



PROGETTO

IMPIANTO DI DIGESTIONE ANAEROBICA DELLA FRAZIONE ORGANICA DEI RIFIUTI CON PRODUZIONE DI BIOMETANO

LOCALIZZAZIONE:

**COMUNE DI SANT'ARSENIO (SA)
AREA P.I.P. - LOC. "POZZO"**

RIFERIMENTO PRATICA:

**VERIFICA DI ASSOGGETTABILITA' ALLA V.I.A.
(art. 20 D.Lgs. 152/2006 e ss.mm.ii.)**





TITOLO ELABORATO:

RELAZIONE IDROLOGICA-IDRAULICA

SIGLA ELABORATO:

R.3

COMPAGINE DI PROGETTO:

	<p>I PROGETTISTI: DEGLI INGEGNERI</p> <p>ING. LUIGI RUTIGLIANO Albo N. 1246 (Direttore Tecnico BiosNike s.r.l.s.)</p> <p>ING. VINCENZO MAFFIONE (BiosNike s.r.l.s.) LAUREA SPECIALISTICA Sezione A N° 8720/A Settore 04/01/0000000</p>
	<p>ING. FRANCESCO LANDI (Direttore Tecnico 3iProgetti s.r.l.) Albo N. 3290</p>
	<p>ING. LUIGI TROTTA (3iProgetti s.r.l.) Albo N. 5009</p>
<p>STUDIO TECNICO: ING. GIANCARLO GENTILE STUDIO TECNICO: GEOL. ANTONIO PETROCCELLI STUDIO TECNICO: ING. GABRIELE PETROCCELLI ING. DANIELE GIAFFRIDA</p>	<p>ING. PAOLO D'ACUNZI (3iProgetti s.r.l.) Albo N. 6376/SP/2/A Claus. ed. Ambient. 1/01/0000000 PROVINCIA DI SALERNO</p>
<p>COMMITTENTE:</p> <p> BIOMETANO SALERNITANO SRL Via dell'Elogium - 84035 - Polla (SA) biosal@pec.it</p>	

NOME FILE:

R.3_RelazioneIdrologicaldraulica

SCALA DISEGNO:

-

DIMENSIONE FOLGIO:

A4

DATA	REVISIONE	COMMENTO	REDATTORE
NOVEMBRE 2016	0	EMISSIONE PER AUTORIZZAZIONE	ING. RUTIGLIANO ING. D'ACUNZI

RELAZIONE IDROLOGICA-IDRAULICA

Proponente: Biometano Salernitano s.r.l.

Sede legale: VIA DELL'ELOGIUM, N.10 – 84035 POLLA (SA)

Sede impianto: LOC. POZZO AREA P.I.P. – SANT'ARSENIO (SA)

INDICE

1. PREMESSA	2
2. GENERALITÀ	4
3. ANALISI DELLA RETE DI DRENAGGIO	7
3.1 IL MODELLO DI CALCOLO	7
3.2 CARATTERISTICHE DELLA RETE DI DRENAGGIO	8
3.3 PARAMETRI DI CALCOLO	11
3.4 VALUTAZIONE DELLE PORTATE DI PRIMA PIOGGIA	12
3.5 VERIFICA IDRAULICA DELLA RETE DI DRENAGGIO.....	13
4. DIMENSIONAMENTO DELL'IMPIANTO DI TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA	15
5. DIMENSIONAMENTO VASCA DI ACCUMULO A SERVIZIO DELL'IMPIANTO.....	20

1. PREMESSA

Il presente elaborato viene redatto nell'ambito della realizzazione di un impianto per il trattamento di matrici organiche (FORSU da raccolta differenziata e scarti mercatali), con capacità massima di trattamento di 60.000 t/anno, da ubicarsi nell'ampliamento della zona PIP in località "Pozzo" nel comune di Sant'Arsenio (SA).

La presente relazione è allegata alla **domanda per il rilascio di autorizzazione integrata ambientale, coordinata con la procedura di Valutazione di Impatto Ambientale.**

L'intervento, da realizzare dalla società su indicata, interessa un'area complessiva di circa 25.446 m² (cfr. figura 1).

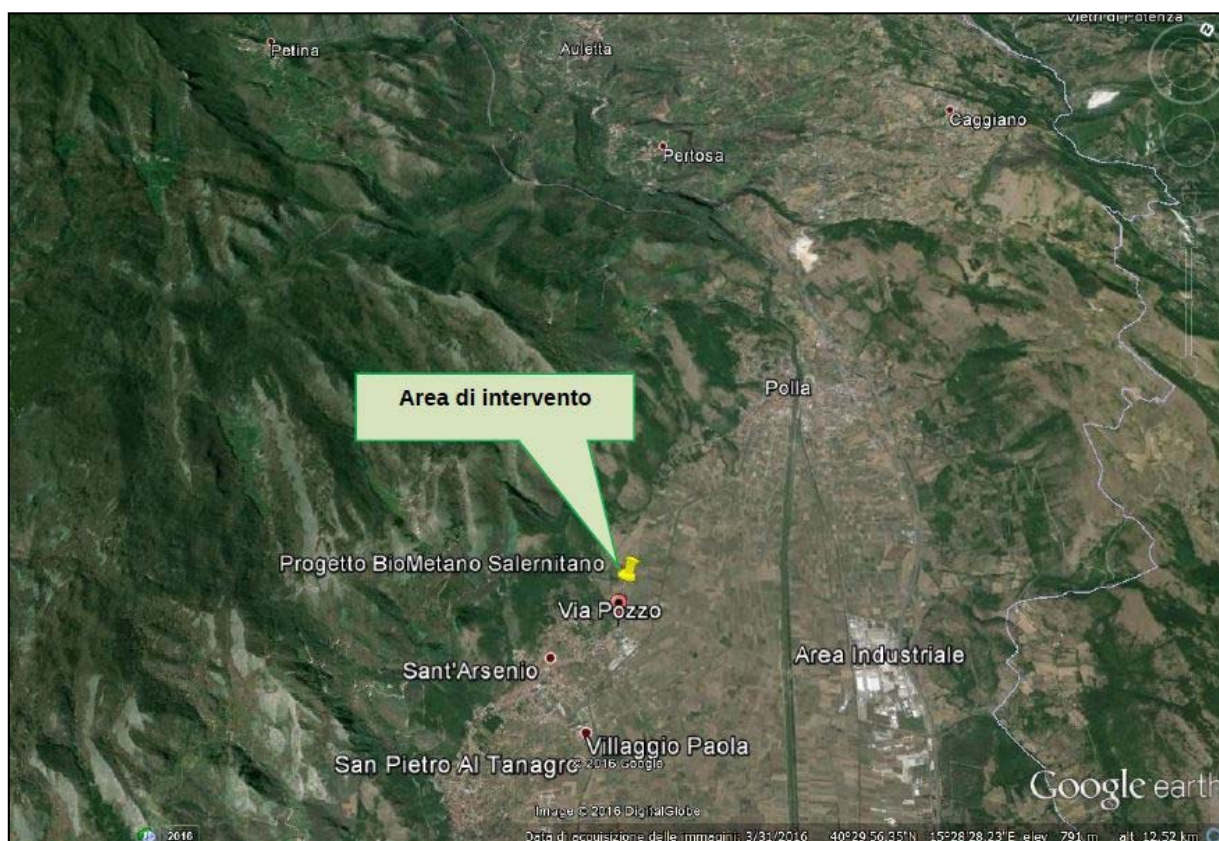


Figura 1 - Inquadramento dell'area dell'intervento su area vasta

Nel presente documento è riportata una descrizione dell'intervento, sono esplicitate le scelte progettuali effettuate, sono definiti i criteri, di carattere sia idrologico sia idraulico, utilizzati per il dimensionamento e la conseguente verifica idraulica della rete di drenaggio delle acque meteoriche e per il dimensionamento dei sistemi di trattamento e del sistema di smaltimento dell'intero lotto.



Figura 2 - Inquadramento su ortofoto dell'area di intervento

2. GENERALITÀ

L'area interessata dall'intervento, ubicata nella Regione Campania ricade nel bacino idrografico del fiume Sele nei limiti territoriali dell'Autorità di Bacino Regionale Campania Sud come si evince dalla figura seguente.

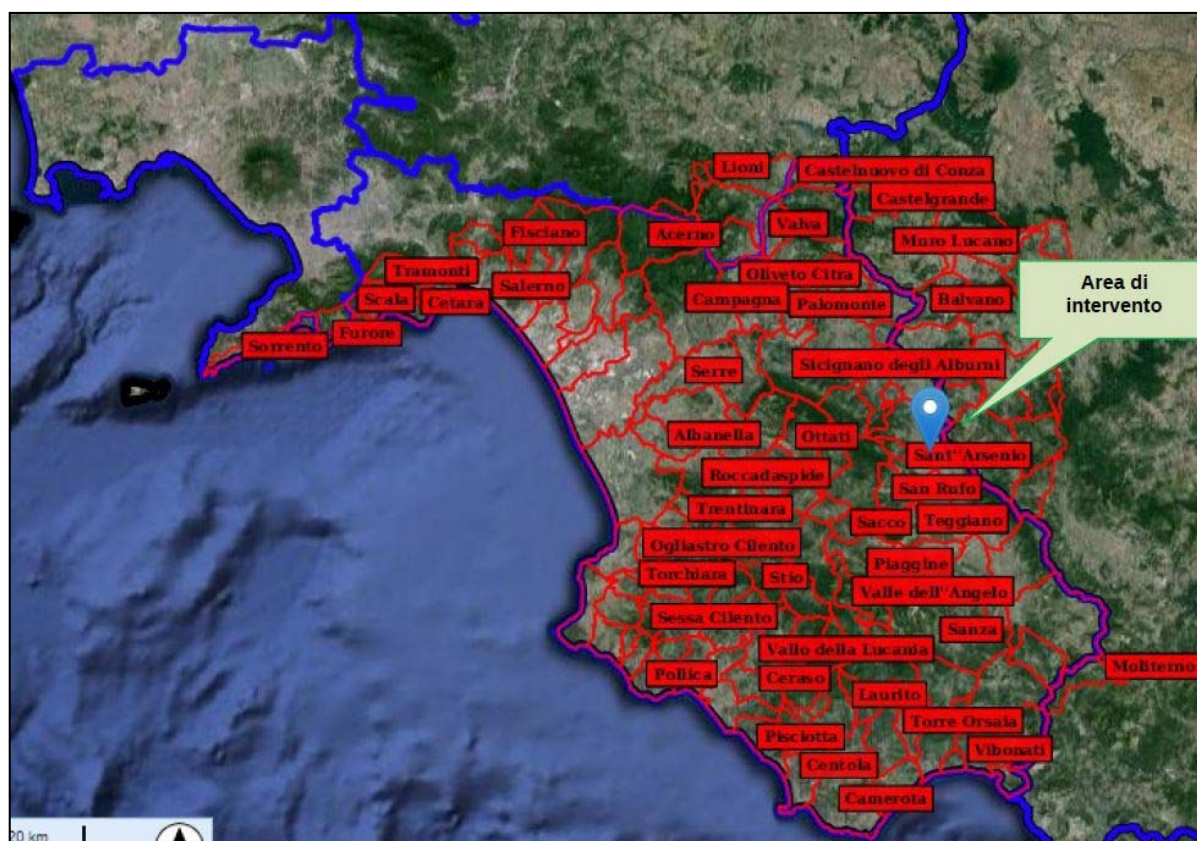


Figura 3 - Inquadramento dei bacini idrografici e dei limiti amministrativi

Dall'analisi della cartografia riguardante l'assetto idraulico delle aree a pericolosità e rischio idraulico del Piano di Bacino stralcio Assetto Idrogeologico (PAI), redatto dalla Autorità di Bacino della Regione Campania (AdB), è emerso che l'area di interesse individuata in precedenza, ricade in parte in un'area soggetta a inondazioni da canali laterali ed in particolare da quello di Polla, realizzati dal Consorzio di bonifica cioè è soggetta ad un vincolo di aree inondabili per esondazione dei canali di bonifica.

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica e allo studio di compatibilità idrologica redatto dal geologo Petroccelli, in allegato.

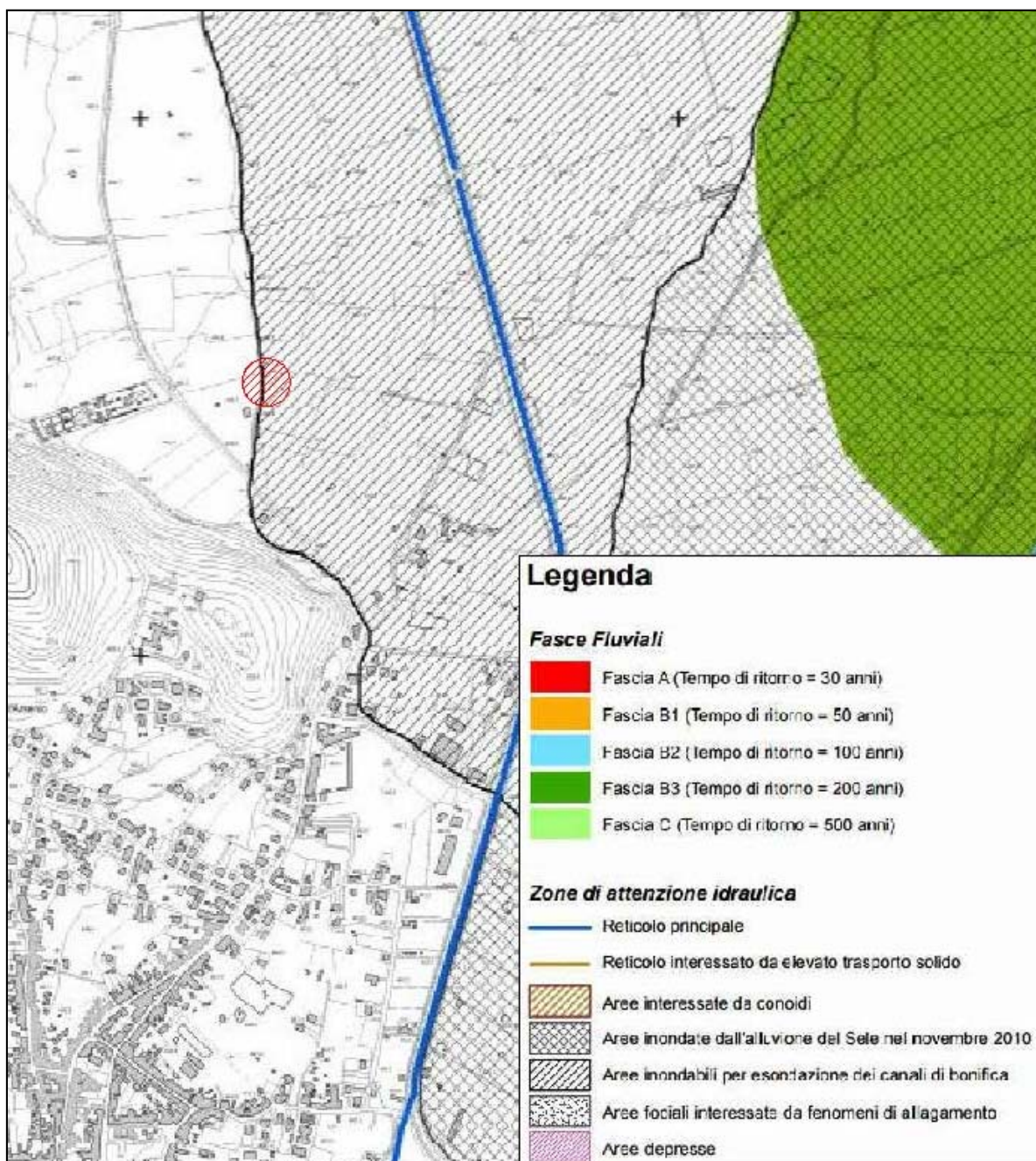


Figura 4 - Inquadramento dell'area di intervento con individuazione delle fasce fluviali, dei rischi idraulici e pericolosità alluvionali

Tuttavia, il proponente dell'intervento ha redatto la presente relazione idrologica ed idraulica finalizzata alla determinazione delle curve di possibilità climatica, al variare del tempo di ritorno, per il dimensionamento del sistema di collettamento delle acque meteoriche. Il presente elaborato è stato organizzato secondo i seguenti punti:

- ✓ analisi e descrizioni degli interventi;

- ✓ studio idrologico dell'area di interesse, previa caratterizzazione del regime climatico dell'area;
- ✓ analisi e descrizione delle scelte progettuali effettuate;
- ✓ definizione dei criteri, di carattere sia idrologico sia idraulico, utilizzati per il dimensionamento dei sistemi di trattamento delle acque reflue, della rete di drenaggio delle acque meteoriche e del sistema di smaltimento.

I manufatti idraulici che compongono le opere di progetto, dei quali verrà fornito ogni elemento utile a comprenderne i criteri di dimensionamento adottati e le condizioni di funzionamento, possono schematizzarsi in:

- ✓ Rete di raccolta e collettamento delle acque meteoriche a servizio dell'impianto;
- ✓ Vasca di trattamento delle acque meteoriche che esegue i trattamenti di grigliatura, dissabbiatura e disoleatura previsti dalla normativa vigente per le acque meteoriche;
- ✓ Vasca di accumulo per il recupero delle acque meteoriche ai fini irrigui, di processo, di lavaggio aree, etc.

3. ANALISI DELLA RETE DI DRENAGGIO

L'impianto prevede la realizzazione di una rete di drenaggio delle acque meteoriche al servizio dell'area di intervento, un sistema di intercettazione e trattamento delle acque di pioggia e l'immissione delle acque nella fognatura per la regimentazione delle acque meteoriche di nuova costruzione a servizio dell'ampliamento della zona PIP di Sant'Arsenio (SA).

La rete fognaria che sarà realizzata a servizio dell'ampliamento della zona PIP è così costituita:

rete fognaria sarà realizzata con un sistema separato per la regimentazione delle acque meteoriche e nere.

Le tubazioni sono previste in PED di diametro compresi tra 250 e 315 per i tratti principali e di 250 per i tratti secondari di allacciamento dei singoli lotti e il collegamento delle caditoie stradali.

La rete fognaria sarà dotata di pozzetti di ispezione e caditoie stradali in ghisa pesante.

La rete di drenaggio a servizio del lotto può suddividersi in tre sottoreti:

- ✓ Rete A: una di raccolta e collettamento dei pluviali delle aree di copertura di tutti i manufatti indicata con color magenta nella Tav. 6 – Aree scolanti;
- ✓ Rete B: una di raccolta e collettamento delle precipitazioni che interessano strade, piazzali area parcheggi potenzialmente contaminate dalla normale movimentazione dei mezzi le cui aree sono indicate con il colore blu;
- ✓ Rete C: area di raccolta dei colaticci esterni recuperate e convogliate dalla platea dei digestori, dalla platea dei serbatoi, delle torri di lavaggio e dai colaticci prodotti dal biofiltro. I colaticci sono convogliati in parte alla pre-vasca (VP-24) e in parte alla vasca di equalizzazione (EQ-41).

In questo paragrafo si valutano le portate di calcolo ai fini del dimensionamento degli specchi della rete di drenaggio.

3.1 IL MODELLO DI CALCOLO

Il dimensionamento degli specchi di una rete di drenaggio delle acque meteoriche richiede la valutazione delle massime portate al colmo o portate critiche con assegnato tempo di ritorno, che possono verificarsi nelle varie sezioni della rete.

Il metodo cinematico lineare, adottato nelle valutazioni idrologiche connesse alla redazione dello studio, si basa sulla considerazione che:

- ✓ gocce di pioggia cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino scolante impiegano tempi diversi per arrivare alla sezione di chiusura dello stesso;

- ✓ il contributo di ogni singolo punto del bacino alla portata di piena è direttamente proporzionale all'intensità di pioggia caduta, nel punto in esame, in un istante precedente a quello del passaggio della piena, cioè l'istante che garantisce il tempo necessario perché detto contributo raggiunga la sezione di chiusura;
- ✓ questo tempo è caratteristico di ogni singolo punto ed invariante nel tempo.

Da tali ipotesi consegue che esiste un *tempo di concentrazione* t_c , caratteristico del bacino, che rappresenta il tempo necessario perché la goccia caduta nel punto *idraulicamente più lontano* del bacino raggiunga la sezione di chiusura.

Tenuto conto che usualmente l'intensità media di pioggia diminuisce con l'aumentare della sua durata, deriva che la portata massima al colmo si ottiene quando il tempo di concentrazione eguaglia la durata dell'evento. Ne consegue che la portata al colmo della piena critica può essere definita dalla seguente relazione:

$$Q = \frac{\varphi \cdot i(t_c) \cdot A}{360}$$

nella quale Q è la portata al colmo di piena (m^3/s), φ il valore del coefficiente di afflusso medio del bacino, i l'intensità media di pioggia di durata pari al tempo di concentrazione (mm/h) e A la superficie del bacino (ha).

La procedura appena descritta è quella applicata per la definizione delle portate di piena che interessano le diverse aree scolanti.

3.2 CARATTERISTICHE DELLA RETE DI DRENAGGIO

Il dimensionamento degli specchi di una rete di drenaggio delle acque meteoriche richiede la valutazione delle massime portate al colmo o portate critiche, con assegnato tempo di ritorno.

Il recapito delle acque drenate, nell'area della ditta “**Biometano Salernitano**”, è costituito dalla fognatura che verrà realizzata in direzione N rispetto al lotto lungo l'asse stradale realizzato a servizio della zona PIP - D1 per insediamenti industriali.

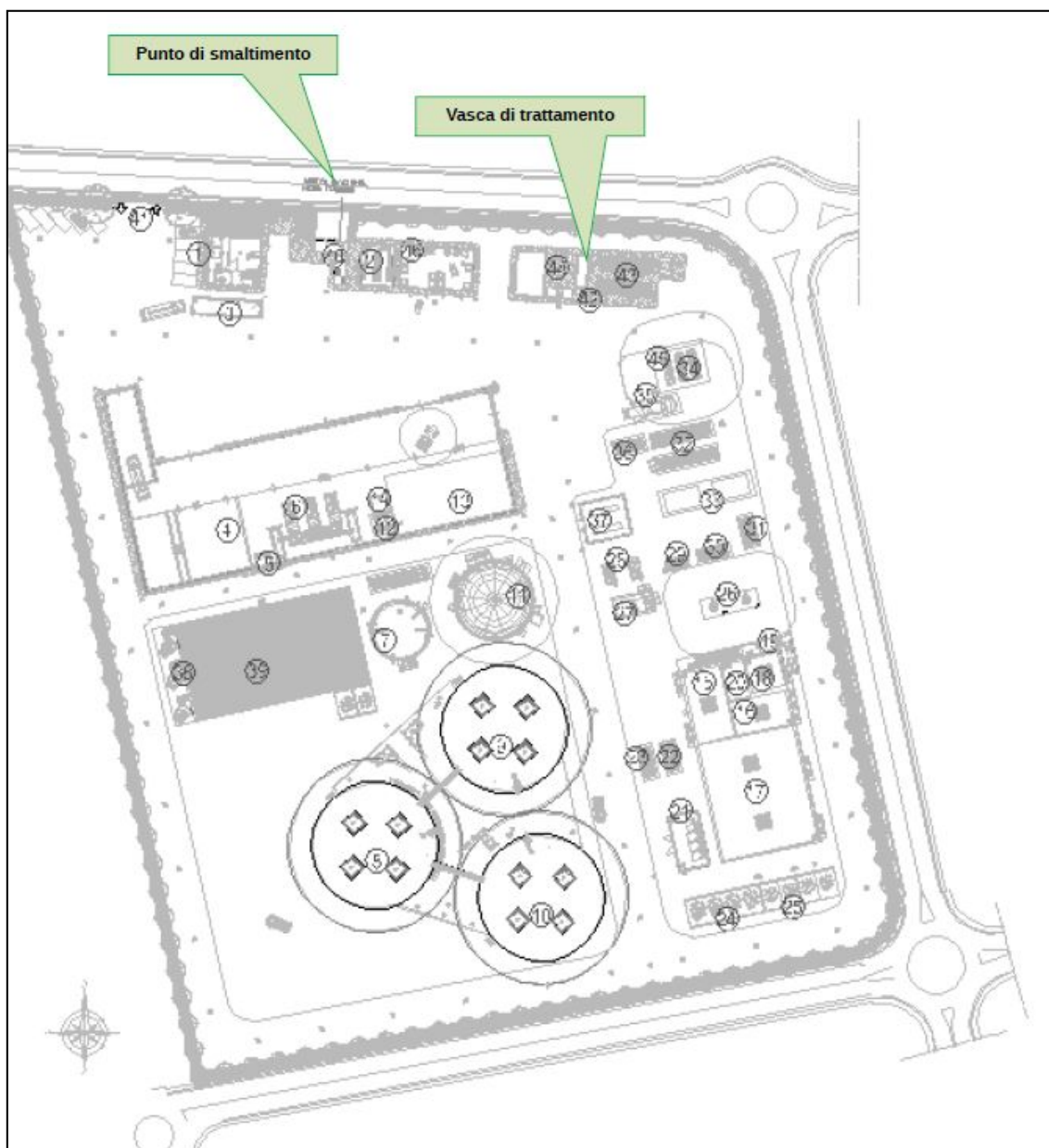


Figura 5 - Vista del lotto

Il recapito finale è dimensionato per il volume di pioggia affluente dall'intero lotto con tubi in PEAD con DN 315.

Per contenere le dimensioni dei collettori, usufruendo della vicinanza del recapito, è stato previsto di suddividere la rete del lotto in due reti minori. In particolare, sono previste due reti indipendenti tra loro (contrassegnate dalla lettera A e B).

La **rete A** raccoglie le acque dei tetti dei manufatti e le immette in una vasca di accumulo (VS-59) in quanto le acque da scaricare provengono da corpi che non contengono sostanze da ritenere pericolose per l'ambiente. Esse saranno riutilizzate sull'impianto ai fini del processo (inviata alle Tornado in sostituzione dell'acqua di rete), per la pulizia dei locali ricezione FORSU,



Compostaggio, chemicals, a scopo irriguo nelle aree a verde dell'area di impianto, per la ricarica della riserva idrica antincendio e per gli i servizi igienici (wc).

La **rete B** raccoglie le acque dei piazzali, delle aree di manovra, della viabilità realizzata in cemento industriale e area parcheggi. Le acque di prima pioggia provenienti da queste aree sono possibili vettori di sostanze inquinanti, essenzialmente costituite da oli e grassi minerali, per cui, secondo la normativa richiamata, prima della immissione nel bacino, è stata prevista una stazione di trattamento per le acque di prima pioggia. Le acque di pioggia successive alle prime, denominate acque di seconda pioggia, defluiranno, con tubazione dedicata, alla vasca di accumulo (TD-58) mediante un pozzetto by pass.

La **rete C** invece non è interessata al convogliamento dei colaticci direttamente al sistema fognario, ma viene convogliato in parte alla vasca di precarico a monte del processo anaerobico e in parte direttamente al sistema di trattamento acque.

Le aree drenate da ciascun collettore sono state individuate suddividendo l'intera superficie del lotto con riguardo alle pendenze prevalenti delle sistemazioni previste ed alle destinazioni d'uso delle superfici (cfr. **figura 6**).

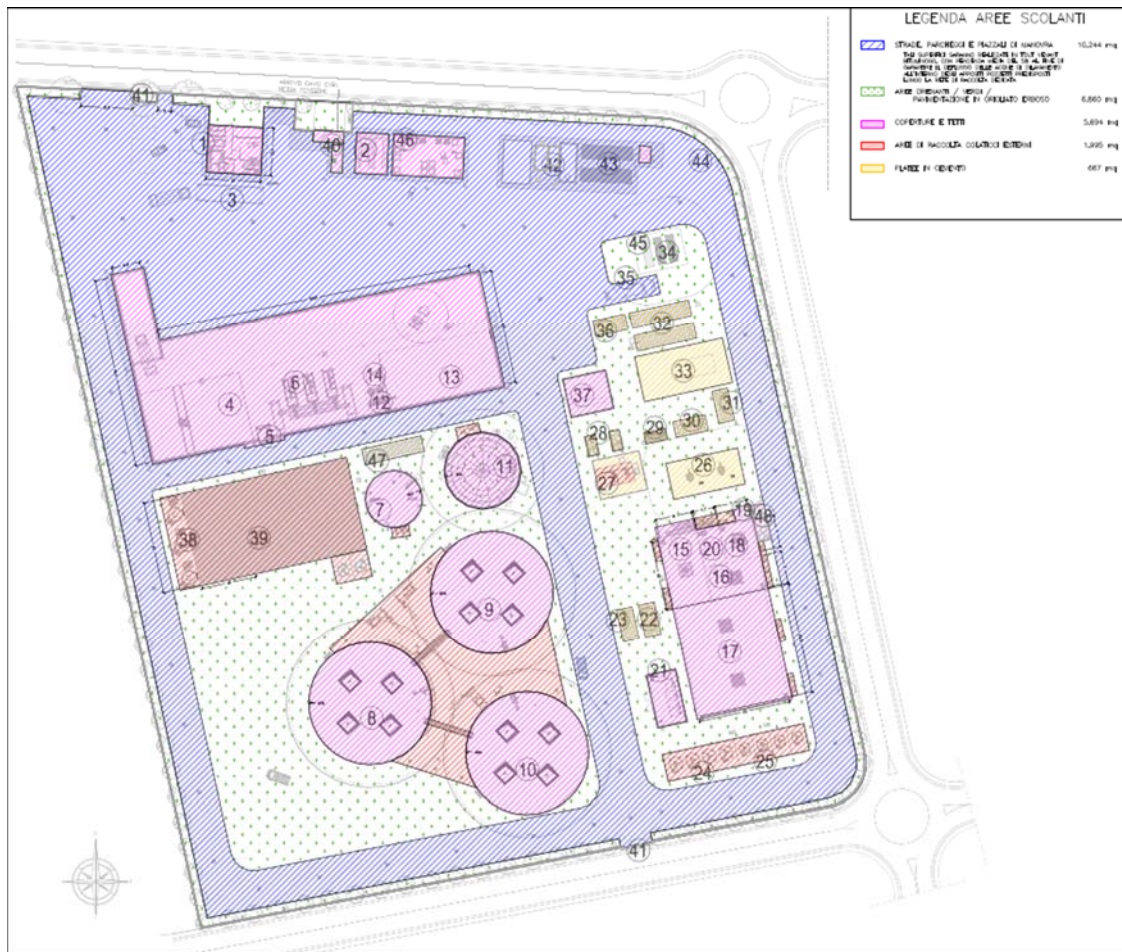


Figura 6 - Vista delle aree scolanti dell'intero lotto

In base alle caratteristiche delle aree così determinate, ad ognuna di esse è stato attribuito uno o più coefficienti di deflusso individuati tra quelli definiti nel paragrafo che segue, in modo da ottenere la superficie ridotta che diviene quella efficace ai fini della formazione della piena.

3.3 PARAMETRI DI CALCOLO

La stima delle portate massime al colmo defluenti è stata condotta tenendo conto delle caratteristiche geometriche e morfologiche proprie dei diversi sottobacini individuati (estensione e lunghezza della superficie scolante, pendenza media ponderata, coefficiente di deflusso).

La curva di possibilità climatica adoperata è quella avente **tempo di ritorno di 5 anni valida per piogge di durata inferiore o uguale a 60 minuti**, ricavata al paragrafo 2, che ha equazione:

$$h = 31,54 \cdot t^{0,33}$$

Per ciò che concerne la valutazione dei coefficienti di afflusso φ_i che caratterizzano il contributo delle diverse aree scolanti, si è fatto riferimento ai valori di letteratura riportati nella **tabella 1**.

Tipologia Urbana	φ
Costruzioni dense	0.70-0.80
Costruzioni spaziate	0.50 - 0.60
Strade e parcheggi	0.80 - 0.90
Giardini, prati e zone non destinate a costruzioni	0.05 -0.15

Tabella 1 - Valori di letteratura del coefficiente di afflusso in funzione delle tipologie urbane

Nello specifico, per il deflusso che interessa il piano viabile delle strade o dei piazzali pavimentati e i tetti è stato assunto il valore $\varphi_3 = 0,90$.

Le pendenze proprie dei diversi collettori che compongono la rete di drenaggio in progetto, sono state definite assumendo come riferimento una pendenza dello 0.3%.

Il calcolo idraulico della rete di drenaggio è stato condotto concentrando tutta la portata defluente sulle aree servite da ciascun collettore nelle sezioni terminali dei singoli tronchi, in modo da garantire, in ogni condizione, il transito della portata fluente.

3.4 VALUTAZIONE DELLE PORTATE DI PRIMA PIOGGIA

La valutazione della portata di prima pioggia è stata effettuata sulla base delle indicazioni imposte dalle norme di attuazione del “Piano Regionale Di Tutela Delle Acque” (PRTA) della Regione Campania in applicazione del Decreto Legislativo n.152/2006.

La superficie di calcolo considerata per la determinazione del volume di pioggia, è stata valutata sommando le superfici stradali e le aree pavimentate, ottenendo un valore pari a circa 10244 m².

L'impianto sarà dimensionato per il trattamento di una pioggia critica, riferita ad un tempo di ritorno di 5 anni e ad una durata di 15 min, dilavante la superficie dei piazzali e la viabilità del lotto. L'impianto ha comunque un funzionamento continuo e garantisce il trattamento di tutte le acque meteoriche prevedendo un margine di almeno il 10% in eccesso sulla portata massima di progetto determinata ai punti successivi della presente relazione.

In particolare, il trattamento delle acque è assoggettato ai 15' (N.T.A. del PRTA Campania) con cui i piazzali si rendono puliti per effetto della piovosità stessa. Pertanto, considerando la relazione della curva di possibilità climatica per piogge aventi tempo di ritorno pari a 5 anni si ottiene una precipitazione massima oraria pari a 31,54 mm. Con riferimento ai primi 15 minuti si ottiene una precipitazione massima pari a 7,89 mm. La portata di progetto si ottiene con la seguente relazione:

$$Q = \frac{\varphi \cdot i(tc) \cdot A}{360} \cdot 1000$$

Pertanto la portata di progetto è pari a 80,8 l/s.

3.5 VERIFICA IDRAULICA DELLA RETE DI DRENAGGIO

In base alla portata di progetto ed al diametro scelto (355 mm) si procede ora alla verifica idraulica della rete di drenaggio. A tal proposito si utilizza **il metodo della similitudine idraulica** che mette a confronto una sezione circolare di riferimento della quale si conoscono tutti i parametri (diametro, pendenza, scabrezza, etc) ed una sezione di cui è incognita la portata visto che siamo in fase di verifica.

Come prima cosa si ipotizza un alveo a forte pendenza salvo poi verificarlo a posteriori e si impone un grado di riempimento del 75 %. Si calcolano successivamente le portate in base al diametro di progetto, sia per l'alveo a forte pendenza che per quello a debole, che nel caso in esame risultano:

$$Q_{r,c} = Q_t (D_r/D)^{5/2} = 1,073 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{r,u} = Q_t (D_r/D)^{8/3} \cdot (i_r/i)^{1/2} = 9,020 \text{ m}^3/\text{s}$$

Della sezione di riferimento si costruisce la corrispondente scala di deflusso sia per lo stato critico che per il moto uniforme, di seguito riportata:

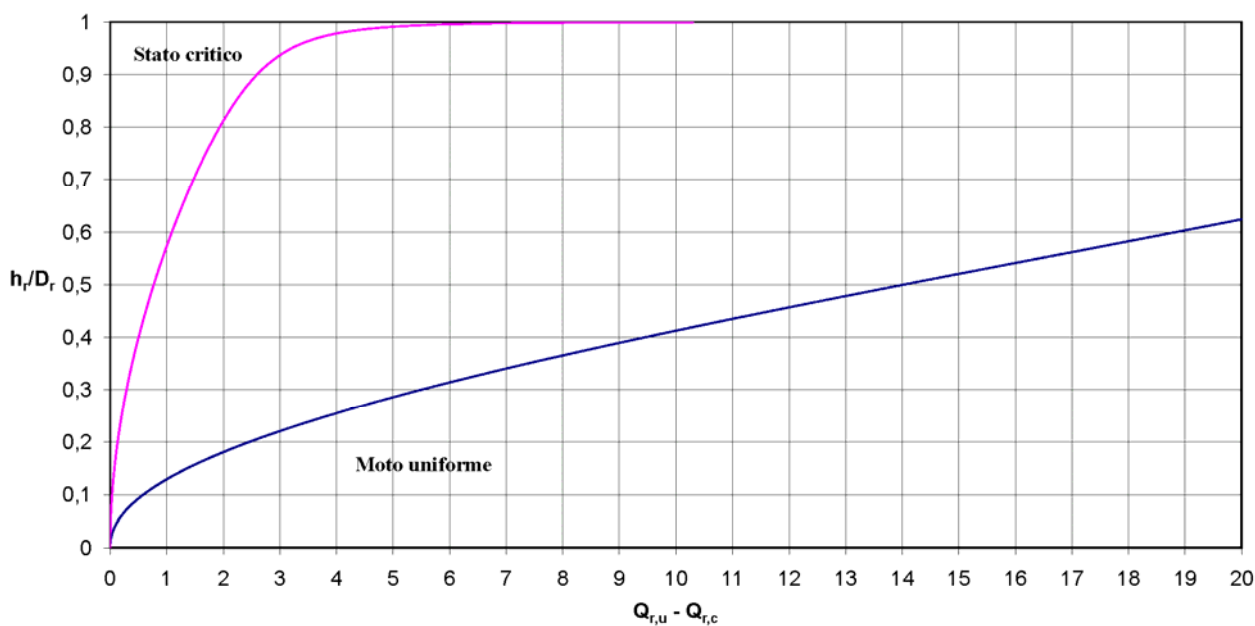


Figura 7 -Scala di deflusso delle portate della sezione di riferimento

Entrando in essa con un i due valori di portata prima calcolati si ricavano le rispettive altezze per la sezione di riferimento, ottenendo:

$$h_{r,c} = 0,594 \text{ m}$$

$$h_{r,u} = 0,389 \text{ m}$$

Da essi, si ricavano, attraverso la similitudine idraulica, le altezze idriche del tratto in esame:

$$h_c = h_{r,c} \frac{D}{D_r} = 0,211 \text{ m}$$

$$h_u = h_{r,u} \frac{D}{D_r} = 0,138 \text{ m}$$

Poiché h_c è maggiore ad h_u l'alveo è a forte pendenza come ipotizzato: Anche la verifica relativa al grado di riempimento risulta soddisfatta in quanto:

$$h_{r,c} = 0,594 \text{ m} < 0,75 D_r (1 \text{ m}) = 0,75 \text{ m}$$

Infine si effettua la verifica relativa alla massima velocità che, nel caso di alveo a forte pendenza, si ha in condizioni di moto uniforme. Si costruisce allora la scala di deflusso delle velocità relativa alla sezione di riferimento:

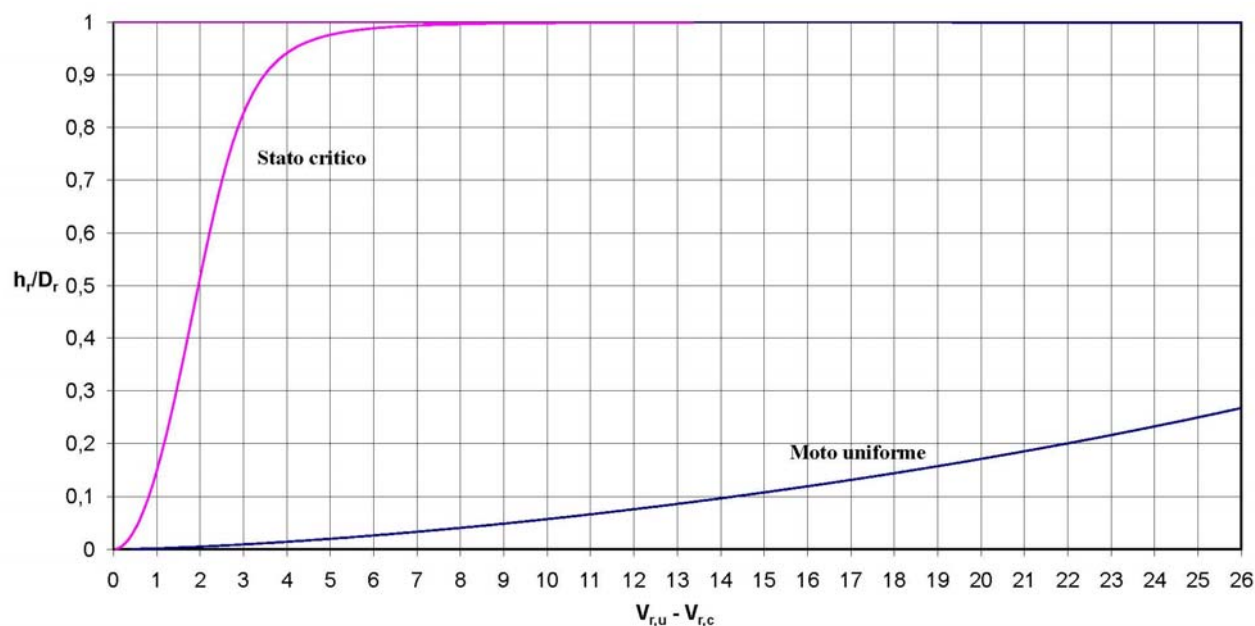


Figura 8 - Scala di deflusso delle velocità della sezione di riferimento

In corrispondenza di h_u prima trovato (0,138 m) si ricava il valore di $V_{r,u}$ che vale:

$$V_{r,u} = 31,8 \text{ m/s}$$

Applicando nuovamente la similitudine idraulica, si determina la velocità massima:

$$V_{\max} = V_u = V_{r,u} (D/D_r)^{2/3} \cdot (K_{st,u}/K_{st,r}) (i_r/i)^{1/2} = 2,26 \text{ m/s}$$

Tale valore della velocità è inferiore a 4 m/s per cui anche la verifica relativa alla velocità risulta soddisfatta.

4. DIMENSIONAMENTO DELL'IMPIANTO DI TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

L'impianto, con funzionamento a ciclo continuo, è dimensionato per una portata di piena pari a 80,8 l/s. Si tenga presente che in tal modo viene eseguito il trattamento dei primi 15 minuti e di tutta la pioggia eccedente.

Considerando che i siti industriali che trattano rifiuti devono trattare i primi 5 mm di pioggia e considerando che l'area, su cui insiste la rete B, interessata al recupero delle acque di prima pioggia e di seconda pioggia ha una superficie di 10.244 m², con una portata di prima pioggia prodotta:

$$Q = \frac{A \cdot h}{1000} = \frac{10223 \cdot 5}{1000} = 51,2 \text{ m}^3$$

Nel caso invece facessimo riferimento che il trattamento delle acque di pioggia è assoggettato ai primi 15' (N.T.A. del PRTA Campania) con cui i piazzali si rendono puliti per effetto dell'evento meteoriche, allora dovremmo considerare come portata di acque di prima pioggia, paria:

$$Q = Q_{\text{progetto}} \cdot \text{tempo} = \frac{80,8 \cdot 60 \cdot 15}{1000} = 72,7 \text{ m}^3$$

La vasca di accumulo delle acque di prima pioggia o comunque le anche necessarie a pulire i piazzali e la viabilità interna, avrà le seguenti dimensioni:

L _u	8	m
L _a	3,2	m
H	3	m
V _{utile}	75	m ³

A valle della rete di intercettazione e collettamento e della vasca di accumulo è prevista una vasca di trattamento, ove vengono convogliate le acque di dilavamento del bacino e le impurità in esse trasportate, dalla quale le acque in eccesso o già chiarificate vengono convogliate verso la rete della fognatura bianca.

Il dimensionamento della vasca è stato condotto sulla base delle indicazioni imposte dalle norme di attuazione del "Piano Regionale Di Tutela Delle Acque" (PRTA) della Regione Campania in applicazione del Decreto Legislativo n.152/2006.

La portata drenata viene fatta confluire in tale vasca di trattamento dimensionata per consentire un trattamento di sedimentazione e disoleatura.

Per il dimensionamento è stata calcolata la lunghezza L della vasca in modo da garantire che le particelle solide ne raggiungano il fondo prima del suo termine.

La velocità di sedimentazione è stata definita utilizzando la legge di Stokes, valida in regime di moto laminare:

$$v_s = \frac{g}{18} \cdot (\gamma_s - \gamma_a) \cdot \frac{D^2}{\mu}$$

in cui γ_s è il peso specifico delle particelle solide, che si è posto pari a $2,55 \text{ g/cm}^3$, γ_a è il peso specifico dell'acqua, pari a $1,00 \text{ g/cm}^3$, D è il diametro equivalente delle particelle che si intende far sedimentare, posto pari a $0,2 \text{ mm}$ e μ la viscosità cinematica dell'acqua che, alla temperatura di 15°C , è pari a $1,139$ centipoise.

Si precisa che la scelta di adottare il valore di pari a $2,55 \text{ g/cm}^3$, quale peso specifico delle particelle sedimentabili, è ampiamente cautelativa in quanto più basso di quello comunemente adottato per tale tipologia di materiale ($2,65 \text{ g/cm}^3$).

Tale scelta consente la sedimentazione di particelle più fini ovvero di quelle di peso specifico minore, ma non permette la sedimentazione di materiale di natura organica che potrebbe alterare il rendimento del trattamento con conseguenti problemi gestionali.

Con le ipotesi di calcolo assunte, è stata quindi ricavata la velocità di sedimentazione delle particelle (v_s) risultata pari a $0,0297 \text{ m/s}$.

Per la vasca utilizzando le seguenti relazioni:

- tempo di sedimentazione $t_s = \frac{h}{18}$
- velocità nel dissabbiatore $V = \frac{Q}{A}$
- lunghezza della vasca $L = V \cdot t_s$

e fissando una altezza in vasca di 2 metri e una superficie di pelo libero di $A = 6 \text{ m}^2$, è possibile determinare i seguenti parametri:

v_s	0,0297	m/s
Q	0,1	mc/s
H	2	m
t_s	67,34	sec
A	6	mq
V	0,017	m/s
L_u	1,2	m
$L_{uprogetto}$	2	m
$L_a = A/L_u$	3	m
$L_{aprogetto}$	4	m

Tabella 2 - Parametri dimensionali della vasca di sedimentazione

Alla luce dei risultati su indicati si evince che per garantire la sedimentazione è necessario che la vasca di trattamento abbia una lunghezza minima pari 2m, una Altezza $H=2$ m, una Larghezza di 4 m.

Inoltre considerando il diagramma di Hjulström si evince che la velocità che consente la deposizione delle particelle di diametro 0,20 mm è pari a circa 2,5 cm/s (cerchio rosso in figura), mentre la velocità necessaria perché esse siano rimesse in moto è di circa 20 cm/s (cerchio rosso in figura 9).

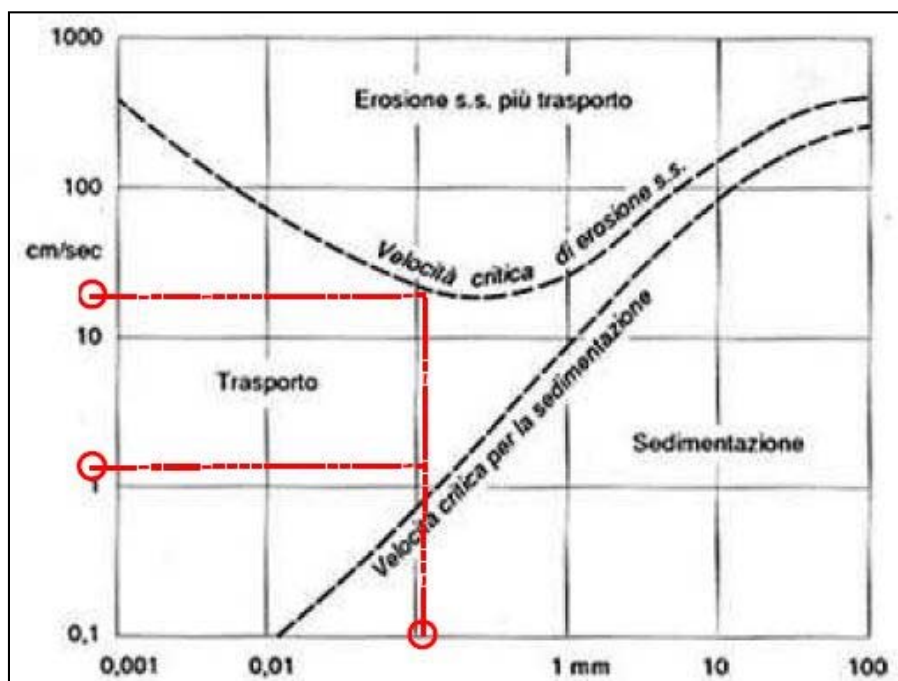


Figura 9 -Diagramma di Hjulström: in ascissa il diametro medio (in mm) delle particelle da far sedimentare, in ordinate la velocità della corrente.

La velocità del flusso nel dissabbiatore con la portata di prima pioggia di 0,1 m³/s e una sezione del dissabbiatore di 6 m² è pari a 1,67 cm/s, pertanto **le particelle che si depositeranno nella vasca di trattamento potranno avere un diametro medio anche pari a circa 0,12-0,15 mm.**

Il sedimento e il refluo inquinante dovrà essere periodicamente smaltito mediante l'uso di autobotti.

Il funzionamento della disoleazione è basato sugli stessi principi della sedimentazione del materiale; il disoleatore si comporta, infatti, come una vasca di sedimentazione nella quale le particelle oleose, caratterizzate da un peso specifico minore di quello dell'acqua, anziché sedimentare come nei dissabbiatori, flottano in superficie.

Le velocità di risalita delle particelle d'olio, immaginate di forma sferica e uniformemente disperse nelle acque di scarico, si possono calcolare con l'ausilio della espressione di Stokes uguale a quella utilizzata per la sedimentazione.

$$v_s = \frac{g}{18} \cdot (\gamma_s - \gamma_a) \cdot \frac{D^2}{\mu}$$

γ_a = densità dell'acqua a 15°C pari a 0.999 g/cm³;

γ_s = densità dell'olio a 15°C pari a 0.850 g/cm³ D = diametro della gocciolina d'olio (0,04 cm);

μ = viscosità assoluta dell'acqua 0.013902 g/cm s.

Con le ipotesi di calcolo assunte, è stata quindi ricavata la velocità di flottazione delle particelle di olio (V_f) risultata pari a 0,0093 m/s.

Il tempo di risalita, analogamente alla sedimentazione, vale:

$$T_r = h / V_f$$

Ipotizzando il diametro delle particelle d'olio pari a 0,04 cm e che la risalita della particella debba percorrere nel suo flottare verso il pelo libero circa 1,5 m si ottiene un tempo di risalita pari a 161 s.

Ipotizzando una superficie di pelo libero di circa 8 m², è possibile determinare i seguenti parametri:

Q	0,1	mc/s
h_{flot}	1,5	m
h_{hot}	2	m
t_s	161,3	sec
A	8	mq
V	0,0125	m/s
L_u	2,0	m
L_{progetto}	2,5	m
$L_a = A/L_u$	4	m
$L_{a\text{progetto}}$	5	m

Tabella 3 - Parametri dimensionali della vasca di disoleazione

Alla luce dei risultati su indicati si evince che per garantire la disoleazione è necessario che la vasca di trattamento abbia 2,5 x 5 m con una H= 2 m

5. DIMENSIONAMENTO VASCA DI ACCUMULO A SERVIZIO DELL'IMPIANTO

Come detto al paragrafo precedente, le acque di pioggia successive alle prime, denominate acque di seconda pioggia, defluiranno, con tubazione dedicata, alla vasca di accumulo (VS-59) mediante un pozzetto di by-pass. Esse saranno riutilizzate nell'impianto innanzitutto ai fini della ricarica antincendio, ma anche per integrare il fabbisogno del ciclo produttivo, ovvero delle attività riportate nel capitolo 8 della relazione generale, e infine a scopo irriguo delle aree a verde dell'impianto.

Come criterio di dimensionamento, la vasca di accumulo (VS-59) è stata dimensionata considerando il fabbisogno annuo delle aree a verde e garantendo un volume di irrigazione per circa un mese. Infatti, si è assunto il valore di fabbisogno pari a 150 l/anno·m² così come indicato nella Norma E DIN 1989-1:2000-12 (cfr. tabelle 4).

Tipologia dell'irrigazione	Fabbisogni idrico specifico (L/anno·m ²)
Irrigazione orto	60,0
Impianti sportivi (periodo vegetativo)	200,0
Aree verdi con terreno leggero (giardino)	200,0
Aree a verde con terreno pesante	150,0

Tabella 4 - tabella riassuntiva del fabbisogno idrico (Fonte: Norma E DIN 1989- 1:2000-12)

Considerando poi che le aree a verde occupano una superficie pari a circa 7108 m² si è determinato il volume totale annuo e, quindi, il volume irriguo sufficiente per 2 mesi. Dal calcolo effettuato, il volume necessario per irrigare le aree a verde è pari a 177,7 m³, pertanto la vasca di accumulo avrà le seguenti dimensioni nette:

Vasca di accumulo		
h	3,5	m
L _u	9,2	m
L _a	5,9	m
V _u	190	m ³

Tabella 5 -Dimensioni della vasca di accumulo

Tale accumulo è, quindi, finalizzato a garantire la ricarica antincendio, il riutilizzo delle acque per fini industriali (acque di riuso) e infine per fini irrigui. Se volessimo invece considerare solamente un fine irriguo con un fabbisogno delle aree a verde di 3 mc/gg, unito al lavaggio dei

locali (fabbisogno di 5 mc/gg) per un totale di 8 mc/gg, il volume stoccato sarà sufficiente per un funzionamento autonomo per circa 24 giorni consecutivi senza integrazioni di acqua.

La vasca è dotata di un livello a galleggiante che una volta raggiunto il livello massimo fa spegnere la pompa di rilancio all'interno del pozzetto di by-pass e invia con una condotta in pendenza DN 200 direttamente nella fognatura bianca di nuova costruzione, una volta raggiunto il livello massimo di capacità della vasca stessa. La vasca è anche dotata di un troppo pieno nel caso il livello a galleggiante dovesse essere guasto, che va ad innestarsi direttamente nella condotta di scarico in pendenza.

Sant'Arsenio, novembre 2016