COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE:

ambiente S.p.A.

CONSULENZA GEOTECNICA E AMBIENTALE:

SGI

STUDIO GEOTECNICO ITALIANO s.r.l.

ingegneria geotecnicaingegneria ambientaleingegneria sismica
geologia applicata

Iscrizione Albo degli Ingegneri
Provincia di Alessandria-N. 1054
Dott. Ing. STEFANO VEGGI
STUDIO GEOTECNICO ITALIANO

COMUNE DI BORGHETTO VARA (SP)

DISCARICA PER RIFIUTI NON PERICOLOSI IN LOCALITA' LA MANGINA

PROGETTO DEFINITIVO

REV. Rev.	DATA Date	DESCRIZIONE Description	REDATTO (IP/RP) Edited	CONTROLLATO (RP) Checked	APPROVATO (DTR) Authorized
E01	29.07.2013	EMISSIONE	VIRNA SPADINI	STEFANO VEGGI	GIULIO MAGGI
E02					
E03					
E04					

ambiente S.p.A.

CONTRATTO N. Contract Nr.

IDENTIFICAZIONE SGI
SGI identification

COMMESSA					CODICE ARCHIVIO				ELABORATO			EMISSIONE	
0	8	5	6	2	–	0	0	6	R	0	6	E	0	1

TITOLO Title

RELAZIONE IDRAULICA

NOME FILE File name	SCALA Scale	SCALA GRAFICA Graphic scale

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE DI QUESTO DOCUMENTO SENZA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE SCRITTA SGI Reproduction of this document is forbidden without prior written permission by SGI

I N D I C E

1. INTRODUZIONE 1

2. DEFINIZIONI 2

2.1 Acque bianche esterne (meteoriche) 2

2.2 Acque bianche interne (meteoriche) 2

2.3 Acque di prima pioggia (meteoriche) 3

2.4 Acque di percolato 3

3. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI REGIMAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE 4

3.1 Metodologia di calcolo 4

3.1.1 Calcolo della portata critica con il metodo cinematico 4

3.1.2 Calcolo della portata di esercizio 6

3.2 Dati di progetto 6

3.3 Dimensionamento 7

3.3.1 Canale di gronda 8

3.3.2 Canalizzazioni sulla copertura definitiva 8

3.4 Materiali impiegati 11

4. REGIMAZIONE DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA 12

4.1 Dimensionamento della rete di drenaggio 12

4.2 Dimensionamento della vasca 13

4.3 Caratteristiche della vasca 14

4.4 Dimensionamento canalizzazione d'uscita dalla vasca di prima pioggia 15

5. PERCOLATO 16

5.1 Drenaggio del percolato 16

5.2 Estrazione ed allontanamento del percolato 16

5.3 Stoccaggio del percolato 17

5.4 Calcolo della produzione di percolato 17

5.4.1 Il bilancio idrologico della discarica 17

5.5 Calcolo portata di progetto 21

5.5.1 Linea di drenaggio di fondo vasca (LPF) 22

5.6 Dimensionamento delle tubazioni di convogliamento 24
5.6.1 Verifica delle portate di esercizio delle tubazioni 24
5.7 Dimensionamento degli impianti 25
5.7.1 Elettropompe di sollevamento 26
5.7.2 Sistema di convogliamento 26
5.7.3 Impianto di stoccaggio 26
5.8 Materiali impiegati 26
5.9 Impianto di trattamento del percolato 27
5.9.1 Considerazioni preliminari 27
5.9.2 Descrizione dello schema di flusso dell'impianto 27
5.9.3 Descrizione del ciclo di trattamento 28

Tabelle contenute nel testo

Tabella 3.1: Determinazione della portata critica per il canale di gronda 8
Tabella 3.2: Determinazione della portata di esercizio per il canale di gronda 8
Tabella 3.3: Determinazione della portata critica delle canalette sulla copertura definitiva 9
Tabella 3.4: Determinazione della portata di esercizio delle canalette sulla copertura definitiva 10
Tabella 3.5: Determinazione della portata di esercizio del canale perimetrale definitivo 10
Tabella 4.1: Determinazione della portata critica per la rete delle acque di prima pioggia 12
Tabella 4.2: Determinazione della portata di esercizio per la rete delle acque di prima pioggia 13
Tabella 5.1: Determinazione della produzione di percolato per unità di superficie 21
Tabella 5.2: Calcolo delle portate di progetto per la linea di drenaggio percolato di fondo vasca (LPF) e di parete (LPL) 23
Tabella 5.3: Dimensionamento della linea drenaggio percolato di fondo vasca -LPF25

1. INTRODUZIONE

Nel presente elaborato vengono dettagliati i temi relativi ai sistemi di regimazione delle acque meteoriche, delle acque di prima pioggia e dei sistemi di captazione, allontanamento e stoccaggio del percolato della discarica per rifiuti non pericolosi in località "Mangina" nel Comune di Borghetto di Vara (SP).
In particolare vengono specificati i dimensionamenti e i metodi di calcolo adottati per la verifica idraulica delle sezioni, per la determinazione della produzione di percolato e delle volumetrie di stoccaggio.

2. DEFINIZIONI

In linea di principio, dal punto di vista gestionale, è possibile individuare quattro categorie di acque che interessano l'area della discarica in progetto, definite in base all'utilizzo delle aree su cui ricadono le acque meteoriche.

2.1 Acque bianche esterne (meteoriche)

Vengono definite acque bianche esterne quelle raccolte dal sistema di convogliamento delle acque meteoriche (canali di gronda esterna) provenienti dallo scolo di aree non direttamente interessate dal transito e dallo stoccaggio dei rifiuti (aree circostanti il sito).
Tali acque, non essendo entrate in contatto con le aree di discarica, potranno essere recapitate direttamente presso il recettore finale.

2.2 Acque bianche interne (meteoriche)

Vengono definite acque bianche interne quelle raccolte dal sistema di convogliamento acque meteoriche provenienti dallo scolo di aree d'impianto esterne alle aree coltivate (o coltivabili), nonché le acque che interessano le parti delle vasche impermeabilizzate ma non ancora contenenti rifiuti, ove opportunamente separate dalle zone di abbancamento dei rifiuti.
Le acque bianche interne sono anche quelle che cadono sulla superficie della discarica una volta posizionata la copertura definitiva. Esse saranno raccolte da un sistema di canalizzazioni superficiali e da un sistema di drenaggio corticale posto all'interno del pacchetto di copertura definitiva, aventi lo scopo di convogliare le precipitazioni verso i recapiti superficiali.
La geometria della discarica è stata studiata in modo tale da garantire il deflusso delle acque meteoriche verso il sistema di raccolta anche nel lungo periodo, quindi tenendo conto dei cedimenti differenziali nel corpo rifiuti.

2.3 Acque di prima pioggia (meteoriche)

Vengono definite acque di prima pioggia le acque meteoriche ricadenti sulle superfici scolanti all'interno della superficie della discarica in fase gestionale (aree interessate dal transito dei mezzi).

Nel caso specifico sono costituite dalle acque che ricadono sul piazzale di servizio posto al lato della discarica e sulla pista interna di accesso alla coltivazione sulla testa dell'argine di valle in terra rinforzata.

2.4 Acque di percolato

Per percolato si intende il complesso dei prodotti liquidi della decomposizione della sostanza organica ad opera dei batteri e dell'estrazione, per azione solvente dell'acqua (meteorica o già contenuta nei rifiuti), dei contaminanti solubili.

Il percolato si origina principalmente dalle acque che ricadono sulle superfici in coltivazione, o comunque sulle superfici dei rifiuti non impermeabilizzate superficialmente, e la sua composizione qualitativa dipende da una serie di fattori tra cui caratteristiche dei rifiuti, età della discarica, entità delle precipitazioni.

3. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI REGIMAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE

3.1 Metodologia di calcolo

Il dimensionamento della rete di drenaggio è stato effettuato raffrontando la portata d'acqua generata dalle precipitazioni su una determinata superficie o bacino (portata critica) e quella che la relativa canalizzazione è in grado di allontanare (portata di esercizio).
La determinazione della portata critica si basa normalmente sullo studio idrologico della zona, a cui viene associato un modello di trasformazione afflussi – deflussi.
Nel seguito viene proposta la metodologia di calcolo cosiddetta del metodo cinematico (o metodo di corrivazione), che utilizza come base l'intensità, la durata e la frequenza delle precipitazioni di breve durata e forte intensità (eventi critici) e considera prevalenti nel bacino i fenomeni di traslazione dell'acqua.
Tale metodo prende quindi in considerazione le caratteristiche locali di permeabilità dei suoli e dei sistemi di impermeabilizzazione e copertura.

3.1.1 Calcolo della portata critica con il metodo cinematico

Per la valutazione dell'evento critico necessario per dimensionare la rete di drenaggio, si può fare riferimento all'antica formula razionale, secondo la quale la portata al colmo risulta pari a:

$$Q_c = S \cdot u = S \cdot 2{,}78 \cdot \phi \cdot \varepsilon \cdot i(\theta_c, T) \qquad (1.)$$

in cui:

Q_c	=	portata critica	[l/s]
S	=	area della superficie sottesa	[ha]
u	=	coefficiente udometrico, pari alla portata per unità di superficie	[l/s/ha]
ϕ	=	coefficiente di afflusso (≤ 1)	[-]
ε	=	coefficiente di laminazione dipendente al metodo di trasformazione afflussi deflussi scelto (≤ 1)	[-]
i	=	intensità media della precipitazione	[mm/h]
θ_c	=	durata critica	[ore]

T = tempo di ritorno [anni]

L'intensità media della precipitazione viene determinata sulla base delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP), ricavate a partire dai dati sperimentali sito – specifici. Le LSPP hanno espressione monomia del tipo:

$$i(d;T) = a(T) \cdot d^{n(T)} \qquad (2.)$$

dove d rappresenta la durata dell'evento considerato che, in particolare, è quello avente durata pari alla durata critica.

A sua volta la durata critica è valutata con la formula:

$$\theta_c = T_e + \frac{T_r}{1,5} \qquad (3.)$$

dove T_e è il tempo di ingresso nella rete e T_r è il tempo di corrivazione valutato con il metodo cinematico. In sostanza, fissata la geometria del canale drenante, T_r è il tempo impiegato dalla portata a percorrerlo in condizioni di massimo riempimento e cioè:

$$T_r = \frac{L}{V_r} \qquad (4.)$$

dove L è la lunghezza del canale e V_r è la velocità a massimo riempimento secondo la formula di Chezy:

$$V_r = \chi \cdot \sqrt{R \cdot j} \qquad (5.)$$

dove:

R = raggio idraulico (=A/C) [m]

A = area bagnata [m^2]

C = contorno bagnato [m]

j = pendenza [-]

χ = coefficiente di Chezy, funzione della scabrezza delle pareti del canale. Secondo la formula di Gaukler- Strickler:

$$\chi = k_s \cdot R^{1/6} \qquad (6.)$$

con k_s coefficiente di scabrezza.

3.1.2 Calcolo della portata di esercizio

Per il dimensionamento idraulico delle canalizzazioni si fa riferimento alla sezione di valle per ciascuno dei rami previsti, a cui si applica la formula di Chezy, secondo cui la portata di esercizio Q_d è pari a:

$$Q_d = A \cdot \chi \sqrt{R \cdot i} \qquad (7.)$$

dove:

Q_d	=	portata d'esercizio	[m^3/s]
A	=	sezione utile di passaggio	[m^2]
C	=	contorno bagnato	[m]
R	=	raggio idraulico (=A/C)	[m]
i	=	pendenza	[-]
χ	=	coefficiente di Chezy (vedi paragrafo precedente)	[$m^{1/3}/s$]

3.2 Dati di progetto

Il dimensionamento delle canalizzazioni interne è stato effettuato in conformità al D.Lgs. 36/03 (Allegato 1. punto 2.3) ossia ipotizzando un tempo di ritorno di 10 anni, mentre il dimensionamento relativo al canale di guardia posto a monte dell'area della discarica è riferito a un tempo di ritorno pari a 200 anni.
I valori dei parametri delle LSPP sono ricavati dal Piano Stralcio "Assetto idrogeologico del bacino del Fiume Magra e del torrente Parmignola"; per i valori dei tempi di ritorno di progetto, le LSPP assumono la seguente espressione:

$$h = 58.80 \cdot t^{0.39} \text{ per } T = 10 \text{ anni}$$

$$h = 108.98 \cdot t^{0.39} \text{ per } T = 200 \text{ anni}$$

Il tempo di ingresso nella rete T_e, non potendo essere ricavato con misurazioni reali o dati diretti, è stato ipotizzato pari a 10 minuti (valore generalmente adottato con riferimento a zone pavimentate con piccole pendenze e caditoie poco frequenti).
Le canalette della rete interna saranno realizzate tramite fossi in terra o in calcestruzzo a cui è stato attribuito rispettivamente un coefficiente di scabrezza n pari a 35 $m^{1/3}/s$ per quelle in terra e 60 $m^{1/3}/s$ per quelle in calcestruzzo; alle altre

canalizzazione formate da tubazioni interrate in calcestruzzo è stato attribuito un coefficiente di scabrezza n pari a 60 $m^{1/3}/s$, mentre il canale di guardia esterno sarà realizzato tramite fosso rivestito in massi a cui è stato attribuito un coefficiente di scabrezza n pari a 45 $m^{1/3}/s$.
Con l'esclusione delle aree a monte del canale di gronda, l'area della superficie sottesa da ciascuna canaletta è considerata impermeabile.

3.3 Dimensionamento

Il progetto di regimazione delle acque meteoriche superficiali prevede il loro convogliamento mediante fossi in terra, canalette in calcestruzzo e tubazioni in HDPE o calcestruzzo, come rappresentato nella Planimetria di progetto. Per ogni canalizzazione (o tratto di canalizzazione, se di sezione variabile) saranno proposte due tabelle:

- la prima tabella è relativa alla determinazione della **portata critica** con il metodo cinematico (Qc), descritto al paragrafo 3.1, ed i seguenti parametri
  - la superficie del bacino drenata dalla canalizzazione considerata (S);
  - la superficie del bacino drenata dalla canalizzazione considerata e da quelle a monte (S_t);

  } caratterizzanti il bacino

  - la durata dell'evento critico (θ_c);
  - la relativa intensità di pioggia (i) determinata sulla base delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica individuate al paragrafo 3.2;
  - il coefficiente di afflusso (ψ).

  } caratterizzanti la pioggia critica (validi per il solo metodo cinematico)

- la seconda tabella riporta il valore della **portata di esercizio** (Qe) relativa alla canalizzazione considerata ed i relativi parametri geometrici:
  - le dimensioni della canaletta;
  - la pendenza del tratto in esame (pend);
  - la lunghezza (L);
  - la scabrezza (n);

- la sezione ed il raggio idraulico (A e R);
- il battente idraulico massimo (h).

Ciascuna canalizzazione è identificata dalla sezione di monte e dalla sezione di chiusura, ricavabile dalla tavola di progetto.

3.3.1 Canale di gronda

Il canale di gronda sarà destinato a drenare le acque di versante a monte della discarica e, una volta realizzata, quelle provenienti dalla copertura definitiva della zona della discarica in elevazione.

Le acque di questo canale saranno recapitate in sinistra (SX) orografica nel Torrente Malacqua.

TRATTO	θ_c [h]	i [mm/h]	ψ [-]	ST [ha]	Qc [m^3/s]
A-B	0.19	298.26	0.3	5.24	1,306
B-C	0.20	291.29	0.3	13.13	4,466
C-D	0.20	290.70	0.3	0.32	4,535
D-E	0.20	290.07	0.3	0.32	4,525

Tabella 3.1: Determinazione della portata critica per il canale di gronda

TRATTO	b [m]	B [m]	H [m]	pend	L [m]	n [$s/m^{1/3}$]	h [m]	A [m^2]	R [m]	Qe [m^3/s]
A-B	1.00	1.80	1.50	0.20%	241.17	0.02	0,95	1,19	0,40	1,309
B-C	1.50	1.80	1.50	1.00%	162.01	0.02	1,04	1,66	0,46	4,473
C-D	1.50	1.80	1.50	7.70%	38.97	0.02	0,51	0,79	0,31	4,555
D-E	1.50	1.80	1.50	31.58%	85.50	0.02	0,32	0,49	0,23	4,691

Tabella 3.2: Determinazione della portata di esercizio per il canale di gronda

3.3.2 Canalizzazioni sulla copertura definitiva

3.3.2.1 Canalizzazioni trapezie

Le canalizzazioni sulla copertura definitiva sono fossi in terra e calcestruzzo realizzati lungo le berme al piede delle scarpate aventi sezione a trapezio isoscele.

TRATTO	θ_c [h]	i [mm/h]	ψ [-]	ST [ha]	Qc [m^3/s]
A'-F	0,20	155,07	0.8	0,8953	0,309
A'-B'	0,19	160,98	0.8	0,7105	0,254
B'-C'	0,21	152,84	0.8	1,1759	0,400
G-H	0,17	174,26	0.8	0,1049	0,041
H-I	0,20	158,93	0.8	0,7442	0,263
N-I	0,20	158,52	0.8	0,2453	0,086
L-M	0,25	137,03	0.8	0,2887	0,088
Q-M	0,17	175,39	0.8	0,9895	0,386
S-M	0,17	171,28	0.8	0,0265	0,010
S-S'	0,17	174,68	0.8	0,0370	0,014
R-T	0,23	145,39	0.8	1,0033	0,015
T-U	0,23	143,60	0.8	1,0132	0,019
Z-Z'	0,18	166,40	0.8	0,0707	0,026
a-b	0,19	162,96	0.8	0,1027	0,037
b-c	0,18	167,72	0.8	0,0537	0,020
d-c	0,18	165,78	0.8	0,0537	0,020
a-e	0,20	156,87	0.8	0,0474	0,017
f-e	0,19	164,52	0.8	0,0335	0,012
f-g	0,18	165,32	0.8	0,0335	0,012
d-g	0,18	167,56	0.8	0,0335	0,012

Tabella 3.3: Determinazione della portata critica delle canalette sulla copertura definitiva

TRATTO	TIPO*	b [m]	B [m]	H [m]	Pend	L [m]	n [s/m$^{1/3}$]	h [m]	A [m^2]	R [m]	Qe [m^3/s]
A'-F	B	0,50	1,00	1,00	0,20%	336,00	0,02	0,52	0,33	0,21	0,309
A'-B'	B	0,50	1,00	1,00	0,20%	226,86	0,02	0,46	0,28	0,20	0,256
B'-C'	B	0,50	1,00	1,00	0,20%	153,38	0,02	0,62	0,41	0,23	0,407
G-H	B	1,00	1,00	0,50	8,53%	82,03	0,02	0,03	0,03	0,03	0,042
H-I	B	1,00	1,00	0,50	0,30%	234,18	0,02	0,26	0,26	0,17	0,263
N-I	A	1,00	1,00	0,50	0,10%	99,90	0,03	0,31	0,25	0,18	0,089
L-M	A	0,50	1,50	0,50	0,10%	276,16	0,03	0,31	0,25	0,18	0,089
Q-M	B	0,50	1,50	0,50	159,49%	6,27	0,02	0,07	0,04	0,05	0,396
S-M	A	0,50	1,50	0,50	0,10%	22,02	0,03	0,10	0,06	0,08	0,012
S-S'	A	0,50	1,50	0,50	19,06%	52,47	0,03	0,03	0,01	0,02	0,016
R-T	A	0,50	1,50	0,50	16,57%	30,18	0,03	0,17	0,12	0,12	0,396
T-U	B	0,50	1,00	1,00	0,20%	41,86	0,02	0,61	0,39	0,23	0,392
Z-Z'	A	0,50	1,50	0,50	0,10%	49,99	0,03	0,18	0,12	0,12	0,032
a-b	C	-	0,30	-	0,30%	67,47	0,02	0,22	0,06	0,09	0,037
b-c	C	-	0,30	-	0,30%	40,09	0,02	0,15	0,04	0,08	0,021
d-c	C	-	0,30	-	0,30%	51,02	0,02	0,15	0,03	0,07	0,020
a-e	C	-	0,30	-	0,30%	105,72	0,02	0,14	0,03	0,07	0,017
f-e	C	-	0,30	-	0,30%	58,25	0,02	0,11	0,02	0,06	0,013
f-g	C	-	0,30	-	0,30%	53,63	0,02	0,11	0,02	0,06	0,013
d-g	C	-	0,30	-	0,30%	40,98	0,02	0,11	0,02	0,06	0,013

Tabella 3.4: Determinazione della portata di esercizio delle canalette sulla copertura definitiva

**(A: canaletta in terra; B: canaletta in calcestruzzo; C: tubo in calcestruzzo* in cui B rappresenta DI*)*

3.3.2.2 Canalizzazioni di attraversamento

Sono tubazioni in calcestruzzo autoportante, utilizzate negli attraversamenti delle piste di servizio e della pista di coronamento.

TRATTO	DI [m]	Pend	L [m]	n [s/m$^{1/3}$]	h [m]	A [m^2]	R [m]	Qc [m^3/s]	Qe [m^3/s]
C'-C	1,20	0,10%	7,55	0,02	0,84	0,85	0,36	0,803	0,805
I-Q	0,40	5,0%	9,01	0,02	0,26	0,10	0,13	0,350	0,352
M-R	1,00	0,10%	6,85	0,02	0,69	0,58	0,29	0,484	0,486

Tabella 3.5: Determinazione della portata di esercizio del canale perimetrale definitivo

3.4 Materiali impiegati

I fossi saranno realizzati lungo le berme della configurazione finale e lungo la pista interna di accesso alla sommità della coltivazione e saranno in terra, rivestiti con biostuoie a protezione dall'erosione o, per pendenze elevate, rivestiti in massi.
Il canale di gronda a monte della discarica nonché il tratto di restituzione delle acque al torrente Malacqua a valle dell'argine in terra rinforzata, pur essendo stati calcolati con riferimento ad una sezione in cls, saranno realizzati in massi per migliorare l'inserimento ambientale delle opere.
Le canalizzazioni interrate di collegamento della rete interna saranno realizzate con tubazioni in calcestruzzo autoportanti.

4. REGIMAZIONE DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

Per "acque di prima pioggia" sono da intendersi le acque ricadenti sulle superfici scolanti della discarica.

In particolare, le acque di prima pioggia relative alla discarica in esame sono quelle ricadenti sulla pista di servizio che conduce a quella di coronamento a quota di 165 m s.l.m. e quelle relative alla zona del piazzale dove sono ubicati gli impianti.

Le acque ricadenti su tale superficie verranno raccolte da un sistema di caditoie disposte nell'area del piazzale ad una distanza di circa 20 m e convogliate alle relative vasche da una tubazione interrata.

Le acque di prima pioggia saranno separate dalle acque successive attraverso un pozzetto di by-pass e saranno scaricate nella rete convogliamento del percolato, mentre le acque successive alla prima pioggia saranno avviate direttamente al sistema di regimazione delle acque meteoriche.

4.1 Dimensionamento della rete di drenaggio

La rete di captazione delle acque di prima pioggia sarà costituita da un sistema di caditoie collegate alla vasca da due tubazioni con DN 500 mm.

Il dimensionamento è stato effettuato utilizzando la metodologia esposta al paragrafo 3.1.

Si riportano qui di seguito le tabelle di dimensionamento relative alle tubazioni di adduzione alle due vasche.

TRATTO	θ_c [h]	i [mm/h]	ψ [-]	ST [ha]	Qc [m^3/s]
1	0.17	173.50	1	0.3603	0.156
2	0.17	172.34	1	0.7513	0.323

Tabella 4.1: Determinazione della portata critica per la rete delle acque di prima pioggia

Il coefficiente di afflusso è stato cautelativamente considerato pari a 1, per analogia con il dimensionamento della vasche di prima pioggia, in quanto si tratta di superfici asfaltate impermeabili.

TRATTO	DN [m]	pend	L [m]	n [s/m$^{1/3}$]	h [m]	A [m^2]	R [m]	Qe [m^3/s]
1	0.500	2%	43.12	0.01	0,21	0,08	0,11	0.157
2	0.500	2%	70.08	0.01	0,34	0,14	0,15	0.329

Tabella 4.2: Determinazione della portata di esercizio per la rete delle acque di prima pioggia

4.2 Dimensionamento della vasca

Il dimensionamento della vasca di prima pioggia è stato effettuato facendo riferimento all'art. 52 della Legge della Regione Lombardia n. 26 del 12.12.2003.

La definizione di "acque di prima pioggia" è stata ripresa dal Regolamento Regionale della Lombardia del 24.03.2006, n. 4, recante: "*Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell'articolo 52, comma 1, lettera a) della legge regionale 12 dicembre 2003, n. 26.* che al comma 1c dell'art. 2 che definisce:

> *"Acque di prima pioggia: quelle corrispondenti, nella prima parte di ogni evento meteorico, ad una precipitazione di 5 millimetri uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di raccolta delle acque meteoriche"*

Sulla base di tale criterio è stato determinato il volume minimo delle due vasche di prima pioggia precedentemente individuate:

VPP1 $$V_1 = 0{,}005\frac{m}{m^2} \times 11'000 m^2 = 55 m^3;$$

Le acque eccedenti il volume appena determinato, non sono più definibili come acque di prima pioggia e verranno avviate direttamente al sistema di allontanamento delle acque bianche.

La suddetta normativa, prevede anche che, *"ai fini del calcolo delle portate"*, il suddetto valore di precipitazione *"si verifichi in 15 minuti [...]"*. Pertanto al volume della vasca così calcolato corrispondono le seguenti portate in ingresso:

VPP1 Q_{IN} = 55 m³/15 min = 60 l/s

4.3 Caratteristiche della vasca

La vasca di prima pioggia avrà le seguenti funzioni:

- separare le acque di prima pioggia da quelle successive;
- rimuovere da queste acque gli inquinanti separabili per gravità;
- smaltire,con opere separate, le acque di prima pioggia e quelle successive;
- realizzare opere tali da consentire il prelevamento distinto dei campioni delle acque di prima pioggia e di quelle successive.

La vasca, abbina alla funzione di separazione delle acque di prima pioggia anche quelle di decantazione e di separazione degli oli e degli idrocarburi non emulsionati.

A tal fine, avrà al suo interno moduli appositi tali da:

1. permettere di conseguire una capacità di accumulo, al netto dei volumi di franco e di accumulo dei materiali decantati, pari a 5 mm di pioggia uniformemente distribuiti sull'area servita;
2. individuare l'inizio e la fine di un evento meteorico;
3. operare una decantazione di queste acque in modo da trattenere il materiale sedimentabile come le sabbie e le morchie,
4. separare e raccogliere gli oli e gli idrocarburi non emulsionati presenti nelle acque di prima pioggia mediante flottazione;
5. evacuare l'acqua accumulata con tempi tali da avere di nuovo a disposizione la vasca vuota dopo un periodo prefissato (solitamente 48 ore dalla fine della precipitazione).

La vasca sarà quindi formata da:

- vasca per la selezione e l'accumulo delle acque di prima pioggia;
- sistema di sfioro delle acque eccedenti quelle di prima pioggia;
- sistema per la raccolta degli oli e degli idrocarburi separati;
- sistema di rilancio delle acque di prima pioggia con elettropompa sommergibile;

- quadro elettrico di controllo e comando.

4.4 Dimensionamento canalizzazione d'uscita dalla vasca di prima pioggia

Le acque provenienti dall'impianto di trattamento, le acque bianche interne e quelle provenienti dalla vasca di prima pioggia saranno tutte recapitate al recettore idrico superficiale, individuato nel Torrente Malacqua.

Il dimensionamento di canalizzazione segue la metodologia già esposta nel paragrafo 3.1.

TRATTO	θ_c [h]	i [mm/h]	ψ [-]	ST [ha]	Qc [m^3/s]
10-S	0,17	175,39	0.8	0,0000	0,107
S-U'	0,17	173,72	0.8	0,0370	0,121
U-U'	0,17	173,71	0.8	0,0370	0,121
U-Fin	0,23	143,36	0.8	0,1311	0,472

Tabella 4.3: Determinazione della portata critica per la canalizzazione diretta al Torrente Malacqua

TRATTO	TIPO*	b [m]	B [m]	H [m]	Pend	L [m]	n [$s/m^{1/3}$]	h [m]	A [m^2]	R [m]	Qe [m^3/s]
10-S	B	0,50	1,00	1,00	161,81%	6,18	0,02	0,03	0,02	0,03	0,107
S-U'	C	-	0,60	-	0,10%	4,38	0,02	0,41	0,20	0,18	0,122
U-U'	B	0,50	1,00	1,00	166,67%	3,00	0,02	0,04	0,02	0,03	0,139
U-Fin	B	0,50	1,50	0,50	13,12%	38,10	0,03	0,17	0,10	0,11	0,481

Tabella 4.4: Determinazione della portata di esercizio per la canalizzazione diretta al Torrente Malacqua

**(B: canaletta in calcestruzzo; C: tubo in calcestruzzo in cui B rappresenta DI)*

5. PERCOLATO

Per la progettazione del sistema di drenaggio, controllo, estrazione, stoccaggio e trattamento si è fatto riferimento ai criteri della normale pratica ingegneristica di settore ed in particolare alle indicazioni del Comitato Tecnico Discariche, per quel che riguarda tipologia di impianti (rete di captazione, pozzi di estrazione, sistemi di stoccaggio ed eventualmente di trattamento), le caratteristiche dei materiali (inerte drenante, tipologia di tubazioni e fessurazione) e la geometria del sistema (lottizzazione del fondo, pendenze, spessori, diametri e densità delle tubazioni, ecc.).
Per i particolari del sistema si rimanda agli elaborati grafici specifici.

5.1 Drenaggio del percolato

Su ogni banca e al piede dell'argine in terra rinforzata sarà alloggiata una tubazione in HDPE DN 250 mm macrofessurata nella parte superiore ed alloggiate all'interno di un bauletto drenante di completamento che confluiranno ciascuna nel relativo pozzo obliquo di estrazione addossato alla parete della discarica.
La densità delle tubazioni risultante in base alle superfici è pari a 300 m/ha che è superiore alla densità minima prevista per delle tubazioni primarie dalla normativa regionale e è pari alla densità per le tubazioni secondarie.

5.2 Estrazione ed allontanamento del percolato

L'estrazione del percolato dal sistema di drenaggio principale, per tutti i settori, avverrà tramite idonee pompe sommerse posizionate nei pozzi di estrazione ed avviato all'impianto di stoccaggio.
Il sistema funzionerà in automatico mediante galleggianti di attacco – stacco, con la possibilità di funzionamento manuale escludendo i sensori di attivazione e controllo.
I pozzi di estrazione obliqui, addossati alle pareti della nuova vasca, saranno realizzati con tubazioni in acciaio catramato del diametro di 800 mm e dotati di un'idonea fondazione in calcestruzzo armato.

I pozzi obliqui saranno ancorati alla sommità dell'argine su cui poggiano tramite una struttura realizzata in profilati d'acciaio.
I pozzi obliqui collegati alle tubazioni di controllo saranno alloggiati all'interno di un'apposita nicchia, riempita con calcestruzzo. I pozzi non saranno dotati di pompa fissa, ma si provvederà all'estrazione del percolato qualora i monitoraggi periodici dovessero evidenziare la presenza di liquidi nello strato.
Le tubazioni di convogliamento del percolato al locale di stoccaggio, poiché dovranno attraversare la viabilità di accesso alla coltivazione, saranno realizzate mediante l'utilizzo di tubazioni camiciate con tubi con DN 200 mm.

5.3 Stoccaggio del percolato

All'esistente vasca per lo stoccaggio del percolato della capacità di circa 225 m^3 , si aggiungerà un nuovo locale per lo stoccaggio del percolato avente una capacità di 490 m^3 situato nel piazzale adibito al trattamento esterno dei rifiuti.
Oltre al percolato proveniente dai settori di coltivazione, al locale di stoccaggio convergeranno anche le acque di lavaggio degli automezzi e le acque di prima pioggia che non dovessero risultare conformi per lo scarico diretto nel reticolo superficiale.
Il percolato stoccato sarà quindi avviato ad impianto di trattamento esterno.

5.4 Calcolo della produzione di percolato

La determinazione della quantità di percolato prodotto e delle sue caratteristiche ai fini del dimensionamento degli impianti è stata effettuata attraverso l'utilizzo di modelli teorici che permettono di tenere conto delle caratteristiche specifiche del sito. Le valutazioni quantitative, in particolare, fanno riferimento a specifici modelli del bilancio idrologico della discarica.

5.4.1 Il bilancio idrologico della discarica

La quantità di percolato prodotto da una discarica dipende da molteplici fattori, quali:

- caratteristiche meteorologiche e idriche della zona (piovosità, temperatura);

- peculiarità morfologiche dell'accumulo;
- permeabilità e spessore del materiale di copertura (tipo di vegetazione e di terreno, pendenza e configurazione topografica);
- metodo di coltivazione della discarica;
- tipo e grado di compattazione dei rifiuti (la quantità di percolato può diminuire del 25÷50% per rifiuti sistemati con trattori cingolati o del 15÷25% per rifiuti sistemati con compattatori a ruote di acciaio[1]).

La determinazione precisa di tali fattori è assai ardua, soprattutto per quanto riguarda la caratterizzazione del rifiuto.

Per la valutazione del quantitativo di percolato prodotto da una discarica si può ricorrere ad un bilancio idrologico semplificato, ossia ad un modello che renda conto dei volumi di acqua in ingresso ed in uscita dal bacino della discarica.

Il bilancio idrologico semplificato di una discarica controllata, progettata in accordo alla pratica ingegneristica e nel rispetto delle prescrizioni normative, ossia in modo tale da evitare perdite verso l'esterno ed ingressioni di acque di ruscellamento esterne all'area di discarica, può essere scritto come:

$$P + RC - L - R - ET - DL - \Delta U = 0 \qquad (8.)$$

dove:

P = afflussi meteorici

RC = ricircolo del percolato

L = percolato drenato dalla rete di collettamento

R = ruscellamento dalla superficie della discarica

ET = evapotraspirazione

DL = drenaggio laterale del capping

ΔU = variazione del contenuto idrico dei rifiuti

Presupponendo di non ricircolare il percolato, si può fare riferimento alla procedura proposta di Oweis e Khera (1990) e determinare la produzione di percolato per unità di superficie della discarica. Il calcolo viene sviluppato per la sola fase di

[1] Cfr: "Valutazione della quantità di percolato prodotta in uno scarico controllato" di R. Canziani, R. Cossu, Ingegneria Ambientale vol. 14 n. 3-4 marzo/aprile 1995

coltivazione, in quanto, a copertura definitiva messa in opera, la produzione di percolato diminuirà progressivamente nel tempo.

La procedura stimata l'evapotraspirazione potenziale ETP e l'evapotraspirazione corretta per fattori geografici del sito ETPc a partire dai valori delle temperature medie mensili (T), con la formula di Thornthwaite, che stabilisce la seguente relazione esponenziale tra l'evapotraspirazione potenziale e la temperatura media mensile:

$$ETP_i = 16 * \left(\frac{10 \cdot Ti}{I_T} \right)^a \qquad (9.)$$

dove:

ETP_i = evapotraspirazione potenziale media mensile (espressa in mm);

T = temperatura media dell'aria, riferita al mese i-esimo;

a = $0{,}49239 + 1{,}792 \times 10^{-2} \times I_T - 7{,}71 \times 10^{-5} \times I_T^2 + 6{,}75 \times 10^{-7} \times I_T^3$

I_T = indice di calore, pari alla sommatoria degli indici mensili (i) dei dodici mesi dell'anno, pari a

$$I_T = \sum_{i=1}^{12} I_i = \sum_{i=1}^{12} \left(\frac{T_i}{5} \right)^{1.514} \qquad (10.)$$

La correzione geografica viene effettuata moltiplicando l'evapotraspirazione potenziale per un coefficiente di correzione di latitudine (k_1) che tiene conto della diversa durata del di' alle diverse latitudini e, per ciascun mese, è pari al rapporto tra le ore diurne e la metà delle ore giornaliere.

In virtù del fatto che la copertura intermedia non presenta manto vegetale, il valore ETP viene corretto con un ulteriore coefficiente (k_2) per considerare il fatto che avviene solamente evaporazione e non traspirazione.

La determinazione della quantità di percolato prodotta può essere effettuata nota anche l'infiltrazione. Infatti, i rifiuti assorbono le acque di precipitazione fino a risultare saturi di acqua di ritenzione, dopo di che si verifica un supero, cioè un'eccedenza idrica che si allontana dalla zona in esame defluendo in superficie (deflusso superficiale) e per via sotterranea (infiltrazione).

In via cautelativa si trascura la quota parte di deflusso superficiale e si considera che la piovosità venga interamente assorbita. Pertanto l'infiltrazione In è stata considerata uguale alla piovosità media mensile P.

Quando l'infiltrazione è maggiore dell'evapotraspirazione calcolata in precedenza l'eccesso di infiltrazione va ad alimentare per una parte eventuali deficienze del contenuto naturale d'acqua dello strato superficiale (determinato dal bilancio del mese precedente) e per la parte restante si trasforma in percolato.

Quando invece le precipitazioni sono insufficienti a ricostruire la capacità di campo dei rifiuti, l'evapotraspirazione avviene in parte a spese dell'infiltrazione e per la parte restante a spese della capacità di riserva idrica della copertura intermedia S, assunta pari a 10 mm, che subirà un impoverimento senza dare luogo a percolato.

Pertanto l'evapotraspirazione reale ETR risulta uguale a quella potenziale quando l'infiltrazione è maggiore dell'evapotraspirazione, mentre in caso di deficit idrico è pari alla somma dell'infiltrazione e della perdita di contenuto d'acqua della copertura.

Il confronto fra l'infiltrazione In e la evapotraspirazione reale ETR ha permesso la determinazione del percolato prodotto L.

Si precisa inoltre che quando l'infiltrazione supera il valore di evapotraspirazione, una quota dell'infiltrazione servirà ad integrare la riserva idrica della copertura intermedia S a discapito della produzione di percolato.

In Tabella 5.1 è riportata la determinazione della produzione di percolato per unità di superficie sulla base del bilancio idrologico calcolato secondo le ipotesi appena descritte e dei dati di precipitazione e temperatura misurati alla stazione meteoclimatica dell'ex aeroporto della Aeronautica Militare del comune di Campoformido denominata Udine/Rivolto nel periodo 1971 - 2000.

	GEN	FEB	MAR	APR	MAG	GIU	LUG	AGO	SET	OTT	NOV	DIC	Totale
T [°C]	6,8	7,3	9,7	13,2	17,0	20,7	23,3	22,8	21,7	16,0	11,3	6,6	
Ii	1,59	1,77	2,71	4,35	6,38	8,59	10,28	9,95	9,20	5,79	3,41	1,52	
ETP [mm/m2]	16,9	18,9	28,9	46,6	68,5	92,5	110,8	107,2	99,1	62,1	36,5	16,2	
K_1	0,79	0,81	1,02	1,12	1,27	1,29	1,31	1,21	1,05	0,95	0,81	0,77	
k_2	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	
k	0,59	0,61	0,76	0,84	0,95	0,97	0,98	0,91	0,79	0,72	0,60	0,57	
ETPc [mm/m2]	10,1	11,5	22,1	39,0	65,2	89,6	108,9	97,5	77,9	44,5	22,0	9,3	
P [mm/m2]	99,4	111,6	71,1	69,7	54,3	26,0	28,1	81,0	90,3	106,8	162,5	166,5	
I = P [mm/m2]	99,4	111,6	71,1	69,7	54,3	26,0	28,1	81,0	90,3	106,8	162,5	166,5	
S [mm/m2]	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	0,0	0,0	0,0	0,0	10,0	10,0	10,0	
ETR [mm/m2]	10,1	11,5	22,1	39,0	64,3	26,0	28,1	81,0	77,9	44,5	22,0	9,3	
DS [mm/m2]	0,0	0,0	0,0	0,0	-10,0	0,0	0,0	0,0	10,0	0,0	0,0	0,0	
L [mm/m2]	89,4	100,1	49,0	30,7	0,0	0,0	0,0	0,0	2,4	62,3	140,5	157,2	**631,49**

Tabella 5.1: Determinazione della produzione di percolato per unità di superficie.

Una volta nota la produzione unitaria, a seconda della fase di coltivazione considerata, ossia quella più critica, sono note le superfici già impermeabilizzate e la volumetria abbancata, da cui può essere calcolata l'effettiva produzione di percolato tenendo conto della quota parte di precipitazione trattenuta dal rifiuto (5%). In via cautelativa, al valore di produzione ottenuto, si applica un fattore di sicurezza pari al rapporto tra il valore massimo di produzione mensile per unità di superficie ed il valore medio, pari in questo caso a 3.0.

Una volta nota la massima produzione di percolato è possibile eseguire il dimensionamento degli impianti di captazione, estrazione e stoccaggio.

5.5 Calcolo portata di progetto

La procedura per la determinazione della portata di progetto, utile ai fini del dimensionamento delle linee di drenaggio del percolato, tiene conto del fatto che, per il periodo iniziale della coltivazione, le linee di drenaggio dovranno essere in grado di raccogliere e drenare, oltre che le acque di percolato prodotto dai rifiuti

già abbancati, anche le acque meteoriche provenienti dalle scarpate di monte non ancora interessate dall'abbancamento dei rifiuti, già impermeabilizzate ma sottostanti le linee di raccolta del percolato poste alle quote superiori.

5.5.1 Linea di drenaggio di fondo vasca (LPF)

Per la determinazione della portata di progetto finalizzata al dimensionamento della linea di drenaggio del percolato di fondo vasca (LPF) è stata considerata, come situazione maggiormente critica, quella di inizio coltivazione.

In tale fase, infatti, oltre alla portata unitaria valutata precedentemente prodotta dai rifiuti abbancati, la linea di drenaggio dovrà essere in grado di convogliare verso valle anche il contributo delle acque meteoriche provenienti dalle pareti impermeabilizzate a quote inferiori rispetto alla linea di regimazione delle acque meteoriche e non ancora interessate dalla coltivazione.

Nella successiva Tabella 5.2: Calcolo delle portate di progetto per la linea di drenaggio percolato di fondo vasca (LPF) e di parete (LPLTabella 5.2 sono riportati i risultati relativi al calcolo dei contributi costituenti la portata di progetto finale, ottenuti tenendo conto della modalità di coltivazione del corpo rifiuti in oggetto.

				LPF	Tratto LPL 1	Tratto LPL 2	Tratto LPL 3
Produzione di percolato dai rifiuti	Superficie occupata dagli RSU	S rsu	[m^2]	1.250	1.450	2.250	390
	Prod.max percolato unitaria annuo		[m^3/m^2]	1,886	1,886	1,886	1,886
	Produzione max percolato annua	PP	[m^3]	2.358	2.735	4.244	736
	Produzione max percolato giornaliera	PP	[m^3/giorno]	6,46	7,49	11,63	2,02
	Portata percolato dai rifiuti	PP	[l/sec]	0,07	0,09	0,13	0,02
Deflusso acque meteoriche nella rete drenaggio percolato	Superficie impermeabilizzata	S imp	[m^2]	1.230	2.492	11.356	3.312
	Piogge medie annue unitarie		[m^3/m^2]	1,998	1,998	1,998	1,998
	Produzione massima annua	PP	[m^3]	2.458	4.978	22.686	6.617
	Produzione massima giornaliera	PP	[m^3/giorno]	6,73	13,64	62,15	18,13
	Portata acque meteoriche	PAM	[l/sec]	0,08	0,16	0,72	0,21
Portata di progetto			[l/sec]	0,153	0,245	0,854	0,233

Tabella 5.2: Calcolo delle portate di progetto per la linea di drenaggio percolato di fondo vasca (LPF) e di parete (LPL)

5.6 Dimensionamento delle tubazioni di convogliamento

Per il convogliamento delle portate di progetto alle sezioni di chiusura di ciascuna linea definite nei paragrafi precedenti, si è scelto di utilizzare delle tubazioni in HDPE (PN 12,5) macrofessurate per i ¾ della circonferenza del diametro 250 mm.

Per il dimensionamento idraulico di tali tubazioni si è fatto riferimento alla formula di Chezy (cfr. par. 3.1.2), sotto le ipotesi di deflusso in moto uniforme.

5.6.1 Verifica delle portate di esercizio delle tubazioni

Utilizzando un valore $k_s = 90\ m^{1/3}/s$ (coefficiente di scabrezza), si calcola il valore della portata defluente. In Tabella 5.3 sono riassunti i calcoli, che mostrano come la sezione scelta sia in grado di sverificare ampiamente la portata di progetto.

		Tubazione DE 250 PN 12,5
Pendenza (i)	[%]	4,0%
Pendenza lungo periodo (i)	[%]	2,0%
DE	[m]	0,250
Spessore tubazione	[m]	0,022
Raggio	[m]	0,103
Percentuale tubazione piena	[%]	25%
Altezza utile tubazione (h)	[m]	0,052
Franco	[%]	30%
Altezza effettiva tubazione (h')	[m]	0,036
Angolo al centro (ϕ)	[rad]	1,726
Area bagnata	[mq]	0,004
Costante di calcolo (C)	[m]	0,178
Raggio idraulico	[m]	0,022
Coefficiente k (gauckler-strickler)	[$m^{1/3}$ /s]	90,000
n	[$s/m^{1/3}$]	0,011
c	[$m^{1/2}$ /s]	47,65
Portata defluente	[l/s]	9,90

Qd> Qc?		sì
Velocità	[m/s]	2,53
v>0.5 e v<5?		sì

Tabella 5.3: Dimensionamento della linea drenaggio percolato di fondo vasca -LPF

5.7 Dimensionamento degli impianti

I componenti dell'impianto di estrazione, convogliamento e stoccaggio del percolato sono i seguenti:

- tubazioni macrofessurate di drenaggio in HDPE DE 250 PN6, poste in opera con pendenza longitudinale del 3%;
- elettropompe di sollevamento del tipo antideflagrante con relative tubazioni di mandata, saracinesche e valvole di non ritorno;
- tubazioni di convogliamento del percolato dalle tubazioni di mandata delle elettropompe ai serbatoi di stoccaggio;
- serbatoi di stoccaggio del percolato in vetroresina, aventi ciascuno capacità di 35 m^3.

5.7.1 Elettropompe di sollevamento

Si ipotizza il funzionamento di ciascuna elettropompa per 8 ore/giorno e 22 giorni/mese. Ogni elettropompa dovrà quindi sollevare una portata maggiore uguale a 3 l/s.
La prevalenza delle elettropompe deve essere tale da conferire al percolato l'energia sufficiente a superare il dislivello fra fondo e sommità dei serbatoi e le perdite di carico idraulico continue e localizzate.

5.7.2 Sistema di convogliamento

La portata massima defluente è quella sollevata dalle 6 elettropompe funzionanti contemporaneamente. La pendenza minima del piano di scorrimento è dello 0.3%.
La velocità di deflusso ed il moto idrico innescato dalle elettropompe è tale da garantire il lavaggio della canalizzazione evitando la formazione di depositi ed incrostazioni.

5.7.3 Impianto di stoccaggio

Si prevede l'utilizzo di 14 serbatoi in vetroresina aventi ciascuno capacità di 35 m^3 (tot. 490 m^3).

5.8 Materiali impiegati

I materiali impiegati hanno caratteristiche tali da garantire l'inerzia chimica rispetto ai fluidi convogliati e resistenza meccanica ai carichi cui sono soggetti.
Per le ragioni sopraesposte si adottano canalizzazioni in HDPE, con classe di pressione PN6, elettropompe di tipologia e materiali idonei all'uso previsto, e serbatoi di stoccaggio in vetroresina.

5.9 Impianto di trattamento del percolato

5.9.1 Considerazioni preliminari

La definizione dei processi di trattamento del percolato proveniente da discariche controllate per rifiuti non pericolosi richiede la conoscenza delle caratteristiche qualitative dello stesso e delle caratteristiche qualitative del refluo trattato in funzione del recapito finale.

È bene sottolineare come le caratteristiche qualitative del percolato non siano standard e costanti, ma varino sia da discarica a discarica sia nell'ambito della stessa discarica in funzione dell'età del deposito della qualità dei rifiuti smaltiti, della piovosità, ecc.

In termini generali, il percolato contiene elevata concentrazione di sostanza biodegradabile (BOD) e di sostanza organica totale (COD), di cloruri, carbonati ed ammoniaca; ulteriori composti chimici usualmente presenti sono solfati, ferro, manganese, metalli pesanti, solfuri, fosfati.

Nel tempo la concentrazione di sostanze organiche biodegradabili tende a ridursi, come pure tende a ridursi il rapporto BOD/COD, indice della biodegradabilità del refluo, mentre si mantengono costanti gli indici di contaminazione inorganica.

In generale, le esperienze sino ad ora condotte in laboratorio e nelle applicazioni pratiche hanno dimostrato che non esiste un'unica operazione che rende possibile rendimenti di depurazione tali da garantire il rispetto dei limiti per lo scarico né in una fognatura per liquami urbani, né in corso d'acqua superficiale.

Si intuisce quindi come la tecnologia impiantistica sia caratterizzata da sistemi integrati con fasi di processo fra loro complementari e facilmente adattabili alle variazioni qualitative del percolato.

5.9.2 Descrizione dello schema di flusso dell'impianto

L'impianto verrà installato a valle dei serbatoi di accumulo del percolato. I serbatoi avranno funzione di omogeneizzazione - equalizzazione del refluo, necessaria per avviare al trattamento portate liquide costanti sotto il profilo qualitativo e sotto il profilo quantitativo.

L'impianto prevede in sequenza le seguenti fasi:

a. Pretrattamento
   a1) elettroflocculazione per la rimozione della sostanza organica sospesa;
   a2) strippaggio dell'ammoniaca mediante insufflazione di aria;
   a3) ultrafiltrazione preliminare;
b. trattamento
   b1) osmosi inversa a due stadi
c. trattamento fanghi precipitati in elettroflocculazione
   c1) filtrazioni sotto vuoto
d. trattamento emissioni aeriformi
   d1) scrubber

L'impianto avrà una potenzialità di 4 m^3/ora di percolato in ingresso. Il refluo trattato, conforme ai limiti di tabella A, sarà immesso nel reticolo idrico superficiale.
Le sostanze separate e concentrate saranno reimmesse in discarica.

5.9.3 Descrizione del ciclo di trattamento

Il trattamento di percolato da discarica per rifiuti non pericolosi con membrana ad Osmosi Inversa consente di separare in una sola fase di processo grana parte dei composti inquinanti e di raggiungere rendimenti di depurazione molto elevati.
Il funzionamento ottimale di tali membrane può essere ottenuto solo garantendo determinate condizioni: il refluo in ingresso non deve contenere particolato sospeso, materie colloidali gelificabili, sostanze precipitabili come carbonati o solfati di calcio, ferro, ecc.
Tali membrane, inoltre, non permettono la rimozione dell'ammoniaca.
Il percolato deve quindi essere pretrattato prima di entrare nelle membrane di Osmosi Inversa, per migliorare il rendimento delle stesse.
Il pretrattamento deve essere mirato ad ottenere i seguenti risultati: abbattimento della sostanza organica colloidale, abbattimento del calcio, separazione preventiva della maggior parte di ammoniaca.
Il percolato viene prelevato dallo stoccaggio ed inviato ad una stazione di elettroflocculazione: elettrolisi e contemporaneo dosaggio di un polimero (derivati

della Carbossimetil cellulosa) permettono l'abbattimento di circa il 60-65% del materiale organico disciolto o disperso nel percolato. A seconda delle caratteristiche del percolato (es. potenziale redox) tale coagulazione può essere ottenuta con o senza l'ausilio della fase elettrolitica (elettrolisi in vasca su anodo di grafite e catodo di inox o nichel, durante la contemporanea miscelazione del polimero disciolto aggiunto). L'abbinamento delle due azioni, chimica ed elettrochimica, porta comunque ad un maggior abbattimento di COD rispetto alla semplice aggiunta di polielettrolita sopra citato, senza la fase elettrolitica.

Attenzione deve essere posta, a tale riguardo, nella scelta del polielettrolita.

Dopo la fase coagulazione-flocculazione della sostanza organica, segue una fase di alcalinizzazione e di abbattimento del calcio come carbonato, mediante aggiunta di anidride carbonica.

L'utilizzo di aria, in maggiore quantità, serve allo strippaggio dell'ammoniaca; le emissioni aeriformi in uscita devono essere mandate allo scrubber per fissare l'NH_3 uscente come solfato ammonico.

I composti organici coagulati, il carbonio di calcio, gli idrossidi di Fe e Mn separati in fase di flocculazione devono essere estratti ed ulteriormente trattati.

Tale trattamento viene fatto mediante un filtro rotativo sotto vuoto, che consente:

- la separazione dei precipitati e la loro contemporanea disidratazione (35% di umidità nel solido separato).
- la filtrazione del liquido che passa oltre, il pressoché completo strippaggio dell'NH_3 dal liquido filtrato, grazie all'azione di depressione spinta esercitata dal filtro stesso durante la filtrazione;
- l'aria uscente dalla pompa a vuoto del filtro viene inviata allo scrubber per il fissaggio dell'NH_3 come solfato ammonico; segue, poi, una filtrazione, a livello di 10 micron, in un filtro a cartuccia, autopulente, a titolo precauzionale qualora fosse sfuggita qualche particella solida dalla filtrazione precedente.

Il percolato pretrattato è avviato ad una fase di ultrafiltrazione preliminare alla Osmosi Inversa.

Due e posti in serie sono i dispositivi che consentono di realizzare le fasi ad Osmosi Inversa per garantire un elevato rendimento.

Per la fase finale di ulteriore concentrazione del concentrato delle Osmosi Inverse (optionale) può essere di interesse il riutiulizzo del biogas, prodotto e captato in discarica, per riscaldare di 5-10°C l'aria di ventilazione del pannello evaporativo.