secco, sviluppate secondo le ipotesi descritte al paragrafo 1.8.

		Unità di misura
Numero di abitanti equivalenti	98	a.e.
Portata giornaliera	19,6	m <sup>3</sup> /d
Portata media oraria	0,82	m <sup>3</sup> /h
Portata minima oraria da addurre a trattamento (coefficiente di diluizione minimo = 3)	2,45	m <sup>3</sup> /h
Portata pompa di sollevamento verso l'impianto	5,76	m <sup>3</sup> /h
Coefficiente di diluizione (>3)	7	

Tabella 13 – Calcolo delle portate medie e massime in tempo secco all'impianto di fitpdepurazione

#### 3.2 STAZIONE DI SOLLEVAMENTO

Nel presente paragrafo sono riportati i metodi di calcolo usati per la progettazione e la verifica delle pompe e delle relative condotte di mandata della stazione di sollevamento presente nel progetto.

La stazione di sollevamento per l'alimentazione dell'impianto è costituita da n°2 pompe funzionanti una di scorta all'altra (cioè non funziona mai più di una pompa e l'altra fa da riserva attiva); la pompa è alloggiata all'interno di una vasca in cls di dimensioni interne in pianta 1.5x1.5 m, di profondità circa 3; l'altezza utile massima è di 0.25 m per un volume utile di 0,5 mc.

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:

$$C= 87/(1+\gamma/\text{radq}(R))$$

dove  $\gamma$  rappresenta un indice di scabrezza che per tubi in Pead assume il valore di 0.06.

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/sec<sup>2</sup>];

I valori assunti da  $\xi$  variano a seconda del tipo di problema e per il caso in esame sono stati assunti i valori di Tabella 14.

	Coefficiente $\xi$
<i>Brusco restringimento (imbocco)</i>	0.5
<i>curve a 90°</i>	0.17
<i>brusco allargamento (sbocco)</i>	1
<i>T a 90°</i>	1
<i>Valvola</i>	0.5

Tabella 14 – Coefficienti perdite di carico

La prevalenza della pompa H sarà data da

$$H = H_1+H_2 = H_1+JL+\xi Q^2/2gA^2$$

dove:

H1= dislivello geometrico da superare

H2= dislivello piezometrico

I risultati ottenuti sono raccolti in tabella seguente.

<b>Pompa</b>	
Lunghezza [m]	175
Dislivello geometrico [m]	5

Tabella 15 – Parametri geometrici di dimensionamento

	H [m]	Q (l/s)
<b>Pompa</b>	8	1.6

Tabella 16 – Prevalenze caratteristiche delle pompe

Le tubazioni scelte risultano in grado di smaltire la portata considerata. Le velocità previste nelle tubazioni risultano essere sufficienti ad assicurare l'autolavaggio delle tubazioni e ad evitare sedimentazioni e intasamenti (0.8÷1 m/s).

Si scelgono elettropompe sommergibili centrifughe con girante a canale per acque di scarico contenenti solidi sospesi.

La geometria della vasca dovrà essere tale da evitare zone morte, cioè non interessate dall'azione di richiamo delle pompe, e in modo che il flusso verso l'aspirazione delle pompe risulti il più possibile regolare, disaerato e libero da vortici: l'aria trascinata dalla corrente liquida in ingresso deve avere la possibilità di liberarsi dall'acqua prima di essere aspirata dalla pompa.

La portata media oraria in tempo secco è pari a 0.81 m<sup>3</sup>/h, cioè 0,23 l/s; quindi il coefficiente di diluizione assicurato dalla pompa è pari almeno a 7.

il volume utile viene calcolato secondo la seguente formula.

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

dove:

V = volume utile di accumulo (m<sup>3</sup>)

Q = portata della pompa in mandata (m<sup>3</sup>/s)

T = intervallo tra due attacchi successivi (s)

**Imponendo un numero massimo di avvii pari a 10 all'ora, si ottiene un volume utile minimo di 0,14 m<sup>3</sup>.** Quindi il volume utile scelto di 0.5 m<sup>3</sup> è ampiamente sufficiente.

Nella situazione con carico idraulico giornaliero di 19,6 mc/g, con le portate medie di progetto considerate risulta che la pompa lavora circa 3,6 h al giorno: considerando un costo dell'energia elettrica di 0,2 euro/kW e che la potenza assorbita dalla pompa risulta essere di 1 kW, si ottiene un consumo medio annuale pari a circa 250,00 Euro.

### 3.3 VERIFICHE DELLE TUBAZIONI A GRAVITA'

Nelle verifiche sul diametro scelto per le condotte a gravità si deve porre maggiore attenzione al limite inferiore in quanto l'allontanamento delle acque di scarico 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 testi consultati, si ritiene che la velocità minima delle acque nere nelle tubature sia circa 0.5 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<sup>1/6</sup> coefficiente di scabrezza di Manning-Strickler;

K coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler = 120 per specchi circolari in Pead;

i = pendenza del ramo;

S = area della sezione considerata, funzione di  $D_i$  = diametro interno della condotta;  
 R = raggio idraulico, anch'esso funzione di  $D_i$ .

Considerando l'ipotesi, particolarmente cautelativa, che gli specchi con la portata prevista si trovino riempiti solo a metà, cioè con un coefficiente di riempimento del 50%, si ha che

$$R = \frac{D_i}{4}$$

A questo punto, sostituendo al termine Q le portate medie precedentemente trovate, 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 trovate si procede come quanto indicato successivamente. In tal modo si possono trovare le reali velocità delle acque reflue nella condotta del diametro scelto.

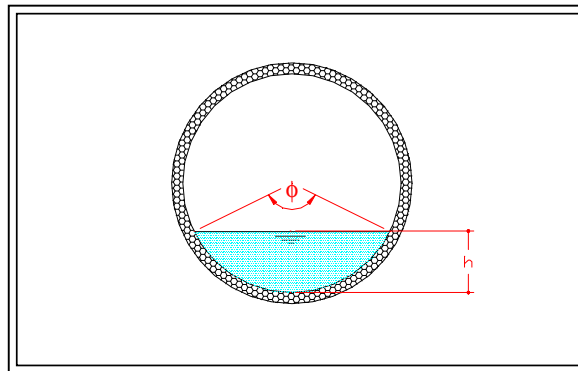


Figura 9 - Schema assunto per il calcolo del raggio idraulico

Se si scrive l'espressione del raggio idraulico R in funzione dell'angolo  $\Phi$  riportato in Figura 9, si ottiene che:

$$R = \frac{1}{4} \cdot \left( 1 - \frac{\text{sen } \Phi}{\Phi} \right) \cdot D_i$$

Sostituendo tale espressione nella formula di Chezy, l'unica incognita è proprio  $\phi$  e con un procedimento iterativo può essere facilmente calcolata. Da questa si può ottenere l'altezza d'acqua che si verifica nelle condotte: tramite semplici considerazioni trigonometriche si può infatti scrivere:

$$h = \frac{D_i}{2} \cdot \left( 1 - \cos \frac{\Phi}{2} \right)$$

Possiamo inoltre ricavare il coefficiente di riempimento della condotta:

$$\text{Coeff}(\%) = \frac{h}{D_i} \cdot 100$$

e di conseguenza anche la velocità effettiva in corrispondenza della portata desiderata

$$v = \frac{Q}{\pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot \text{Coeff} / 100}$$



Di seguito si riportano le verifiche eseguite per i tratti in progetto, riferiti alle situazioni con minore pendenza.

	Q (l/s)	pendenza (%)	Diametro scelto (mm)	riempimento	V (m/s)
<b>RAMO A</b>	64	1,0%	238	66,9%	2,0
<b>RAMO B</b>	105	1,0%	300	61,5%	2,3
<b>RAMO C</b>	7	1,0%	118	54,0%	1,2
<b>TOTALE</b>	176	1,0%	380	57,0%	2,6

Si può notare come le velocità non diano alcuna preoccupazione per quanto riguarda il limite massimo e quindi non ci sono particolari problemi di corrosione dei tubi. Le velocità (0,6 m/s) allo stesso tempo sono tali da non avere tempi troppo lunghi di allontanamento delle acque, che favorirebbero fenomeni putrefattivi.

### 3.4 DIMENSIONAMENTO, VERIFICHE E RENDIMENTI DEL SISTEMA DI FITODEPURAZIONE

Diverse sono le possibilità offerte in letteratura sul dimensionamento degli impianti di fitodepurazione: ciò è dovuto sia alla “giovane età” della tecnica di depurazione, sia al fatto che per il grande numero di processi che avvengono nel vassoio assorbente, molti dei quali tuttora dibattuti, è molto difficile arrivare ad una modellazione matematica esauriente, per cui appare fondamentale il ricorso alle esperienze registrate e ai dati sperimentali raccolti.

#### 3.4.1 Sistema a flusso sommerso orizzontale (HF)

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.iridra.com](http://www.iridra.com)), il modello di Reed, Crites & Middlebrooks si è rivelato migliore per i sistemi a flusso sommerso orizzontale ed è quindi stato utilizzato per la previsione dei rendimenti dello stadio a flusso sommerso orizzontale. In particolare si sono usate equazioni basate su una cinetica di primo ordine e si è assunto una condizione di plug-flow nelle vasche per gli inquinanti la cui rimozione avviene a causa di processi microbiologici: BOD5, azoto ammoniacale e azoto nitrico. Per gli altri parametri si sono usate equazioni separate, basate su regressioni eseguite su una prima versione del database del NADB (1993, Knight et al) sulle “constructed wetland”.

La forma generale del metodo 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<sup>-1</sup>;

$\theta_R$  = coefficiente di temperatura per la costante cinetica;  
 $K_R$  = costante cinetica alla temperatura di riferimento, in giorni<sup>-1</sup>;  
 $T_w$  = 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 m<sup>3</sup>/giorno.

Gli autori propongono i valori di Tabella 17 per i coefficienti in gioco a seconda dell'inquinante considerato.

Se $1 < T_w < 10$				
Parametro	BOD <sub>5</sub>	NH <sub>4</sub> -N	NO <sub>3</sub> -N	FC
T <sub>R</sub>	20	10	10	20
C residua	6	0.20	0.20	-
K <sub>R</sub>	1.104	K <sub>10</sub>	1.000	2.6
θ <sub>R</sub>	1.06	1.15	1.15	1.19

Se $T_w > 10$				
Parametro	BOD <sub>5</sub>	NH <sub>4</sub> -N	NO <sub>3</sub> -N	FC
T <sub>R</sub>	20	20	20	20
C residua	6	0.20	0.20	-
K <sub>R</sub>	1.104	K <sub>NH</sub>	1.000	2.6
θ <sub>R</sub>	1.06	1.048	1.15	1.19

Tabella 17 – 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 TW 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<sub>e</sub> = Concentrazione di SST nell'effluente fissata in base all'obiettivo depurativo, in mg/l;

C<sub>i</sub> = 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 coli fecali nell'effluente fissata in base all'obiettivo depurativo, in UFC/100ml;

$C_i$  = Concentrazione di coli 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<sup>-1</sup>;

$\theta_R$  = coefficiente di temperatura per la costante cinetica;

$K_R$  = costante cinetica alla temperatura di riferimento, in giorni<sup>-1</sup>;

$T_w$  = 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 m<sup>3</sup>/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 BOD<sub>5</sub>, 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.

Quindi la superficie richiesta dal trattamento può esser ricavata direttamente dalla formula generale del metodo riportata in apertura di paragrafo con riferimento agli obiettivi depurativi fissati per il parametro BOD<sub>5</sub>. I dati di progetto sono riassunti nella seguente tabella.

$Q_{mn}$ (Portata media giornaliera nel periodo di punta)	19,6 m <sup>3</sup> /d
Porosità del medium nei sistemi SFS-h ( $n$ )	0.35 Ghiaia $\phi$ 8 mm
Profondità media dei letti a flusso orizzontale SFS-h (altezza media pelo libero) ( $y$ )	0,7 m
Temperatura minima invernale dei reflui ( $T_w$ )	8 °C
Carico organico in ingresso	300 mgBOD5/l
Rimozione % con temperatura dei reflui di 8°C (obiettivo di depurazione) come BOD	90

Tabella 18 – Dati di progetto

Considerando un abbattimento del 25% nella fossa settica (Masotti, 2006), con la temperatura dei reflui di 8°C e con i valori delle costanti indicate in Tabella 17 riferite al BOD5 e attualizzate in base ai monitoraggi eseguiti su alcuni impianti realizzati dalla nostra società sul territorio italiano si ottiene una superficie utile di progetto di 290 m<sup>2</sup>.

Il tempo di ritenzione idraulica è pari a:

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

dove:

n = porosità del letto = 0,35;

S = area superficiale dell'intero sistema = 290 m<sup>2</sup>;

d = profondità del letto = 0,7 m;

Q = portata media che attraversa il sistema = 19,6 m<sup>3</sup>/giorno.

Con una superficie utile di 290 m<sup>2</sup> e con riferimento alla portata di progetto si ottiene un tempo di ritenzione idraulica (HRT) pari a 3,4 giorni.

Il regime idraulico dei sistemi sub-superficiali a flusso orizzontale (SFS-h) può essere definito dalla legge di Darcy, in cui il flusso dipende dalla conduttività idraulica del medium e dal gradiente idraulico del sistema:

$$Q = K_s A S$$

dove:

Q = portata (m<sup>3</sup>);

K<sub>s</sub> = conduttività idraulica di una superficie unitaria ortogonale alla direzione del flusso (m/s);

A = area della sezione del letto di trattamento (m<sup>2</sup>);

S = gradiente idraulico del sistema.

Si noti che l'area di progetto della sezione trasversale della trincea dipende da soli fattori idraulici. L'utilizzo dell'equazione di Darcy, in effetti, richiede che siano verificate le ipotesi di flusso laminare, portata costante e perfetta omogeneità del mezzo poroso. Nella realtà, non sussistono tali condizioni, ma si ritiene comunque accettabile l'uso di tale equazione.

La superficie superiore sarà perfettamente orizzontale, mentre la pendenza del fondo assume valori generalmente pari all'1% verso valle.

L'equazione di Darcy regola il flusso dell'acqua e il pelo libero in funzione della conducibilità idraulica del mezzo filtrante K<sub>s</sub>, della sezione trasversale W, della distanza L tra le due sezioni della vasca considerate, della pendenza del fondo e della portata idraulica Q. Esplicitando l'equazione di Darcy in funzione dell'altezza iniziale e finale del letto si ottiene:

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

dove:

H<sub>i</sub> = altezza iniziale letto

H<sub>f</sub> = altezza finale letto

W = larghezza del letto

K<sub>s</sub> = conducibilità idraulica

L = lunghezza del letto

Q = portata

Le caratteristiche delle vasche in esame e le relative verifiche sono di seguito elencate.



Vasca SFS-h	Unità di misura	
Area	m <sup>2</sup>	144
Larghezza fondo vasca	m	18
Lunghezza fondo vasca	m	8
H media p.l.	m	0.70
H media letto	m	0.80
Portata	l/s	0,8
Conducibilità idraulica Ks	m/die	500
pendenza	%	1

Tabella 19 – Caratteristiche idrauliche delle vasche di fitodepurazione

Considerando l'altezza media del letto come l'altezza del letto a metà del suo sviluppo longitudinale, e assumendo la pendenza del pelo libero mediamente uguale alla pendenza del fondo, si ottiene:

H <sub>i vasca</sub>	m	0,76
H <sub>f vasca</sub>	m	0,84
H <sub>i pelo libero</sub>	m	0,66
H <sub>f pelo libero</sub>	m	0,74
i	%	1

Tabella 20 – Altezze del riempimento e del pelo libero della vasca HF 1° stadio

Poiché svolgendo i calcoli con tali valori si trovano pendenze minori di quella di progetto, le vasche possono smaltire la portata di punta considerata.

Infatti poiché

$$i = \frac{H_f - H_i}{L}$$

posso anche scrivere dalla equazione di Darcy:

$$i = \frac{2 \cdot Q}{W \cdot K_s \cdot (H_f + H_i)}$$

Considerando la portata massima pari a quella della pompa (senza considerare quindi l'equalizzazione effettuata dalla vasca tricamerale), si ottiene una pendenza minima dello 1%. La vasca risulta quindi idraulicamente verificata.

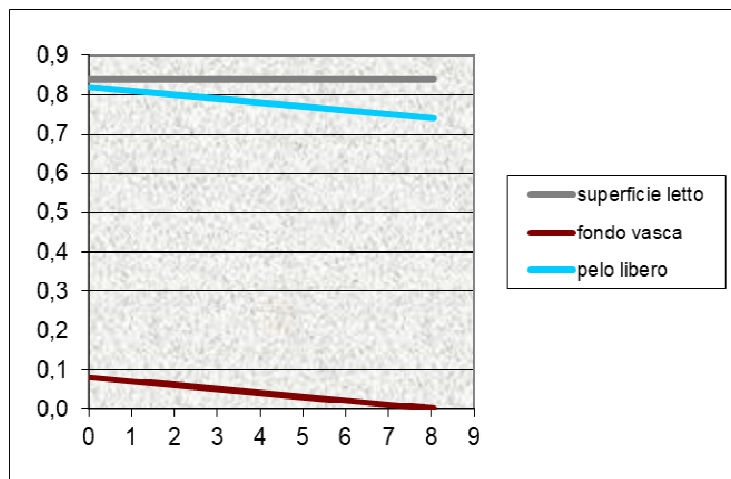


Figura 10 – Profilo idraulico della vasca a flusso sommerso orizzontale

Supponendo la profondità media bagnata pari al 95% di quella minima, e calcolando il valore dell'area trasversale con la legge di Darcy, abbiamo ricavato la larghezza minima del letto, che è risultata minore della larghezza scelta per  $Q = 1.6 \text{ l/s}$

L'EPA consiglia un valore limite superiore di  $0,5 \text{ kgBOD}_5/\text{m}^2$  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. Il valore che otteniamo è notevolmente inferiore a quello consigliato dall'EPA ( $0,19 \text{ Kg BOD}_5/\text{m}^2$ ) e quindi tale da preservare la vasca da fenomeni di intasamento.

#### 4. AVVIO DI UN IMPIANTO DI FITODEPURAZIONE

La fase di avvio di un impianto di fitodepurazione è molto delicata in quanto comprende l'attecchimento e lo sviluppo delle piante e un periodo in cui le componenti del sistema (piante, terreno, organismi microbici) tendono a raggiungere uno stato di equilibrio dinamico relazionato alle condizioni idrologiche in cui vengono a trovarsi: alcuni processi di rimozione hanno bisogno di un breve periodo per diventare completamente operativi, mentre altri possono richiedere svariati mesi.

Per quanto riguarda l'abbattimento del carico organico, un impianto di fitodepurazione raggiunge velocemente un'elevata efficienza: si può infatti equiparare un sistema di fitodepurazione a flusso sommerso orizzontale ad un comune sistema biologico a biomassa adesa e, come è noto per tali sistemi, è quindi sufficiente l'insediamento della popolazione microbica nel medium, che in genere richiede poche settimane. Lo sviluppo delle popolazioni batteriche responsabili dell'abbattimento del carico organico è infatti molto rapido, anche se deve essere evidenziato che nel periodo iniziale si ha uno sviluppo preferenziale delle colonie anaerobiche e che solo con lo sviluppo della parte radicale delle macrofite si ha un successivo insediamento delle popolazioni aerobiche. Questo fenomeno comporta un graduale incremento delle rese depurative, sia in termini quantitativi che qualitativi (la maggiore differenziazione dei "percorsi degradativi" comporta la rimozione di un maggior numero di sostanze organiche, tra cui anche quelle famiglie normalmente definite come persistenti o bioresistenti). L'abbattimento del carico organico raggiunge dunque il suo massimo al termine della seconda stagione vegetativa successiva all'avvio dell'impianto quando tutto l'apparato radicale risulta essere sviluppato e la popolazione microbica raggiunge la massima biodiversità. Dopo 2-3 anni le percentuali di rimozione caleranno leggermente a causa di fenomeni di decomposizione dei fanghi e raggiungeranno condizioni stazionarie.

Per quanto riguarda invece i SST l'impianto funziona immediatamente dopo l'avvio in quanto i meccanismi di rimozione sono meccanici (sedimentazione e filtrazione del refluo da parte del medium di riempimento).

La rimozione dei tensioattivi raggiunge una elevata efficienza in corrispondenza del pieno sviluppo dell'apparato radicale delle piante, quindi dopo circa 1 anno dall'avvio dell'impianto; nei primi mesi di avvio si può verificare una seppur ridotta formazione di schiume in coincidenza del punto di scarico.

In conclusione l'impianto è in grado di garantire praticamente da subito (dopo circa 30 giorni al massimo) valori di concentrazione in uscita compatibili con la normativa di riferimento (D.Lgs. 152/2006 e R.R.46R). D'altra parte, per il raggiungimento delle condizioni a regime dell'impianto dovrà essere atteso lo sviluppo delle piante e dell'apparato radicale, quindi almeno 1 anno dall'avvio dell'impianto o dalla piantumazione delle specie vegetali.

Per favorire un uniforme e totale sviluppo vegetale delle piante si consiglia, all'inizio della prima stagione vegetativa, di allagare i letti chiudendo tutti i rubinetti presenti nel pozzetto di regolazione. Il mantenimento di tale condizione di funzionamento per 20-30 giorni favorirà lo sviluppo delle cannuce e impedirà lo sviluppo di altre essenze infestanti, evitando la loro rimozione manuale. Quindi riportare i pozzetti di regolazione alla condizione di funzionamento standard.

## 5. GESTIONE E MANUTENZIONE DELL'IMPIANTO DI FITODEPURAZIONE

Il sistema di fitodepurazione funziona autonomamente senza la necessità di alcun intervento in fase di esercizio: non si hanno infatti parametri chimico-fisici da tenere sotto costante controllo ed in base ai quali modificare le caratteristiche di funzionamento dell'impianto come avviene nei tradizionali impianti biologici.

La manutenzione dei trattamenti preliminari (pulizia del cestello di grigliatura) e primari deve essere eseguita periodicamente; in particolare si deve prevedere l'allontanamento dei fanghi sedimentati una volta all'anno eseguito a mezzo di autospurgo-autobotte.

Per il resto l'impianto di fitodepurazione funziona autonomamente, mantenendo le regolazioni standard nei pozzetti di uscita: in particolare nel pozzetto di uscita delle vasche HF il regolatore di livello del pelo libero deve essere sempre tenuto con il secondo rubinetto partendo dall'alto aperto e tutti gli altri tappi o rubinetti chiusi.

### INTERVENTI GESTIONALI DA ESEGUIRE SEMPRE

PERIODICITA'	INTERVENTO
OGNI ANNO	svuotamento dei fanghi della vasca settica tricamerale tramite autospurgo-autobotte e loro smaltimento appropriato (intervento eseguibile a carico di manodopera specializzata).
LA PRIMA VOLTA DOPO ALMENO 2 ANNI, POI OGNI ANNO ALL'INIZIO DI OGNI PRIMAVERA ALLA RIPRESA VEGETATIVA	decespugliamento con rimozione dei culmi di canna sulla superficie delle vasche a flusso subsuperficiale SFS-h con attrezzatura meccanica e manuale e pulizia dai residui della vegetazione.



## PROGRAMMA DEI CONTROLLI E DEGLI EVENTUALI INTERVENTI

Periodicità	Componente	Controllo	Prestazioni	interventi di manutenzione
<b>Rete fognaria</b>				
<b>Ogni due mesi</b>	Pozzetti e fognatura reflui	Controllare che non sia accumulato materiale solido	Normale scorrimento del refluo all'interno di tubazioni e pozzetto	Lavaggio con acqua del fondo del pozzetto delle tubazioni ostruite e rimozione del materiale solido
<b>Fosse settiche</b>				
<b>Ogni tre mesi</b>	Tricamerale	Controllo del livello dei fanghi e schiume nella 1° camera	Livello dei fanghi < 50 cm del pelo libero; la materia galleggiante non ostruisce i dispositivi di ingresso ed uscita e non c'è il rischio che fuoriesca dal chiusino	Estrazione dei fanghi di supero tramite autospurgo-autobotte senza toglierli del tutto, e loro appropriato smaltimento
<b>Ogni tre mesi</b>	Tricamerale	Controllo del livello dei fanghi e schiume nella 1° camera	Assenza di fiocchi di fango in superficie	Aggiungere calce idrata o bicarbonato di sodio attraverso i chiusini di ispezione
<b>Ogni sei mesi</b>	Tricamerale	Controllo del livello dei fanghi e schiume nella 2ª e 3ª camera	Livello dei fanghi al di sotto almeno 50 cm del pelo libero	Estrazione dei fanghi di supero tramite autospurgo-autobotte, e loro appropriato smaltimento
<b>Ogni 3 anni</b>	Tricamerale	Controllo della perfetta tenuta stagna della vasca	pelo libero della vasca = quota del fondo tubo in uscita	Svuotare la vasca e individuare la perdita
<b>Fitodepurazione</b>				
<b>Ogni primavera</b>	Vasca fitodepurazione	Controllo dell'integrità della vasca: piante	Densità delle piante > 10 al mq	Rinfoltimenti nelle zone povere di essenze vegetali
<b>Ogni primavera</b>	Vasca fitodepurazione	Controllo dell'integrità della vasca: presenza di piante infestanti	Assenza di piante infestanti	Tecnica di allagamento controllato e/o rimozione manuale
<b>Dopo eventi meteorologici intensi</b>	Vasca fitodepurazione	Controllo dell'integrità della vasca: sponde	Sponda deve essere integra	Risistemazione delle sponde
<b>Dopo eventi meteorologici intensi</b>	Vasca fitodepurazione	Controllo dell'integrità della vasca: tappeto erboso sulle sponde	Copertura del tappeto erboso superiore al 50%	Riseminazione
<b>Ogni anno</b>	Vasca fitodepurazione	Controllo primi metri del medium di riempimento	Ruscigliamento assente, tranne in coincidenza di punte di carico	Lavaggio del pietrame dei vespai di alimentazione con acqua in pressione dalla T di ispezione
<b>Ogni anno</b>	Vasca fitodepurazione: pozzetto di regolazione	Controllo del fondo del pozzetto	Assenze di materiale sedimentato sul fondo	Rimozione e smaltimento appropriato del materiale
	Vasca fitodepurazione: pozzetto di regolazione	Controllo del perfetto funzionamento del meccanismo di regolazione	Ciascun rubinetto in uscita consente i diversi livelli del pelo libero	Verifica della perfetta tenuta stagna del pezzo regolatore chiudendo tutti i tappi: in caso di esito positivo si dovrà individuare il punto esatto della fuoriuscita e sostituire il pezzo
	Vasca fitodepurazione: pozzetto di regolazione	Controllo delle tubazioni di uscita della vasca e del pozzetto	Assenza di fenomeni ostruttivi: flusso, anche se minimo, continuo	Lavaggio con acqua in pressione

## 6. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Foto n°1 - Vista dello scarico dell'area A



Foto n°2 – Percorrenza fognatura di progetto lungo strada asfaltata





Foto n°3 - Percorrenza fognatura di progetto lungo strada sterrata e sulla destra fosso per recapito troppo pieno stazione di sollevamento



Foto n°4 – Vista dello scarico dell'area B





Foto n°5 – Percorrenza da Via del Grieco ad attraversamento del Rio di Civitogna



Foto n°6 – Rio della Civitogna nella zona di attraversamento





Foto n°7 – Vista dell'area individuata per realizzazione impianto di fitodepurazione



Foto n°8 – Corpo idrico recettore finale dello scarico



Foto n°10 –Rio della Civitogna, dove recapita il fosso che riceve gli scarichi, alla confluenza con il Canale dei Mulini



Foto n°11 – Canale dei Mulini dove recapita il Rio della Civitogna



## 7. BIBLIOGRAFIA

- Bavor H.J. and Mitchell D.S., (eds.). **Wetland systems in water pollution control**. Water Science and Technology, 29 (4), 1994.
- Brix H., **Design Criteria for a two-stage constructed wetland**, in Preprints of Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control, IX/6, 15-19 Sept. 1996, Vienna, Austria.
- Brix H., **Use of subsurface flow constructed wetlands for wastewater treatment - an overview**. In Ramadori R., Cingolani L., and Cameroni L., (eds.). Natural and constructed wetlands for wastewater treatment and reuse - experiences, goals and limits. Preprint of the international seminar, 26-28 Oct. 1995, Perugia, Italy, 1995.
- Brix H., **The applicability of the wastewater treatment plant in Othfresen as scientific documentation of the root-zone method**, Water Science and Technology, 19, 19-24, 1987.
- Ciupa R., **The experience in the operation of constructed wetlands in north-eastern Poland**, in Preprints of Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control, IX/6, 15-19 Sept. 1996, Vienna, Austria.
- Cooper P.F.. **The use of Reed Bed Systems to treat domestic sewage: the European Design and Operation Guidelines for Reed Bed Treatment Systems**, in Constructed Wetlands for Water Quality Improvement (Moshiri G.A. Ed.), Lewis Publisher, 1993.
- Cooper P.F. and Findlater B.C., (eds.). **Constructed wetlands in water pollution control**. Proceedings of the international conference on the use of constructed wetlands in water pollution control, 24-28 Sept. 1990, Cambridge, UK. Pergamon Press, Oxford, UK, 1990.
- Green M.B., Upton J., **Reed Bed Treatment for Small Communities - U.K. Experience**, in Constructed Wetlands for Water Quality Improvement, Moshiri G.A. Ed., Lewis Publisher, London, p.509-517, 1993.
- Haberl R., Perfler R., **Seven years of research work and experience with wastewater treatment by a reed bed system**. In: Constructed wetlands in water pollution control (Cooper, P.F. & Findlater, B.C., eds.), pp. 205-214. Pergamon Press, Oxford, 1990.
- Hammer D.A., (ed.). **Constructed wetlands for wastewater treatment. Municipal, industrial and agricultural**. Lewis Publisher, Chelsea, MI, 1-831, 1989.
- Kadlec R.H., Knight R.L., **Treatment wetlands**, Lewis, Boca Raton, 1996
- Kadlec R.H., Wallace S.D., *Treatment wetlands – Second Edition*, Lewis, Boca Raton, 2008.
- Masi F., Martinuzzi N., Loiselle S., Peruzzi P., Bacci M. **The tertiary treatment pilot plant of Publisher Spa (Florence, Tuscany): a multistage experience**. Water Science & Technology, vol. 40, n. 3, pp. 195-202, 1999.
- Moshiri G.A., (ed.). **Constructed wetlands for water quality improvement**. Lewis Publisher, Boca Raton, Ann Arbor, London, Tokio, 1993.
- Pucci B., Giovannelli L., **Constructed wetland system for an integrated treating and reuse of rural residential wastewater (Tuscany, Italy)**. Conference Proceedings of the IAWQ International Conference on Advanced Wastewater Treatment, Recycling and Reuse, Milano, vol. 2, 1071,1074, 1998.
- Reed S.C., Crites R.W., Mittlebrooks E.J., **Natural systems for waste management and treatment**, 2<sup>nd</sup> Ed. Mc Graw Hill inc., N.Y. 1995
- Steiner G.R., Watson J.T., Choate K.D., **General design, construction and operation guidelines for small constructed wetlands wastewater treatment systems**, in Constructed Wetlands for Water Quality Improvement, Moshiri G.A. Ed., Lewis Publisher, London, p.499-508, 1993.
- Steiner G.R., Combs D.W., **Small Constructed Wetlands Systems for domestic wastewater treatment**, in Constructed Wetlands for Water Quality Improvement, Moshiri G.A. Ed., Lewis Publisher, London, p.491-498, 1993.
- USEPA **Subsurface flow constructed wetlands for wastewater treatment**. EPA 832-R-93-001, U.S. EPA Office of Water (WH547), 1993.
- Vymazal J., Brix H., Cooper P.F., Green M.B., Haberl R., **Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe**. Backhuys publ. Leiden 1998.
- Wallace S.D., Knight R.L., **Small-Scale Constructed Wetland Treatment Systems**. IWA Publishing, London, 2006.