# PROVINCIA DELL'AQUILA

# COMUNE DI LUCO DEI MARSI

# IMPIANTO DI DEPURAZIONE "CAPOLUOGO"

Ai sensi del D.Lgs. 163/2006 e s.m.i.

## PROGETTO DEFINITIVO

Committente:

**CONSORZIO ACQUEDOTTISTICO MARSICANO CAM SpA**
ATO N.2 Marsicano
*SERVIZIO QUALITA' ACQUE E DEPURAZIONE*

Progettista:

Dott. Ing. Luisa Braccesi

STUDIO ASSOCIATO ATRE INGEGNERIA
Via Luca Landucci 5r - 50136 Firenze
tel. 055476528 fax 0553986924
info@atreingegneria.net
P.IVA 01932910514

UNI EN ISO 9001:2015

| Elaborato: | Titolo: | Scala: |
|---|---|---|
| C | RELAZIONE DI PROCESSO | Data: 09/2021 |

| Rev. | Data | Descrizione | Redatto | Controllato |
|---|---|---|---|---|
| 5 | | | | |
| 4 | | | | |
| 3 | | | | |
| 2 | 09/2021 | Revisione progetto definitivo | R. Romanelli | L. Braccesi |
| 1 | 02/2021 | Emissione progetto definitivo | R. Romanelli | L. Braccesi |

**CONSORZIO ACQUEDOTTISTICO MARSICANO**

**C.A.M. S.P.A.**

*PROGETTO DEGLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO DELLA CAPACITÀ DEPURATIVA DELL' IMPIANTO DI DEPURAZIONE DI LUCO DEI MARSI DENOMINATO CAPOLUOGO E RICADENTE NELL'ATO N.° 2 MARSICANO*

# PROGETTO DEFINITIVO

# RELAZIONE DI PROCESSO

SETTEMBRE 2021

# INDICE


1 PREMESSA ..... 2
2 CALCOLO DEGLI ABITANTI EQUIVALENTI SERVITI E PORTATE COLLETTATE ..... 4
3 DIMENSIONAMENTO IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO ..... 4
4 DIMENSIONAMENTO IMPIANTO DI DEPURAZIONE ..... 6
4.1 Linea liquami ..... 8
4.1.1 Grigliatura grossolana ..... 9
4.1.2 Grigliatura meccanica fine ..... 9
4.1.3 Dissabbiatura ..... 9
4.1.4 Nitrificazione – Ossidazione ..... 10
4.1.5 Pre-denitrificazione ..... 14
4.1.6 OC/load (richiesta di ossigeno) ..... 17
4.1.7 Ricircolo e produzione fanghi ..... 18
4.1.8 Sedimentazione Secondaria ..... 20
4.1.9 Disinfezione ..... 22
4.2 LINEA FANGHI ..... 22
4.2.1 Ispessitore statico ..... 22

# 1 PREMESSA

Il progetto in oggetto comprende tutte le opere elettromeccaniche e civili connesse al funzionamento dell'impianto di depurazione Luco dei Marsi per il quale si ritiene necessario prevedere un intervento di adeguamento e ottimizzazione, nonché le opere complementari di finitura e controllo, per fornire all'Amministrazione Appaltante gli impianti completi in tutti i dettagli, perfettamente funzionanti ed adeguati, in modo da garantire il continuo rispetto dei parametri di legge per quanto riguarda i reflui allo scarico.

L'impianto attuale è caratterizzato da una capacità di trattamento teorica pari a 5.500 A.E. a fronte di un carico in ingresso pari a 8600 A.E. Al fine di soddisfare la potenzialità richiesta e di provvedere ad una capacità residua di trattamento, si prevede di realizzare un revamping dell'impianto attuale per una capacità di progetto di 10000 A.E. Tale adeguamento è raggiunto attraverso la realizzazione degli interventi di seguito riassunti:

- scavi per posa delle condotte interrate per la realizzazione della linea aria, per la linea liquami e per le nuove linee di alimentazione elettrica ad una profondità generalmente di 1.3 m fino ad un massimo di 2.5 m dal piano campagna da eseguire secondo le modalità previste e successivi rinterri e ripristini delle pavimentazioni stradali;
- nuovo sfioratore da realizzare sul canale di fognatura esistente, comprensivo di nuova tubazione per il convogliamento delle acque all'interno del depuratore;
- progettazione di un nuovo canale di ingresso liquami, all'interno del quale sarà alloggiata una grigliatura grossolana a pulizia automatica.
- installazione di un comparto di grigliatura fine a pulizia automatica all'interno del canale attualmente esistente (e quindi dismissione dell'attuale grigliatura grossolana);
- nuovo bypass delle massime portate di pioggia afferenti all'impianto posto a valle della grigliatura fine;
- adeguamento dell'impianto di sollevamento, con annessa demolizione della parte posta fuori terra del locale esistente;
- dismissione del comparto di dissabbiatura attuale e installazione di un dissabbiatore tipo pista;
- installazione di un compressore air-lift per l'estrazione delle sabbie dal dissabbiatore a pista;
- realizzazione di nuova vasca con piano di posa a circa 1 m dal piano campagna attuale, in cui si ricava un compartimento di pre-denitrificazione delle dimensioni interne pari a

8.5x11.2x5.2 m e un compartimento aerobico di ossidazione, di dimensioni interne 6.5x11.2x5.2 m;

- adeguamento della vasca di ossidazione/nitrificazione: il volume necessario alla rimozione della sostanza organica e alla nitrificazione ottenuto in fase di progettazione sarà costituito dalla vasca di ossidazione esistente e dalla nuova vasca di ossidazione. Sarà, inoltre, predisposto per entrambe le vasche un sistema con diffusori porosi a bolle fini del tipo a disco con membrana in EPDM e sistema automatico di controllo dell'aerazione;
- realizzazione di un nuovo locale soffianti, all'interno del quale saranno installati 2 compressori a lobi, due a servizio della vasca di ossidazione esistente e due a servizio della nuova vasca di ossidazione con funzionamento per entrambe di 1+1 riserva che consentiranno di soddisfare il fabbisogno di aria al comparto biologico;
- realizzazione di un nuovo comparto di sedimentazione finale a sezione circolare di diametro pari a 14 m;
- adeguamento della sezione di disinfezione, tramite l'ampliamento del volume utile necessario al rispetto dei tempi minimi di contatto anche in condizioni di portata massima in tempo di pioggia. A tale scopo, si prevede la realizzazione di una nuova vasca di dimensioni interne 8.6x4.0x2.0 (h) m, a monte della vasca di disinfezione esistente, con dosaggio di ipoclorito di sodio.

L'agglomerato di Luco dei Marsi ricade nel bacino idrografico del fiume Liri - Garigliano. Dal PTA si evince che in tale bacino non sono state individuate né aree sensibili né zone vulnerabili o potenzialmente vulnerabili da nitrati di origine agricola. Ai fini progettuali si considerano i valori limiti di emissione in corpi idrici superficiali, riportati alla tabella 3 all 5 Parte terza D.Lgs. 152/06.

Di seguito vengono riportati i criteri di dimensionamento del nuovo sistema di trattamento del refluo.

# 2 CALCOLO DEGLI ABITANTI EQUIVALENTI SERVITI E PORTATE COLLETTATE

La località di Luco dei Marsi, comune di 6 075 abitanti della provincia dell'Aquila, è situata sul bordo sudoccidentale della piana del Fucino a ridosso del monte La Ciocca. Il bacino idrografico del Fucino appartiene al bacino del Liri-Garigliano, mentre da un punto di vista amministrativo il territorio ricade interamente nella provincia dell'Aquila. Il bacino si presenta suddiviso in un'area pianeggiante compresa fra le quote 648 e 700 m s.l.m. per una superficie che copre il 30% del totale del bacino, ed in una zona montuosa perimetrale con picchi fino ai 2500 m s.l.m.

Il calcolo degli abitanti da servire è stato condotto sulla base di studi effettuati sul carico inquinante in ingresso all'attuale impianto di depurazione. A fronte di una richiesta depurativa di circa 8600 AE, è stato deciso di realizzare interventi tali da raggiungere una potenzialità di 10000 AE, in maniera da garantire un'adeguata capacità depurativa residua.

Si espongono brevemente di seguito i criteri adottati circa il calcolo delle portate nere considerate nel dimensionamento dell'intero sistema.

Assunta una dotazione idrica di 250 l/s (intesa come valore medio giornaliero), il contributo delle acque nere è stato calcolato con la seguente formula:

$$Q_p = c_p \cdot Q_n = c_p \cdot \frac{AE \cdot \alpha \cdot Dot}{86400}$$

dove:

Qp = portata nera di punta [l/s];

Cp = coefficiente di punta: pari a 4 per la $Q_p$ in ingresso ai pretrattamenti; pari a 3 per la $Q_p$ in ingresso al biologico.

Qn = portata nera media [l/s];

AE = abitanti equivalenti afferente ad ogni tronco;

Dot = dotazione idrica [l/AE/d];

$\alpha$ = coefficiente di afflusso in fognatura posto uguale a 1, a favore di sicurezza;

86400 = secondi/giorno.

# 3 DIMENSIONAMENTO IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO

In un impianto di sollevamento le dimensioni della vasca di accumulo devono essere tali che, al di là delle esigenze connesse con il profilo del terreno e della livelletta di progetto, tengano conto sia del corretto funzionamento delle pompe, sia dei tempi di permanenza dei liquami nella centralina, che devono essere ridotti al minimo.

Le apparecchiature elettromeccaniche delle pompe sono sottoposte a surriscaldamento durante la fase di avvio e necessitano quindi di un intervallo, tra due avviamenti successivi, tale che il calore prodotto venga dissipato nell'ambiente in cui le pompe sono immerse.

Il valore di tale tempo, ciclo della pompa, somma dell'intervallo di funzionamento e di riposo, non dovrà essere inferiore di un valore limite prefissato, dipendente dalle caratteristiche della pompa. Il valore minimo di un ciclo tende ad aumentare all'aumentare della potenza della pompa. Il numero di avviamenti per ora, che corrisponde ai requisiti suaccennati, che si assume per il calcolo del volume è compreso tra otto e dodici.

Nel caso di pompe di medesime caratteristiche il volume utile totale della vasca di sollevamento è fornito dalla seguente relazione:

$$V = Q_1 \cdot \frac{T_1}{4} \cdot \sum V_i$$

Il volume di invaso per ogni pompa è pari a V = Q * T /4

dove:

V: Volume di invaso;

Q: Portata di pompaggio

$T_1$: Ciclo della pompa (intervallo fra due attacchi successivi)

In particolare, nel presente progetto si considera che le pompe scelte non subiscano più di 10 avviamenti all'ora, ovvero che abbia un ciclo $T_{1,min}$ = 360 sec.

Nella tabella seguente vengono riportate le caratteristiche geometriche della vasca di sollevamento esistente all'interno della quale verranno installate le nuove elettropompe di progetto, considerando un livello minimo di liquame in vasca per l'adescamento delle pompe pari a 0,50 m ed un franco minimo pari a 0,50 m.

| CARATTERISTICHE SOLLEVAMENTO | Unità misura | |
|---|---|---|
| **n. pompe alla Qmax** | | 2 |
| **n. pompe di riserva** | | 1 |
| **Qp max pompata** | l/s | 93 |
| **Num Attacchi** | | 10 |
| **Tc,min** | sec | 360 |
| **Num. vasche di accumulo** | | 1 |
| **Vrich** | $m^3$ | 8.37 |
| **Sup pianta** | $m^2$ | 11.39 |
| **H utile min** | m | 0.47 |
| **H utile** | m | 0.47 |
| **V prog** | $m^3$ | 5.32 |

dove:

Vrich = volume della vasca minimo richiesto

H utile min = Altezza minima richiesta

H utile = altezza utile di progetto

V prog = Volume della vasca di progetto.

Per le pompe, si prevede la sostituzione delle due unità di sollevamento esistenti con 3 nuove unità in parallelo (2+1 ausiliaria) dimensionate per sollevare la portata massima in ingresso ai pretrattamenti (4 volte la Q media in ingresso all'impianto), con prevalenza pari a 9.58 m e potenza pari a 7.5 kW.

# 4 DIMENSIONAMENTO IMPIANTO DI DEPURAZIONE

Il presente progetto ha per oggetto l'adeguamento ed il potenziamento dell'impianto di depurazione sito in località Luco dei Marsi, ricevente reflui di origine civile, mediante la realizzazione di tutte le opere civili e l'installazione di tutte le opere elettromeccaniche connesse al funzionamento dello stesso.

Particolare cura nella progettazione è stata rivolta all'eliminazione di qualsiasi fonte di odori e alla scelta di apparecchiature e processi tali da minimizzare le emissioni gassose in atmosfera.

In ogni caso le scelte fatte sono ispirate a soluzioni tecniche rivolte a minimizzare l'impiego di personale per la conduzione, nonché gli oneri stessi di gestione.

La località di Luco dei Marsi, comune di 6075 abitanti della provincia dell'Aquila, è situata sul bordo sudoccidentale della piana del Fucino a ridosso del monte La Ciocca. A fronte di una richiesta depurativa di circa 8600 AE, è stato deciso di realizzare interventi tali da garantire un incremento della capacità di trattamento da circa 5500 AE a 10000 AE.

Per il calcolo della portata da considerare nel dimensionamento del sistema di trattamento si fa riferimento a quanto descritto nel Capitolo 2. Non avendo a disposizione dei dati caratteristici del refluo, al fine di operare un corretto dimensionamento, si ricorre ai dati presenti in letteratura riportati nella tabella 1.

Tabella 1: Dati di dimensionamento dell'impianto.

| ***Parametro*** | ***Udm*** | ***Valore*** |
|---|---|---|
| Abitanti Equivalenti | A.E. | 10000 |
| Sistema di Fognatura | | Mista |
| Dotazione idrica per abitanti equivalenti | lt/(A.E.* d) | 250 |
| Coefficiente di afflusso in fognatura | % | 80 |
| Portata Media (Qm) | $m^3/d$ | 2000 |

| ***Parametro*** | ***Udm*** | ***Valore*** |
|---|---|---|
| Portata media oraria nelle 24h (Qm) | $m^3/h$ | 83.33 |
| Portata di punta ammessa ai pretrattamenti (4Qm = Qpp)) | $m^3/h$ | 333.3 |
| Portata di punta ammessa ai trattamenti biologici (3Qm = Qpb)) | $m^3/h$ | 250 |
| Carico organico specifico BOD | g/(A.E.* d) | 60 |
| BOD5 complessivo | Kg/d | 600 |
| Carico organico specifico COD | g/(A.E.* d) | 130 |
| COD complessivo | Kg/d | 1300 |
| Carico specifico NTK | g/(A.E.* d) | 12 |
| NTK complessivo | Kg/d | 120 |
| Carico specifico di SST | g/(A.E.* d) | 75 |
| SST complessivo | Kg/d | 750 |
| Carico specifico fosforo | g/(A.E.* g) | 1.4 |
| Fosforo complessivo | Kg/d | 14 |

L'impianto in oggetto verrà dimensionato per il rispetto allo scarico dei parametri previsti nella tabella 3 allegato 5 Parte Terza D.Lgs. 152/06. Conformemente ai limiti della suddetta tabella, ai fini progettuali sono stati considerati i valori limite dei principali parametri di inquinamento riportati in Tabella 2: Valori limite dei principali inquinanti per scarichi in acque superficiali [Tab. 3 allegato 5 Parte Terza D.Lgs. 152/2006], con opportuni fattori di sicurezza come riportato in Tabella 3.

Tabella 2: Valori limite dei principali inquinanti per scarichi in acque superficiali [Tab. 3 allegato 5 Parte Terza D.Lgs. 152/2006]

| ***Parametro*** | ***Udm*** | ***Valore*** |
|---|---|---|
| BOD | mg/l | 40 |
| COD | mg/l | 160 |
| $N\text{-}NH_4^+$ | mg/l | 15 |
| $N\text{-}NO_3^-$ | mg/l | 20 |
| SST | mg/l | 35 |
| P_tot | mg/l | 10 |

Tabella 3: Parametri uscita impianto di progetto

| **VALORI USCITA IMPIANTO** | | |
|---|---|---|
| **SST** | [mg/l] | 10 |
| **COD** | [mg/l] | 100 |
| **$BOD_5$** | [mg/l] | 10 |
| **$P_{tot}$** | [mg/l] | 10 |
| **N-NH4+** | [mg/l] | 2 |
| **N-NO3-** | [mg/l] | 7 |

Di seguito, le considerazioni fatte sul dimensionamento delle singole unità presenti nell'impianto:

- Linea liquami
  - Grigliatura
  - Dissabbiatura
  - Pre-denitrificazione
  - Ossidazione/nitrificazione
  - Sedimentazione finale
  - Disinfezione
- Linea Fanghi
  - Ispessimento

## 4.1 Linea liquami

La portata massima ammissibile all'impianto è stata fissata a 4 volte la Qmedia in ingresso all'impianto. I liquami in ingresso sono sottoposti ad una serie di pretrattamenti (grigliatura grossolana, fine e dissabbiatura) per la rimozione di quelle particelle che potrebbero creare ostruzioni nelle tubazioni e nelle vasche di processo, pregiudicandone il corretto funzionamento, prima di essere inviati al trattamento biologico (portata massima ammissibile fissata a 3 volte la Qmedia in tempo asciutto). Lo schema del comparto biologico prevede la presenza di una fase di pre-denitrificazione e lo svolgimento della fase di nitrificazione all'interno della vasca di ossidazione. Un sedimentatore secondario circolare con carroponte consentirà la separazione finale del fango dal refluo trattato.

La corrente idrica in ingresso assicura la disponibilità di substrato organico necessario al processo di denitrificazione, operato da una biomassa eterotrofa in condizioni anossiche; i nitrati sono formati nella successiva fase di nitrificazione, in seguito all'ossidazione dell'azoto

ammoniacale e organico in ingresso, e vengono ricircolati a monte sia con il fango ispessito nel bacino di sedimentazione secondaria, che con la miscela aerata. Nella fase di nitrificazione si verifica, altresì, l'ossidazione biologica del rimanente substrato organico.

L'effluente chiarificato, in uscita dalla sedimentazione finale, prima di essere scaricato nel corpo idrico ricettore, verrà prima sottoposto a filtrazione finale e successivamente inviato ad un comparto di disinfezione con soluzione di ipoclorito di sodio per l'abbattimento della carica patogena.

### *4.1.1 Grigliatura grossolana*

Il processo di grigliatura grossolana è particolarmente adatto a reflui provenienti da fognatura unitaria, soprattutto se posta a monte della stazione di sollevamento, in quanto limita l'apporto di solidi grossolani alle pompe, limitandone usura e problemi di funzionamento.

Si parla di grigliatura grossolana per luci di filtrazione da 20 a 60 mm; è necessario, affinché non si verifichino eccessive perdite di carico attraverso le griglie, che la velocità di attraversamento delle sbarre delle griglie stesse non superi gli 1.2 m/s.

La sezione di grigliatura grossolana attualmente presente in impianto, alloggiata in un canale a monte del sollevamento iniziale, è dimensionata per trattare una portata corrispondente ad una potenzialità di circa 5.500 A.E. (in realtà tale capacità di trattamento è di fatto inferiore); essa è costituita da una semplice griglia verticale, con rimozione manuale del grigliato.

Nella nuova configurazione progettuale si prevede la realizzazione di un nuovo canale di alloggiamento, a monte di quello esistente, per l'installazione di una griglia meccanica di tipo sub verticale a pettine (potenza 0.55 kW). Per il canale si sono previste le seguenti dimensioni:

- Larghezza: 1.2 m (interna: 0.8 m)
- Profondità interna: 2.20 m

### *4.1.2 Grigliatura meccanica fine*

Il processo di grigliatura fine permette la rimozione di particelle di dimensioni ridotte rispetto a quelle rimosse dalla grigliatura grossolana, quindi per questo pre-trattamento fisico vengono solitamente previste luci di filtrazione da 1 a 6 mm.

Nella nuova configurazione progettuale si prevede di installare una griglia fine a barre di tipo sub verticale a pettine (potenza 0.75 kW) all'interno del canale in cui attualmente è alloggiata la griglia grossolana, che verrà quindi dismessa.

### *4.1.3 Dissabbiatura*

Il comparto di dissabbiatura esistente sarà dismesso e verrà realizzato un nuovo sistema di estrazione delle sabbie: un dissabbiatore tipo pista interamente in acciaio inox AISI 304L.

La vasca di dissabbiatura, realizzata in acciaio inox AISI 304L, avrà una pianta circolare, un fondo troncoconico ed un pozzetto centrale per la raccolta delle sabbie. Nella parte superiore del dissabbiatore sono montate delle pale miscelatrici che hanno la funzione di mantenere in sospensione i surnatanti e, in tale modo, di facilitare la sedimentazione della sabbia sul fondo. Qui, tramite un sistema air-lift, la sabbia verrà poi rimossa e scaricata in un big bag.

A valle della sezione di dissabbiatura e a monte del pozzetto di carico della denitrificazione, si prevede la realizzazione di un pozzetto di regolazione della portata in ingresso al trattamento biologico e lo sfioro della portata eccedente la $3Q_m$ verso la disinfezione finale. Tale pozzetto sarà dotato di paratoia manuale per l'eventuale bypass di tutto il trattamento biologico.

Da questo pozzetto il liquame sarà convogliato nel pozzetto di carico della denitrificazione, all'interno del quale si mescolerà ai ricircoli della miscela areata e al fango di ricircolo prima di entrare nella vasca di denitrificazione. L'ingresso alla vasca di denitro in caso di necessità potrà essere bypassato con la chiusura della paratoia posta all'ingresso della vasca e l'invio del liquame mediante una tubazione di bypass al pozzetto di uscita della denitro.

La sezione di dissabbiatura agisce sulla componente sedimentabile non volatile dei SST in ingresso con l'influente ovvero le sabbie. Per i calcoli seguenti, si assume pertanto una riduzione del 90% della suddetta frazione dei solidi sospesi totali.

### *4.1.4 Nitrificazione – Ossidazione*

In questa fase, tipicamente aerobica, si realizza la nitrificazione dell'azoto ammoniacale e la rimozione della sostanza organica fino alla quota bioresistente. I carichi di azoto in forma ammoniacale sono gli stessi in ingresso all'impianto, non essendo presente una fase di sedimentazione primaria.

In Tabella 4: Parametri progettuali per il dimensionamento vengono riportati i parametri progettuali per il dimensionamento, mentre in

Tabella 5: Parametri cinetici della biomassa autotrofa ed eterotrofa vengono riportati i parametri cinetici tipici dei batteri coinvolti nel processo di degradazione della sostanza organica carboniosa ed azotata.

Tabella 4: Parametri progettuali per il dimensionamento

| **Parametri progettuali per il dimensionamento** | |
|---|---|
| Temperatura liquami | 12 °C |
| DO in vasca | 2 mg/l |
| $N\text{-}NH_4$ nell'effluente | 1 mg/l |
| $N\text{-}NO_3$ nell'effluente | 7 mg/l |

| | |
|---|---|
| SST in vasca | 4000 mg/l |

Tabella 5: Parametri cinetici della biomassa autotrofa ed eterotrofa

| **Parametri cinetici della biomassa** | | |
|---|---|---|
| **Eterotrofi con T=20°C** | **Valore** | **Range da letteratura** |
| μh,max [d-1] | 6.00 | 3-13.2 |
| θ_μh,max | 1.07 | 1.03-1.08 |
| Ks [mg bCOD/l] | 20.00 | 20-40 |
| Yh [g SSV/g bCOD] | 0.40 | 0.30-0.50 |
| kdh [g SSV/g SSV d] | 0.12 | 0.06-0.20 |
| θ_kdh | 1.04 | 1.03-1.08 |
| fd | 0.15 | 0.08-0.20 |
| **Eterotrofi con T=12°C** | **Valore** | |
| μh,max [d-1] | 3.49 | |
| kdh [g SSV/g SSV d] | 0.09 | |
| **Autotrofi con T=20°C** | **Valore** | **Range da letteratura** |
| μmax,n [d-1] | 0.75 | 0.2-0.9 |
| θ_μmax,n | 1.07 | 1.06-1.123 |
| Kn [mg N-NH4/l] | 0.75 | 0.5-1 |
| Yn [g SSV/g N-NH4] | 0.12 | 0.10-0.15 |
| kdn [g SSV/gSSV d] | 0.08 | 0.05-0.15 |
| θ_kdn | 1.04 | 1.03-1.08 |
| Ko [mg O2/l] | 0.50 | 0.40-0.60 |
| **Autotrofi con T=12°C** | **Valore** | |
| μmax,n [d-1] | 0.44 | |
| kdn [g SSV/g SSV d] | 0.06 | |

*DATI CARATTERISTICI DEL PROCESSO*

Portata media in ingresso: $Q_m$ [m³/h] = 83.3

Valore medio del $BOD_5$ in ingresso: $BOD_{5med}$ [mg/l] = 300

Valore medio del TKN in ingresso: $TKN_{in}$ [mg/l] = 60

Concentrazione di fango in vasca: MLSS [mg/l] = 4000

Ossigeno disciolto: $DO_{ox}$ [mg/l]: 2

pH influente: pH = 7

La velocità del processo di nitrificazione condiziona la procedura di dimensionamento, dal momento che gli organismi nitrificanti crescono con velocità inferiore rispetto a quelli eterotrofi ai

quali compete la rimozione del substrato carbonioso. Pertanto, in prima battuta si ricaverà il valore del tasso netto di crescita della biomassa nitrificante μ'N.

A questo punto si calcola il valore teorico dell'SRT [d] nel seguente modo:

$$SRT_{Teorico} = \frac{1}{\mu'_N} \qquad [\mathrm{d}]$$

E di conseguenza il valore di progetto dell'SRT [d], considerando un fattore di sicurezza (SF) pari a 1.4:

$$SRT = SF \cdot SRT_{Teorico} \qquad [\mathrm{d}]$$

Il calcolo della produzione di biomassa ($P_{x,bio}$) tiene conto della biomassa eterotrofa, dei residui di cellule e della biomassa nitrificante. Preventivamente bisogna eseguire il calcolo della concentrazione del substrato biodegradabile S [g bCOD/m$^3$] pari a:

$$S = \frac{K_S[1 + k_d \cdot SRT]}{SRT(\mu_{max} - k_d) - 1} \qquad [\mathrm{g\ bCOD/m3}]$$

I tre contributi della produzione di biomassa $P_{x,bio}$ [kg SSV/d] sono la produzione di biomassa eterotrofa, produzione di solidi per lisi cellulare e produzione di biomassa autotrofa che vengono riunite nella seguente espressione:

$$P_{x,bio} = \frac{Q \cdot Y(S_0 - S)}{1 + k_d \cdot SRT} + \frac{f_d \cdot k_d \cdot Q \cdot Y(S_0 - S)}{1 + k_d \cdot SRT} + \frac{Q \cdot Y_N \cdot NO_x}{1 + k_{dn} \cdot SRT} \qquad [\mathrm{kg\ SSV/d}]$$

La produzione di fango totale, espressa in termini di SSV e SST, è data da:

$$P_{x,SSV} = P_{x,bio} + (Q \cdot nbSSV) \qquad [\mathrm{kg/d}]$$

$$P_{x,SST} = P_{x,SSV} + (Q \cdot nbSSV) + (Q \cdot iSST) \qquad [\mathrm{kg/d}]$$

Si calcola la massa di SSV e SST nella vasca di aerazione utilizzando le relazioni:

$$MLSSV = P_{x,SSV} \cdot SRT \quad [\mathrm{kg}]$$

$$MLSST = P_{x,SST} \cdot SRT \quad [\mathrm{kg}]$$

Il volume del bacino di aerazione deve tener conto dei processi di nitrificazione e ossidazione e si calcola avendo preventivamente assunto la concentrazione di solidi in miscela $X_{SST}$. Il volume determina nel seguente modo:

$$V = \frac{P_{x,SST} \cdot SRT}{X_{SST}} \qquad [m^3]$$

Il volume richiesto risulta pari a ca 1220 $m^3$, ovvero maggiore al volume della vasca di ossidazione esistente. Pertanto la scelta progettuale prevede di realizzare una seconda vasca di ossidazione a monte di quella già presente, con un volume utile di circa 320 $m^3$. Tale vasca sarà realizzata a valle del comparto di pre-denitrificazione.

Di seguito si riporta la Tabella 6: Dimensionamento vasca di ossidazione/nitrificazione riassuntiva dei calcoli per la vasca di ossidazione-nitrificazione.

Tabella 6: Dimensionamento vasca di ossidazione/nitrificazione

| **Dimensionamento vasca di ossidazione-nitrificazione** | |
|---|---|
| **Parametro** | **Valore** |
| Qm [$m^3$/d] | 2000 |
| fd | 0.15 |
| μ'n [d-1] | 0.14 |
| SRT necessario per la nitrificazione [d] | 7.1 |
| Fattore di sicurezza, SF | 1.4 |
| SRT di progetto [d] | 9.9 |
| bCOD nell'effluente [mg bCOD/l] | 1.14 |
| COD totale nell'effluente [mgCOD/l] | 26.4 |
| Produzione di biomassa, Pxbio [kg SSV/d] | 238 |
| Produzione di SSV, Pxssv [kg SSV/d] | 365 |
| Produzione di fango, PxssT [kg SST/d] | 491 |
| Concentrazione di SST in vasca[mg/l] | 4000 |
| Concentrazione di SST nel ricircolo sec. [mg/l] | 8000 |
| **Volume totale richiesto [$m^3$]** | **1219** |
| **Vasca di Ossidazione Esistente** | |
| Lunghezza [m] | 16.00 |
| Larghezza [m] | 16.00 |
| Superficie [$m^2$] | 256.00 |
| Altezza [m] | 3.51 |
| **Volume esistente [$m^3$]** | **898** |
| **Vasca di Ossidazione di Progetto** | |
| Lunghezza [m] | 6.20 |
| Larghezza [m] | 11.20 |
| Superficie [$m^2$] | 69.44 |
| Altezza [m] | 4.65 |

| | |
|---|---|
| **Volume di progetto [$m^3$]** | **323** |
| **VOLUME TOTALE DISPONIBILE** | |
| **V_totale ossidazione (esistente+progetto)** | **1221** |

### *4.1.5 Pre-denitrificazione*

Questo stadio di trattamento è condotto in una vasca posta in condizioni anossiche, dove l'affluente grezzo è miscelato con due tipi di ricircolo: quello dei fanghi provenienti dal sedimentatore finale e quello della miscela aerata, in uscita dalla vasca di ossidazione biologica. In questa vasca si ha il passaggio dell'azoto nitroso (presente principalmente nel ricircolo della miscela aerata) in nitrico e quindi in azoto gassoso che si libera nell'atmosfera. Tutta la massa deve essere tenuta in condizioni di agitazione sufficiente a mantenere in sospensione i fanghi biologici.

Per il dimensionamento della vasca anossica sono state fatte le seguenti ipotesi:

- Concentrazione di $NO_3$ nell'effluente N-$NO_3$ = 7 [gN/m$^3$];
- Concentrazione dei fanghi di ricircolo Xr = 8 [KgTSS/m$^3$];

Innanzitutto è necessario calcolare il valore della concentrazione di biomassa attiva dei denitrificanti Xb [gSSV/m$^3$] nel reattore anossico che è data da:

$$X_b = \left[\frac{Q \cdot SRT}{V}\right]\left[\frac{Y(S_0 - S)}{1 + k_d \cdot SRT}\right] \qquad [\mathrm{gSSV/m^3}]$$

Avendo ipotizzato Xr, il valore del rapporto di ricircolo è dato da:

$$\alpha = \frac{X}{X_R - X}$$

Il valore del ricircolo interno dei nitrati IR viene stimato nella seguente maniera:

$$IR = \frac{NO_x}{N_e} - 1 - \alpha$$

È possibile pertanto calcolare la portata all'interno della vasca anossica come somma della portata di ricircolo e la portata in ingresso alla vasca stessa.

$$Q_(in, anossico) = Q \cdot IR + Q \cdot \alpha \qquad [\mathrm{m^3}/d]$$

Il carico di nitrati che alimentano la vasca di pre-denitrificazione si ricava dal bilancio dell'azoto intorno alla sezione biologica:

$$N - NO_3{}^-{}_{out} = TKN_{in} - (N - NO_2{}^-)_{out} - \left(N - NH_4{}^+\right)_{out} - N_{bio}$$

In tale bilancio, si trascurano ragionevolmente i termini di azoto nitrico e nitroso in influente e dell'azoto organico presente nella frazione non biodegradabile in effluente; i vari termini sono espressi in kgN/d.

Per il calcolo del volume del reattore di denitrificazione si ipotizza un primo valore del tempo di residenza idraulica HRT. Con riferimento alla portata influente, si stima un volume di tentativo pari con la relazione:

$$V = HRT \cdot Q \quad [\mathrm{m}^3]$$

Per la determinazione del valore di SDNR (parametro di velocità specifica di denitrificazione) si procede innanzitutto calcolando il valore del rapporto F/Mb [g bsCOD/g MLSSV d] in vasca anossica:

$$\frac{F}{M_b} = \frac{Q \cdot S_0}{V \cdot X_b} \qquad [\frac{g\ bsCOD}{g\ MLSSV}]$$

A questo punto la velocità specifica di denitrificazione si stima con la seguente relazione:

$$SDNR_T = [0.03\left(\frac{F}{M_b}\right) + 0.029] \cdot \theta^{(T-20)}$$

dove il fattore di correzione della temperatura θ è pari a 1.026 con substrati rapidamente biodegradabili. Si ricorre anche confronto del SDNR con i grafici di letteratura.

La determinazione del carico massimo di nitrati che possono essere ridotti $NO_{rimossi}$ si ottiene dalla seguente espressione:

$$NO_{rimossi} = V \cdot SDNR \cdot X_b \qquad [g/d]$$

Assumendo un valore di HRT preliminare pari a 5 h si ottiene un volume di denitrificazione pari a ca 420 $m^3$. Tuttavia come scelta progettuale si sceglie di dimensionare l'unità di denitrificazione in grado di rimuovere fino al 20% ca in più del carico in di nitrati in ingresso. Il volume richiesto risulta pertanto pari a 495 $m^3$. Si riassumono in tabella 7 i principali parametri di progetto.

Si riportano di seguito i valori ottenuti nel dimensionamento di tale vasca.

Tabella 7: Dimensionamento vasca di pre-denitrificazione

| **Dimensionamento vasca di pre-denitrificazione** | |
|---|---|
| N-NO3 nell'effluente (scelta progettuale) [mgN/l] | 7 |
| Biomassa eterotrofa [mg SSV/l] | 1660 |
| α rapporto di ricircolo Qr/Qin | 1 |
| IR (rapporto di ricircolo interno) | 4.36 |
| N-NO3 ingresso vasca anossica [kg/d] | 75 |
| HRT in denitrificazione (assunto) [h] | 5 |
| Volume vasca anossica Richiesto [m³] | 420 |
| Rapporto F/M [g bsCOD/g MLSSV d] | 0.9 |
| Rapporto rb COD/b COD [mg/mg] | 0.50 |
| SDNR (20°C) | 0.19 |
| SDNR (12°C) | 0.15 |
| N-NO3 rimosso (max) [kg/d] | 90 |
| Capacità di rimozione teorica | +0.22% |
| **Configurazione geometrica nuova vasca** | |
| Altezza utile vasca [m] | 5.2 |
| Lunghezza vasca [m] | 8.5 |
| Larghezza vasca [m] | 11.2 |
| Superficie vasca [m²] | 95.2 |
| Volume vasca [m³] | 495.0 |

Per la miscelazione nel comparto di denitrificazione verranno installati due miscelatori sommersi con diametro elica pari a 368 mm e potenza installata 0.92 kW.

*CARICO DEL FANGO*

Il carico del fango è un parametro dato dal rapporto tra il carico di substrato alimentato con il liquame grezzo e il quantitativo di biomassa presente nel reattore:

$$C_F = \frac{F}{M} = (Q_m \times BOD_{5in}) / [MLSSV \times (V_{NIT} + V_{DEN})] \quad [kgBOD_5/d/kgSS]$$

dove:

- $Q_m$ = portata media di calcolo di liquame influente [m³/d];
- $BOD_{5in}$ = concentrazione equivalente di carico organico in ingresso alla fase di nitrificazione [mg/l];
- MLSSV = concentrazione di solidi sospesi volatili [mg/l];
- $V_{NIT}$ = volume di nitrificazione [m³];
- $V_{DEN}$ = volume di denitrificazione [m³].

La frazione di SSV/SS dipende dal carico di fango di esercizio e dalla presenza o meno di sedimentazione primaria.

Dal dimensionamento del processo di ossidazione/nitrificazione, si stima un rapporto SSV/SST pari al 74%.

Sostituendo i valori dei vari parametri così come precedentemente determinati, si ha:

$$C_F = \frac{F}{M} = 0.085 \text{ kgBOD}_5\text{/d/kgSS}$$

### *4.1.6 OC/load (richiesta di ossigeno)*

La domanda teorica di ossigeno per le reazioni di ossidazione e nitrificazione è data da:

$$R_{O_2} = Q(S_0 - S) - 1{,}42 \cdot P_{x,bio} + 4{,}33 \cdot NO_x \ \ [kg_{O_2}/d]$$

Dove:

- Il primo termine rappresenta la quantità di ossigeno che sarebbe necessaria se tutta la sostanza organica che scompare fosse realmente ossidata;
- Il secondo termine tiene conto che una parte di bCOD che scompare è trasformato in biomassa (equivalente in COD della biomassa);
- Il terzo termine rappresenta la richiesta di ossigeno per la nitrificazione.

La domanda teorica di ossigeno $RO_2$ stimata nel bacino di aerazione è ridotta di un quantitativo $CO_2$ (credito di ossigeno) per tenere di conto del fatto che una parte del substrato organico viene ossidato a spese della riduzione del nitrato. Questo contributo può essere stimato con la seguente formula:

$$C_{O_2} = 2.86 \cdot \left(NO_{3,ridotti\ in\ denitrificazione}\right) \ \ [kg_{O_2}/d]$$

La richiesta netta di ossigeno nella vasca di areazione si ottiene quindi sottraendo $C_{O_2}$ a $R_{O_2}$. Al netto della denitrificazione, l'ossigeno totale da trasferire al processo di ossidazione-nitrificazione è risultato essere pari a 33 kgO2/h.

Nell'ipotesi di adottare un sistema di aerazione ad aria diffusa di tipo sommerso, utilizzando diffusori a disco a membrana, la portata d'aria da fornire può essere stimata attraverso la seguente relazione:

$$\text{Portata d'aria}\left[\frac{\text{m}^3}{\text{min}}\right] = \frac{\text{SOTR (kg/h)}}{\text{SOTE} \cdot 60\ (\text{min/h})\ \cdot \text{Quantità O}_2\text{ in peso (kgO}_2/\text{m}^3\text{aria)}}$$

dove:

- SOTE: Efficienza di trasferimento di ossigeno in condizioni standard, 22.82%;

- SOTR: tasso di trasferimento standard dell'ossigeno in acqua corrente alla temperatura di 20°C per concentrazione iniziale nulla di ossigeno disciolto

$$SOTR = AOTR\left[\frac{C_{s,20}}{\alpha F(\beta C_{s,T,H} - C)}\right](1.024^{(20-T)})$$

  con,

  - Fattore di trasferimento di ossigeno, α = 0.5;
  - Fattore di correzione per la salinità e tensione superficiale, β = 0,98;
  - Fattore di sporcamento, F = 0,9;
  - AOTR = $R_{O2}$ richiesta di ossigeno:
  - $C_{s,20}$ = Concentrazione a saturazione a 20°C;
  - $C_{s,T,H}$ = Concentrazione $O_2$ alla temperatura T=20°C e H=657 m;
  - C = DO ossigeno disciolto in vasca.

- La quantità di ossigeno in peso per $m^3$ di aria (0,265 kg/$m^3$) viene calcolata come prodotto tra la densità dell'aria a 20°C e alla pressione atmosferica alla quota dell'impianto, ρ_a=PM/RT, e la percentuale in peso dell'ossigeno nell'aria (23,18%).

Ne risulta una richiesta d'aria pari a ca 1300 $m^3$/d. Prevedendo di installare dei diffusori a disco a membrana aventi una portata unitaria di ca 3 $Nm^3$/h, il sistema di aerazione sarà costituito in totale da 430 diffusori sommersi. Un totale di 304 e di 126 diffusori verranno disposti rispettivamente nella vasca di ossidazione esistente e quella di nuova realizzazione disposti e alimentati attraverso delle tubazioni disposte sul fondo delle vasche, collegate a loro volta a delle condutture principali in cui fluisce l'aria grazie all'impiego di soffianti.

Per la fornitura dell'aria per il comparto di ossidazione si prevede l'istallazione (all'interno del vano soffianti) di numero 2 soffianti, n.1 soffianti per ogni vasca di ossidazione. La vasca di ossidazione esistete sarà servita da una soffiante a canale laterale con portata d'aria pari a 910 $Nm^3$/h, prevalenza 400 mbar e potenza pari a 15 Kw. La nuova vasca di ossidazione da una soffiante a canale laterale con portata d'aria pari a 380 $Nm^3$/h, prevalenza 500 mbar e potenza pari a 6 Kw.

### *4.1.7 Ricircolo e produzione fanghi*

*RICIRCOLO FANGHI DAL SEDIMENTATORE SECONDARIO*

Al fine di mantenere all'interno della vasca di ossidazione una concentrazione di 4 kgSS/$m^3$, risulta necessario ricircolare un certo quantitativo di fanghi dal sedimentatore finale.

Il rapporto di ricircolo è dato dalla seguente formula:

$$\alpha = X / (X_R - X) = 1$$

Ipotizzando un α = 1, si ottine un valore di concentrazione dei solidi nel ricircolo pari a:

$$X_R = 8 \text{ kgSS/m}^3$$

Da cui la portata di fango di ricircolo risulta:

$$Q_r = Q_m = 83.3 \text{ m}^3\text{/h}$$

Per il ricircolo dei fanghi si prevede l'installazione all'interno del pozzetto di estrazione dei fanghi dal sedimentatore secondario di n°. 1 elettropompa sommersa (+1 di riserva), con portata pari a 18.5 l/s, prevalenza pari a 9.6 m e potenza pari a 5.0 Kw; tale pompa ricircolerà la portata dal sedimentatore secondario al pozzetto di carico della vasca di denitrificazione.

*RICIRCOLO INTERNO DEI NITRATI (IR)*

Per garantire la rimozione dei nitrati prodotti in fase di ossidazione/nitrificazione, avendo previsto un comparto di pre-denitrificazione, è necessario un ricircolo della miscela areata da valle della vasca di ossidazione a monte della pre-denitrificazione stessa; la portata da ricircolare è ricavata dal prodotto tra la portata media giornaliera ed il rapporto di ricircolo interno dei nitrati IR, in funzione dei nitrati da rimuovere, del limite allo scarico previsto per i nitrati stessi, e del rapporto di ricircolo dal sedimentatore secondario R.

Nello schema impiantistico previsto, le pompe per il ricircolo interno della miscela aerata sono collocate all'interno del pozzetto di uscita dell'ossidazione di progetto che, oltre al refluo in uscita per stramazzo dalla vasca in progetto, riceve quello in uscita dall'ossidazione esistente.

Si prevede la posa di n.1 elettropompa sommersa (+1 di riserva) di portata 100 l/s, prevalenza 5 m e potenza pari a 4.7 kW.

*PORTATA DI SUPERO*

Dai calcoli effettuati per il dimensionamento del processo biologico (si veda par. 8.1.4) si ottiene una produzione di fango pari a:

$$P_{X,SST} = 490 \; kgSST/d$$

da cui, considerando una concentrazione del fango di supero pari a quella del ricircolo dal sedimentatore secondario al comparto biologico, si ottiene:

$$Q_{supero\ procceso\ biologico} = \frac{P_{X,SST}}{X_R} = 62 \; m^3/d$$

L'estrazione del fango verrà eseguito con le pompe di ricircolo del fango che grazie alla presenza di due valvole motorizzate poste una sulla linea di ricircolo dei fanghi e una sulla linea di estrazione dei fanghi di supero permetteranno, variando durante l'arco della giornata il loro stato di apertura/chiusura, l'invio ad una o all'altra sezione dell'impianto.

### *4.1.8 Sedimentazione Secondaria*

La sedimentazione secondaria ha la funzione sia di fornire un effluente ben chiarificato, sia di garantire il necessario ispessimento dei sedimenti, in modo che le caratteristiche del fango ricircolato nella vasca di aerazione consentano di mantenere le condizioni previste per la fase biologica. Subìto il processo di depurazione biologica, la quota parte di liquame che non viene ricircolato in testa alla denitrificazione raggiunge lo stadio di sedimentazione finale.

Il valore del flusso solido gestionalmente adottato in un sedimentatore incide pesantemente sulle potenzialità di ispessimento del fango raccolto sul fondo della vasca. In altri termini un elevato carico per unità di superficie rischia di limitare i fenomeni di addensamento del fango, seppur sedimentato, rendendo meno efficace la chiarificazione e più oneroso il ricircolo.

$$Carico\ dei\ solidi\ (C_{SS}) = \frac{Q + Q_r}{A} \quad [\frac{kgSS}{m^2 \cdot h}]$$

con:

- Q = portata da trattare (calcolo fatto sia con Qmax che con Qmin);
- $Q_r$ = portata di ricircolo;
- A = superficie del sedimentatore.

Oltre al carico dei solidi, un altro parametro fondamentale per il dimensionamento dei sedimentatori è la velocita di Hazen o velocita ascensionale o carico idraulico (Ci), espressa in mc/(mq h) e calcolabile con la seguente formula:

$$C_i = \frac{Q}{A} \quad [\frac{m^3}{m^2 \cdot h}]$$

Dove:

- Q = portata da trattare (calcolo fatto sia con Qmax che con Qmin);
- A = superficie del sedimentatore.

Il comparto di sedimentazione finale previsto sarà di tipo circolare con diffusione centrale del refluo proveniente dal trattamento biologico.

La vasca sarà equipaggiata di carroponte (potenza 0.37 kW) con lama raschiafango per convogliare i fanghi sedimentati in una tramoggia centrale di raccolta, e di lama superficiale che convoglia le eventuali sostanze galleggianti verso una tramoggia periferica con scivolo. I fanghi sedimentati e raccolti nella tramoggia centrale vengono convogliati in un pozzetto di raccolta e rilancio, da cui sono in parte ricircolati in testa al trattamento biologico per mantenere una concentrazione di fango ben determinata nelle vasche, e in parte scaricati come fanghi di supero.

Ai fini della progettazione, si sono utilizzati valori cautelativi del CIS (sia a portata media che a portata massima), al fine di garantire una bassa velocità ascensionale e quindi una maggior detenzione del fango all'interno del comparto di sedimentazione.

È stato assunto un CIS alla portata media pari a 16 $\frac{m^3}{m^2 \cdot d}$ (da letteratura 16-28 $\frac{m^3}{m^2 \cdot d}$] ed è stata calcolata l'area richiesta con la formula precedentemente riportata. Successivamente è stato verificato che tale area fosse sufficiente a garantire alla portata di punta (3Qm) valori del CIS da letteratura compresi nel range 40-64 $\frac{m^3}{m^2 \cdot d}$ . Si considera come parametro predominante il carico di solidi e il rispetto dei valori di letteratura in condizioni di massima portata.

Si ricava un diametro utile del sedimentatore pari a 14 m. Tale dimensionamento risulta sufficiente per il rispetto dei valori di carico del fango di letteratura, sia per condizioni di portata media che di punta.

Di seguito, in Tabella 8: Parametri progettuali sedimentatore secondario e i valori di riferimento per sistemi a fanghi attivi con rimozione dei nutrienti (Metcalf&Eddy, 2006).

Tabella 8: Parametri progettuali sedimentatore secondario

| **Dimensionamento sedimentatore secondario circolare meccanizzato** | | |
|---|---|---|
| Qm [m³/d] | 2000 | |
| Qmax = 3Qm [m³/d] | 6000 | |
| Concentrazione di SST in vasca X [kg/m³] | 4 | |
| Rapporto di ricircolo α | 1 | |
| Concentrazione di SST nel ricircolo sec. Xr [kg/m³] | 8 | |
| Diametro sedimentatore [m] | 14 | |
| A [m²] | 154 | |
| h [m] | 4 | |
| CIS a Qmed [m³/ m²d] | 13 | Range:16 – 28 [m³/ m²d] |
| CIS a Qmax [m³/ m²d] | 40 | Range:40 – 64 [m³/ m²d] |
| **Verifica sull'apporto di solidi** | | |
| Apporto di solidi alla Qmedia Pss [kgSST/ m² h] | 4.33 | Range: 4 – 6 [kgSST/ m² h] |
| Apporto di solidi alla Qmedia Pss [kgSST/ m² h] | 8.67 | Range: < 9 [kgSST/ m² h] |
| **Verifica sul carico allo stramazzo** | | |
| Lunghezza dello stramazzo Lst [m] | 43.96 | |
| Carico allo stramazzo a Qmed Cst [m²/m d] | 45.5 | Range: < 125 [m² / m d] |
| Carico allo stramazzo a Qmax Cst,max [m²/m d] | 136.5 | Range: < 250 [m² / m d] |

### *4.1.9 Disinfezione*

La disinfezione finale ha come obiettivo l'eliminazione (almeno parziale) degli organismi patogeni. Si prevede l'adeguamento della sezione di disinfezione a mezzo del dosaggio di una soluzione di ipoclorito di sodio. Il criterio principale per il dimensionamento è il tempo di contatto minimo di 15-20 minuti da garantire in condizioni di portata oraria massima. La portata massima di progetto per quest'unità è pari a 4Qm, in quanto 3Qm è la portata ammessa al biologico e la rimanente 1Qm è inviata alla disinfezione dal by-pass a valle dei trattamenti primari e a monte del biologico. La vasca di disinfezione esistente di dimensioni interne 7.55x2.30x1.2 (h nuovo sfioro) m risulta non idonea a garantire il tempo minimo di contatto richiesto. Si prevede, pertanto, di ampliare il volume utile della sezione di disinfezione attraverso una soluzione modulare che preveda la realizzazione di una nuova vasca a monte della esistente, di dimensioni 8.60x4.00x2.00 (h sfioro) m, di cui 1.5 m ca fuori terra. La nuova vasca disporrà di un pozzetto di ingresso di dimensioni 1.00x1.00x2.30 (h) m in cui si permetterà un adeguato dosaggio e miscelamento con l'agente disinfettante. I parametri dimensionali della nuova vasca di disinfezione sono riportati in tabella 9.

Tabella 9: Parametri progettuali nuova vasca di disinfezione

| **Parametro** | **Valore** |
|---|---|
| Tempo di contatto di progetto, Qmax [min] | 15 |
| Q max progetto = 4Qm [$m^3$/d] | 8000 |
| Larghezza totale vasca [m] | 4.00 |
| Lunghezza totale vasca [m] | 8.60 |
| Altezza vasca [m] | 2.30 |
| Altezza sfioro [m] | 2.00 |

## 4.2 LINEA FANGHI

### *4.2.1 Ispessitore statico*

Per aumentare la concentrazione del fango di spurgo in uscita dal sedimentatore secondario si manterrà la sezione di ispessimento fanghi. L'ispessitore esistente è di dimensioni 3.7x3.7x3.2 (h) m. La superficie utile risulta pari a 13.7 $m^2$. Considerata la produzione di solidi stimata precedentemente, pari a ca 490 kgTSS/d, si stima un carico solido all'ispessitore pari a ca 36 kgTSS/$m^2$/d. Tale valore rientra nei range di letteratura per gli ispessitori di tipo statico (20-40 kgTSS/$m^2$/d). Si predispone pertanto il mantenimento di questa unità con gli opportuni adeguamenti strutturali e di piping. Si stima una percentuale di secco del fango ispessito pari al 2% rispetto al valore dei fanghi in ingresso dello 0,8%. Tale incremento, permette di ottenere una

portata dei fanghi ispessiti si stima in ca 25 $m^3$/d, ovvero una riduzione di volume rispetto ai fanghi in ingresso pari al 40%. Il rimanente volume chiarificato verrà ricircolato in testa all'impianto.

Si prevede un regolare spurgo dei fanghi ispessiti e opportuno smaltimento a norma di legge.