

REGIONE VENETO

PROVINCIA DI VICENZA

**PROGETTO DI OTTIMIZZAZIONE DEL FRONTE PERIMETRALE E COMPLETAMENTO
DEL SEDIME DELLA DISCARICA DI GRUMOLO DELLE ABBADESSE CON
INCREMENTO DEI VOLUMI DI CONFERIMENTO**

PROGETTO DEFINITIVO

Descrizione Elaborato

RELAZIONE IDRAULICA

Edizione 01	Data: 30.04.2021	Rev.00	Data 30.04.2021
-------------	------------------	--------	-----------------

Ruolo	Tecnico	Ente / Società
Coordinamento Generale Progetto	Ing. Ruggero Casolin	Società Intercomunale Ambiente s.r.l.
Coordinamento Tecnico Progetto	Ing. Stefano Busana	Studio Tecnico Ing. Stefano Busana
Collaboratori:	Ing. Giulia Dal Corso	Valore Ambiente s.r.l.
	Geom. Gianluca Meneghin	
Coordinamento Sicurezza per la Progettazione:	Ing. Mauro Sofia	Studio di Progettazione Ing. Mauro Sofia
Coordinamento Studio di Impatto Ambientale:	Arch. Maria Dei Svaldi	Desam Ingegneria e ambiente s.r.l.
Estensori Studio di Impatto Ambientale:	Ing. Francesco Bertin	Desam Ingegneria e ambiente s.r.l.
	Ing. Andrea dei Svaldi	
	Dott. Paolo Criscione	
	Dott. Marco Zanta	
	Dott.ssa Bianca Pusterla	
Studio LCA Analisi Alternative	Dott. Alex Zabeo	
	Dott. Michele Molon	
Studio di Impatto odorigeno	Ing. Andrea Dian	Umwelt s.r.l.
	Ing. Alessandro Ramon	
Studio di Impatto Acustico (integrazione)	p.i. Antonio Trivellato	

Cod. file: RID.pdf	Data emissione: 30.04.2021	Controllato:
--------------------	----------------------------	--------------

Società Intercomunale Ambiente s.r.l.

Via Quadri snc
Grumolo delle Abbadesse (VI)
t. +39.0444.583558 | info@sia.vi.it



SOMMARIO

1	PREMESSA.....	3
2	SITUAZIONE IDROGRAFICA DELLA ZONA DELLA DISCARICA	6
2.1	PREMESSA	6
2.2	CARATTERISTICHE DI DETTAGLIO DELLA RETE IDROGRAFICA	9
2.2.1	Generalità	9
2.2.2	Tratto 2B-N	9
2.2.3	Tratto 2A-G	10
2.2.4	Sinossi del rilievo e illustrazioni.....	10
2.2.5	Stima della capacità di portata dei tratti di fosso ricevitori.....	12
2.2.6	Scarichi nei tratti di fosso ricevitori.....	13
3	REGIMAZIONE IDRAULICA DELLA COPERTURA FINALE	15
3.1	GENERALITÀ.....	15
3.2	PLUVIOMETRIA DEL SITO	15
3.3	OPERE DI REGIMAZIONE.....	21
3.3.1	Generalità	21
3.3.2	Canaletta sommitale.....	21
3.3.3	Tubazioni di calata.....	24
3.3.4	Canaletta basale	25
3.3.5	Impatto delle portate della copertura sulla rete esterna.....	28
4	INVARIANZA IDRAULICA IN GESTIONE OPERATIVA	30
4.1	GENERALITÀ.....	30
4.2	SIGNIFICATO E ASPETTI NORMATIVI.....	30
4.3	PROCEDURA DI MITIGAZIONE DELLE PORTATE DI PUNTA IN FASE DI GESTIONE.....	31
4.3.1	Problematiche idrauliche nella fase di Gestione operativa.....	31
4.3.2	Soluzione di mitigazione temporanea proposta	33
5	TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA	38
5.1	GENERALITÀ.....	38
5.2	PROGETTO E CARATTERISTICHE DELL'IMPIANTO	38
5.2.1	Configurazione del Progetto del 2011.....	38
5.2.2	Nuova configurazione dell'impianto.....	39
5.2.3	Gestione e manutenzione dell'impianto	41
6	COEFFICIENTE UDOMETRICO A DISCARICA COMPLETATA	43

6.1	GENERALITÀ.....	43
6.2	STIMA DEL COEFFICIENTE UDOMETRICO DEL SITO.....	43

1 PREMESSA

Il presente elaborato integra e aggiorna l'omologo Allegato al *Progetto del 2011* denominato *Appendice sugli scarichi delle acque meteoriche*, di cui richiama i contenuti ritenuti ancora attuali.

Vale la pena premettere fin da subito che, come accennato nel cap.16 della *Relazione tecnico-illustrativa* (che riassume i contenuti del presente elaborato), analogamente a quanto affermato in occasione del *Progetto del 2011*, la discarica risultante dalla riconfigurazione introdotta dal presente *Progetto* non recherà sostanziali trasformazioni del territorio tali da modificarne il regime idraulico esistente.

Nell'*Appendice sugli scarichi delle acque meteoriche* del *Progetto del 2011*, in sintesi, gli aspetti idraulici connessi alla presenza della discarica venivano declinati come segue:

1. l'intera discarica allora prevista non avrebbe generato variazioni di sorta al regime idraulico del sito. Ciò si deduceva dal mantenimento delle caratteristiche della superficie finale della copertura, anch'essa coltivata in modo analogo rispetto alla preesistente area agricola, oltre alle opere di drenaggio e collettamento delle acque meteoriche verso la rete di canali di scolo presente nella zona. Tale asserto veniva dimostrato tramite: (i) verifiche idrauliche eseguite sui canali medesimi, assumendo, in via cautelativa, un coefficiente di deflusso triplo¹ rispetto a quello indicato per le aree agricole dalla *DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA REGIONALE n. 1322 del 10 maggio 2006* e s.m.i. in materia di "Invarianza idraulica"; (ii) rilevazioni dei tiranti d'acqua in occasioni di eventi meteorici brevi e intensi, sempre negli stessi canali;
2. il sistema di scollamento e accumulo temporaneo delle acque di prima pioggia del piazzale svolgeva in modo adeguato la sua funzione, recapitando al ricevitore finale portate non sincrone con le punte di piena degli apporti da scorrimento superficiale dell'area della discarica;
3. le portate emunte dal sistema well-point, allorquando fossero presenti (nella fase di scavo e prima coltivazione delle semivasche), costituivano una modesta aliquota rispetto alle succitate punte di piena.

Nella nuova configurazione della discarica prevista dal presente *Progetto*, che introduce un modesto aumento della superficie della copertura (peraltro anch'esso con finitura a verde), la pendenza del capping, nella gran parte della superficie, diminuirà al 5% (dall'attuale 7,62%), contribuendo con ciò ad aumentare il tempo di corrivazione² alla canaletta perimetrale e, con esso, a diminuire le portate di punta.

Altre modifiche riguardano l'introduzione del *Muro* perimetrale che, come di dimostrerà, stanti anche le opere di regimazione delle acque meteoriche superficiali, non genererà aggravii in termini di portate di punta.

¹ Si badi bene: tale assunzione non andava letta come ammissione di "maggiore impermeabilità" della superficie, così come sotteso nella ratio della *Deliberazione* in materia di *Invarianza idraulica* citata oltre, quanto un *fattore di sicurezza* nella verifica idraulica dei canali di scolo contermini.

² La quantificazione di tale aumento non è peraltro agevole in siffatti contesti, caratterizzati intrinsecamente da notevoli approssimazioni.

A proposito delle opere di regimazione delle acque che interessano la copertura, il presente *Progetto* prevede la sostituzione dell'inghiottitoio drenante perimetrale con una canaletta a pelo libero, meno suscettibile all'intasamento da parte delle particelle di terreno nella prima fase di formazione della ricomposizione finale e di più agevole manutenzione.

Queste ultime considerazioni configurano un'integrazione della *Relazione idraulica* limitata alle verifiche delle variazioni testè illustrate, che, per quanto affermato, condurranno alla piena conferma della situazione derivante dal *Progetto del 2011*. In particolare, detta conferma riguarderà l'aspetto concernente la *trasformazione del Territorio* connessa alla presenza della discarica.

In tal senso, tuttavia, nel corso della *Gestione operativa* della discarica, fin dall'avviamento della formazione delle nuove vasche, sono stati attuati provvedimenti temporanei "di cantiere" per contenere le portate di piena destinate al Fosso consortile posto a sud della discarica. Tale procedura è stata informata a uno *Studio* specifico condotto nella discarica in esame.

L'articolazione della presente *Relazione idraulica* vede dapprima la trattazione degli aspetti idraulici connessi alla discarica post-ricomposizione finale, vale a dire in fase di *Gestione post-operativa*. In questa sede, saranno richiamati i passi salienti dell'*Appendice sugli scarichi delle acque meteoriche* del *Progetto del 2011*, segnatamente per quanto riguarda la situazione idrografica della zona della discarica e gli scarichi nei ricevitori finali. Con l'occasione è stato aggiornato all'attualità il campione di dati pluviometrici brevi e intensi utilizzato nei calcoli idraulici; peraltro, come si vedrà, gli eventi più critici si sono verificati prima dell'implementazione del *Progetto del 2011* (in particolare, nel 2005) e, pertanto, i loro effetti sono già compresi nella trattazione dell'*Appendice sugli scarichi delle acque meteoriche* del *Progetto del 2011*.

Seguirà la trattazione dei succitati provvedimenti temporanei "di cantiere" posti in essere nel corso della *Gestione operativa* della discarica, finalizzati al contenimento delle portate di piena destinate al Fosso consortile posto a sud della discarica, garantendo così l'invarianza idraulica dell'intervento in tutte le sue fasi.

Da ultimo, sarà sviluppata la parte riguardante l'unica significativa (anche se di modesta estensione, in rapporto alle dimensioni complessive del sito) parte del sito oggetto di impermeabilizzazione permanente: l'area servizi, cui seguirà la stima del coefficiente udometrico complessivo del sito.

Nel presente elaborato sono utilizzate le seguenti principali abbreviazioni dei termini più frequentemente utilizzati:

- Il presente *Progetto definitivo* = **Progetto**;
- Società Intercomunale Ambiente S.r.l. = **SIA**;
- Consorzio per l'Igiene dell'Ambiente e del Territorio di Vicenza = **CIAT**;
- Discarica per rifiuti non pericolosi/urbani di Grumolo delle Abbadesse = **Discarica**;
- Progetto definitivo di ampliamento della discarica di cui al Decreto di approvazione della Giunta provinciale n.149 del 27 aprile 2010, inizialmente intestato al *CIAT* e successivamente volturato a *SIA* con deliberazione della Giunta Provinciale n.75 del 5 aprile 2011, così come emendato dalle modifiche introdotte dal *Progetto esecutivo di ampliamento e piano economico finanziario e tariffario a valere dal 01 gennaio 2012* e dal *Progetto esecutivo della finitura a verde* (Cfr. cap. 3) = **Progetto del 2011**;

- Decreto Legislativo 36/2003, così come riconfigurato dal D.Lgs 121/2020 = **Nuovo D.Lgs 36/2003**;
- Autorizzazione Integrata Ambientale = **AIA**;
- Argine perimetrale in terra rinforzata = **Muro**;
- *DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA REGIONALE n. 1322 del 10 maggio 2006* e s.m.i. = **Deliberazione**;
- Polietilene ad alta densità = **HDPE**.

L'elaborato è articolato nella seguente gerarchia, denominazione e formattazione dei titoli:

X CAPITOLO

X.X PARAGRAFO

x.x.x Sottoparagrafo

2 SITUAZIONE IDROGRAFICA DELLA ZONA DELLA DISCARICA

2.1 Premessa

Su tema del presente capitolo va innanzitutto ricordato che il *Progetto del 2011* (Cfr. il cap.6 della *Relazione tecnico-illustrativa* di quel progetto) sviluppava un'approfondita indagine sul *Rischio idraulico*³ dell'area in esame, a integrazione di quella a corredo della "zonizzazione dei vincoli" contenuta nell'allora vigente Piano Provinciale⁴.

In sintesi, il *Progetto del 2011* recepiva uno Studio del CIAT che, sulla scorta di una serie di contributi specifici⁵, incrementava la superficie delle zone a *Rischio idraulico* contenute nella succitata *zonizzazione*.

Pertanto, da questo punto di vista, si può affermare che, in scala più generale (idonea agli intenti pianificatori), il sito appartiene ad un'area esclusa da rischi di esondazione.

Passando alla scala locale, di dettaglio, il sito della discarica insiste su un'area interessata da un reticolo superficiale di modesti scoli di drenaggio, talora più cospicui (denominati "fossi"), alcuni dei quali circuitano i lotti della discarica.

Gran parte di detti scoli è privata, di proprietà dei titolari dei fondi, che provvedono direttamente al loro mantenimento in efficienza. Per quanto riguarda i contermini, la manutenzione è svolta dallo stesso personale di gestione della discarica, che provvede periodicamente alla loro risagomatura.

In linea di massima, gli scoli principali hanno direzione nord-sud, mentre gli ortogonali hanno la funzione di decantare il trasporto solido mobilitato nei campi dissodati dagli eventi meteorici intensi. Si vedrà come il deposito di siffatto terreno abbia talora ridotto le sezioni di tali scoli.

L'unico fosso che presenta caratteristiche da "corpo idrico" naturale, ancorchè di modeste dimensioni, scorre a sud del perimetro della discarica e assume la denominazione di *C. Via Quadri* (detto anche *Settimino*). Esso è caratterizzato da portata pressochè persistente, tale da poterlo considerare, con l'eccezione di pochi

³ Tale termine è talora impropriamente declinato in "Rischio idrogeologico". Infatti, l'"Idrogeologia" attiene lo studio dell'acqua nel suolo/sottosuolo e nulla ha a che vedere con le dinamiche di formazione delle portate di piena critiche.

⁴ Piano Provinciale di Vicenza (PPRSU) per la gestione dei rifiuti urbani, recepito nel Piano Regionale per la gestione dei rifiuti urbani (PRGRU), di cui alla Deliberazione del Consiglio Regionale del Veneto n.59 del 22 novembre 2004.

⁵ *Aree a rischio e ad alto rischio di allagamento nel territorio della bonifica della provincia di Vicenza dell'Unione Regionale Veneta Bonifiche – Mappa della pericolosità idraulica*, che riporta le *Aree ad alto rischio di allagamento* (aree soggette ad alta probabilità di allagamento Tr. 2 – 5 anni) e le *Aree a rischio allagamento* (aree allagate almeno una volta negli ultimi 20 anni). Tale studio, che risale al 2002, è basato sul contributo dei Consorzi di Bonifica che fanno capo all'U.V.B.;

Programma provinciale di previsione e prevenzione dei rischi – Il rischio idraulico, datato 27 aprile 2001, redatto dal Prof. Ing. Vincenzo Bixio per conto dell'Amministrazione Provinciale di Vicenza - Ufficio della Protezione Civile;

Progetto di Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico dei bacini idrografici dei fiumi ISONZO, TAGLIAMENTO, PIAVE, BRENTA-BACCHIGLIONE (Legge n. 267/98 e Legge n. 365/00), datato febbraio 2004, elaborato dalla Segreteria Tecnica dell'Autorità di Bacino.

periodi secchi, un corso d'acqua perenne: con riferimento a quanto osservato nel corso degli anni si può affermare che la portata naturale sia presente per oltre 240 giorni annui⁶.

Nel C. *Via Quadri*, utilizzato anche per l'irrigazione dei fondi agricoli contermini, attualmente convergono anche gli scarichi autorizzati dall'AIA relativi alle acque sotterranee temporaneamente estratte dal sistema "well-point" ai fini dell'approntamento delle vasche, e delle acque meteoriche dei piazzali esterni (Cfr. Scheda AIA N.2.5.4).

Nello stesso corso d'acqua è altresì previsto lo scarico del *permeato* di cui alla nota a piè pagina n.6. Vale la pena puntualizzare che gli apporti del "well-point" e del *permeato* non sono d'interesse della presente *Relazione*, che tratta gli aspetti idraulici legati agli eventi meteorici in grado di generare picchi di piena.

Tornando alle caratteristiche della rete idrografica, percorrendo il confine del sito della discarica è possibile riconoscere due sistemi principali di scoli e fossi, in grado di garantire pendenze e sezioni tali da convogliare in sicurezza gli scarichi provenienti dalla zona della discarica.

Nella planimetria della pagina successiva sono riportati tali sistemi, il cui dettaglio è sviluppato nel seguente paragrafo.

⁶ Questa conclusione è stata formulata in sede di *Domanda di Concessione Idraulica* all'Ente competente - il *Consorzio di Bonifica BRENTA* di Cittadella (PD) - per lo scarico presso il C. *Via Quadri* del *permeato* da trattamento ad osmosi inversa del percolato della discarica. La persistenza della portata nella misura riportata costituiva una delle condizioni per ammettere il *permeato* con i limiti di *tab.3 - D.Lgs 152-2006*.



2.2 Caratteristiche di dettaglio della rete idrografica

2.2.1 Generalità

Va innanzitutto riferito che, da quanto affermato dal personale addetto alla *Gestione operativa* della discarica, si evince che non sono stati osservati particolari casi di esondazione del *C. Via Quadri*, anche in occasione di eventi estremi, compreso quello del 1° luglio 2005 (Cfr. par. 3.2)⁷.

Un quadro esaustivo della situazione idrologica della rete di scoli prossimi al sito in esame è stato elaborato nel *Progetto del 2011*, allorchè, in occasione degli eventi brevi e intensi avvenuti nel marzo 2009, è stato effettuato un sopralluogo, con successivo rilievo topografico, a cura del Geom. Italo Giaretta, relativamente alla situazione dei fossi in esame. L'analisi che ne scaturiva concludeva che la rete di fossi era idonea a garantire l'agevole deflusso delle punte di piena, rilevando, nondimeno, la necessità di provvedere a frequenti attività di risagomatura dei fossi, per conseguire tre obiettivi:

1. il mantenimento di sezioni adeguate;
2. il mantenimento di idonee pendenze motrici;
3. il mantenimento/aumento del coefficiente di scabrezza K_s di Gauckler-Strickler.

In occasione di un recente rilievo topografico delle medesime sezioni dei fossi, effettuato dallo stesso Geom. Giaretta nel novembre 2020, **è emersa la necessità di provvedere alla risagomatura dei fossi, così da conseguire gli obiettivi di capacità di portata delineati oltre.**

Con riferimento alla planimetria dei due sistemi di scoli e fossi testè riportata (marzo 2009), sono distinguibili due sequenze di sezioni, determinate nel succitato rilievo nel marzo del 2009: 2B-A- I-L-M-N (denominato tratto "2B-N") e 2A-C-D-E-F-G (denominato tratto "2A-G").

2.2.2 Tratto 2B-N

La sezione 2B individua lo scolo che separa i mappali 35-109-9 (area del lotto in ampliamento del *Progetto del 2011*) dal mappale 8.

Nel corso del sopralluogo del marzo 2009 si notava un significativo interrimento del primo tratto dovuto allo scarico dei "cavini" relativi alle aree scolanti, coltivate a seminativo.

Il rimanente percorso, delineato dalle sezioni A-I-L-M-N, è costituito dal fosso di scarico delle acque degli scoli laterali, utilizzato anche per l'irrigazione dei campi. È il tratto meno soggetto all'interrimento perché le suddette superfici coltivate a seminativo vi scaricano direttamente solo una piccola parte delle acque meteoriche.

Il dislivello tra il fondo fosso della sezione iniziale e finale è di m 1,64.

⁷ A suffragio di tale affermazione si cita anche il significativo e prolungato evento meteorico, dal 5 all'8 dicembre 2020, con altezze di pioggia di 33,8 mm (giorno 8) e 26,2 mm (giorno 5), avvenuto durante il periodo di redazione della presente Relazione, che non ha evidenziato alcun superamento dei livelli liquidi massimi dei fossi in esame. Tale situazione è da ascrivere alla disponibilità del volume di laminazione delle piene costituito dagli stessi fossi.

2.2.3 Tratto 2A-G

Tra la sezione 2A e C è posto lo scolo di confine tra i mappali 165 e 166, che ha una sezione ridotta; tra le sezioni E ed F vi è una strozzatura, costituita dalla tubazione di sottopasso della strada vicinale Malerbe, che nel marzo 2009, per circa metà della sua sezione, era interessato da limi trasportati dalle superfici scolanti non coltivate. Tale situazione è stata successivamente risolta (vedi oltre).

Il dislivello tra la sezione iniziale e finale è di m 0,63.

2.2.4 Sinossi del rilievo e illustrazioni

Di seguito, sono riportate le caratteristiche geometriche di sintesi delle sezioni trapezoidali in sequenza, nonché alcune foto, scattate durante il succitato sopralluogo di marzo 2009.

I rilievi di dettaglio di sezioni e pendenze effettuati nel marzo 2009 e nel novembre 2020 sono disponibili presso SIA.

2B -N (m-m ²)	Quota P.C.	Quota fondo	Base mag.	Base min.	H	Area	Delta q.	Distanza	Pendenza tratto
Sezione 2B	0,31	- 1,16	3,60	1,00	1,47	3,38	-	-	-
Sezione A	- 0,71	- 1,99	2,65	1,00	1,28	2,34	- 0,83	284,00	0,29%
Sezione I	- 0,96	- 1,81	2,76	0,50	0,85	1,39	0,18	101,00	-0,18%
Sezione L	- 1,08	- 2,10	3,25	0,44	1,02	1,88	- 0,29	287,00	0,10%
Sezione M	- 1,63	- 2,33	2,20	0,55	0,70	0,96	- 0,23	136,00	0,17%
Sezione N	- 2,07	- 2,80	2,06	0,39	0,73	0,89	- 0,47	110,00	0,43%
Complessivo	2,38	1,64						918,00	0,18%
Tratto A-N	1,36	0,81						634,00	0,13%

2A-G (m-m ²)	Quota P.C.	Quota fondo	Base mag.	Base min.	H	Area	Delta q.	Distanza	Pendenza tratto
Sezione 2A	0,03	- 1,13	2,20	0,81	1,16	1,75	-	-	-
Sezione C	- 0,96	- 1,80	2,12	0,64	0,84	1,16	- 0,67	243,00	0,28%
Sezione D	- 1,20	- 1,70	2,40	0,70	0,50	0,78	0,10	167,00	-0,06%
Sezione E	- 1,13	- 1,76	1,64	0,35	0,63	0,63	- 0,06	157,00	0,04%
Sezione F	- 0,86	- 1,92	2,68	0,65	1,06	1,76	- 0,16	10,50	1,52%
Sezione G	- 0,62	- 1,73	3,98	0,83	1,11	2,67	0,19	182,00	-0,10%
Complessivo	0,65	0,60						759,50	0,08%



Sezione A



Sezione G

**Sezione N**

2.2.5 Stima della capacità di portata dei tratti di fosso ricevitori

Il tratto 2B-N appare più idoneo allo scorrimento di portate significative. Ciò nondimeno, all'epoca del rilievo (marzo 2009), come già riferito, si riscontravano significativi interramenti dei fossi che ne riducevano le sezioni e, finanche, la pendenza in qualche segmento, soprattutto nel tratto 2A-G.

La radicale risagomatura dei fossi nei tratti suddetti, eseguita successivamente al citato rilievo, consentiva di raggiungere i seguenti obiettivi:

- Sezione minima: base minore = 1 m, base maggiore = 2,2 m (angolo 30%); profondità minima = 1 m;
- Pendenza motrice media: tratto 2A-G = 0,08%; tratto 2B-N = 0,13%;
- Coefficiente scabrezza di Gauckler-Strickler, minimo, $K_s = 40$, tramite sfalci e lisciatura delle superfici

tali da aumentare la capacità di portata dei due sistemi di fossi.

In queste condizioni, la capacità di portata dei tratti di fosso in oggetto, nell'ipotesi di moto in regime uniforme, poteva determinarsi applicando la formula di Gauckler-Strickler:

$$V = K_s R_H^{2/3} i^{1/2}$$

con:

V = velocità media [m/s];
 K_s = coefficiente scabrezza di Gauckler-Strickler [$m^{1/3}/s$];
 R_H = raggio idraulico [m];
 i = pendenza del canale (m/m).

I calcoli per i due tratti sono riassunti nelle seguenti tabelle.

Capacità di portata tratto 2A-G	
Larghezza del fondo B [m]	1
Larghezza sommitale $B1$ [m]	2,2
Profondità fosso H [m]	1
Pendenza media i [%]	0,08%
Tirante liquido h [m]	1,00
Area liquida A [m^2]	1,60
Perimetro bagnato P [m]	3,33
Raggio idraulico R_H [m]	0,48
Coefficiente di scabrezza K_s [$m^{1/3}/s$]	40
Capacità di portata del tratto Q [m^3/s]	1,11
Velocità media V [m/s]	0,69

Capacità di portata tratto 2B-N	
Larghezza del fondo B [m]	1
Larghezza sommitale $B1$ [m]	2,2
Profondità fosso H [m]	1
Pendenza media i [%]	0,13%
Tirante liquido h [m]	1,00
Area liquida A [m^2]	1,60
Perimetro bagnato P [m]	3,33
Raggio idraulico R_H [m]	0,48
Coefficiente di scabrezza K_s [$m^{1/3}/s$]	40
Capacità di portata del tratto Q [m^3/s]	1,42
Velocità media V [m/s]	0,88

2.2.6 Scarichi nei tratti di fosso ricevitori

Il *Progetto del 2011* definiva 5 punti di scarico delle acque meteoriche provenienti dalla discarica nei due tratti di fosso ricevitori, che sono quindi stati autorizzati nell'ambito dell'approvazione del *Progetto* stesso.

Il primo progetto della discarica prevedeva 4 punti di scarico.

Il ripristino della vasca n. 18, introdotto con il presente *Progetto*, non richiederà ulteriori scarichi.

Nella seguente planimetria schematica sono indicati tali punti di scarico, meglio dettagliati nella **Tav. 09**.



Segnatamente, il C. *Via Quadri*, posto nel sistema di fossi 2B-N, accoglie gli scarichi N.1, N.2 e N.3, mentre il sistema di fossi 2A-G accoglie gli scarichi N.4 e N.5.

Lo scarico N.1 condivide anche lo scarico delle acque di pioggia, del well-point e del *permeato* dell'impianto di depurazione a osmosi inversa.

Nel seguente capitolo saranno quantificati i deflussi provenienti dalla discarica, suddivisi per ogni scarico, così sarà possibile stimare l'incidenza degli apporti dalla discarica rispetto alla capacità di portata dei fossi.

3 REGIMAZIONE IDRAULICA DELLA COPERTURA FINALE

3.1 Generalità

Nel cap. 1 – *Premessa*, si affermava che nella nuova configurazione della discarica prevista dal presente *Progetto*, che introduce un modesto aumento della superficie della copertura (peraltro anch'esso finito a verde), nella gran parte della superficie, diminuisce al 5%, contribuendo con ciò ad aumentare il tempo di corrivazione⁸ alla canaletta perimetrale e, con esso, a diminuire le portate di punta.

Altre modifiche riguardano l'introduzione del *Muro* perimetrale; nel medesimo cap. 1 si affermava che, stanti le opere di regimazione delle acque meteoriche superficiali, la presenza del *Muro* non genererà aggravii in termini di portate di punta.

A proposito delle opere di regimazione delle acque che interessano la copertura, il presente *Progetto* prevede la sostituzione dell'inghiottitoio drenante perimetrale con una canaletta a pelo libero, meno suscettibile all'intasamento da parte delle particelle di terreno nella prima fase di formazione della ricomposizione finale e di più agevole manutenzione.

Queste ultime considerazioni configurano un'integrazione della *Relazione idraulica* limitata alle verifiche delle variazioni testè illustrate, che, per quanto affermato, condurranno alla piena conferma della situazione derivante dal *Progetto del 2011*. In particolare, detta conferma riguarderà l'aspetto concernente la *trasformazione del Territorio* connessa alla presenza della discarica.

Nei prossimi paragrafi, dopo l'analisi della pluviometria del sito, che tiene conto di un adeguato campione di osservazioni, saranno dettagliati gli aspetti idraulici delle succitate modifiche.

3.2 Pluviometria del sito

I dati di precipitazioni brevi e intense relative al sito in esame sono disponibili in un campione sufficientemente esteso: fra il 1992 e il 2019.

La stazione termopluviometrica più prossima al sito della discarica è quella di Montegalda, gestita dall'ARPAV che dista circa 5 km. Presso il sito della discarica è presente una nuova stazione, che fornisce dati dal 2018, ma non per quanto concerne le precipitazioni brevi e intense.

Nella successiva tabella sono riportati gli eventi estremi annui [mm] per varie durate: 5, 10, 15, 30, 45 minuti e 1, 3, 6, 12, 24 ore.

Le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica forniscono l'altezza di pioggia h [mm] in funzione della durata dell'evento τ [ore], secondo la seguente relazione:

$$h = a \cdot \tau^n$$

⁸ La quantificazione di tale aumento non è peraltro agevole in siffatti contesti, caratterizzati intrinsecamente da notevoli approssimazioni.

dove a e n sono parametri correlati al regime climatico della stazione di rilevazione; segnatamente, a , espressa in [mm/ora] è funzione del tempo di ritorno Tr dell'evento, mentre n , parametro adimensionale, non dipende da Tr .

I parametri a e n relativi a specifici tempi di ritorno possono essere stimati elaborando con un modello probabilistico i dati disponibili.

In idrologica il modello più consono a delineare l'andamento dei dati di pioggia è quello di Gumbel (o dei Valori estremi)⁹.

⁹ Con questo modello, una sequenza di eventi estremi indipendenti l'uno dall'altro sono statisticamente descritti come:

$$X(Tr) = \bar{X} + FS_x$$

con:

$X(Tr)$ = Valore dell'evento caratterizzato da un determinato tempo di ritorno;

\bar{X} = Valore medio della serie di eventi;

F = Fattore di frequenza;

S_x = Deviazione standard.

Il modello di Gumbel propone una distribuzione di probabilità a doppio esponenziale in cui F è valutato con la seguente espressione:

$$F = \frac{Y(Tr) - \bar{Y}_N}{S_N}$$

in cui:

$Y(Tr)$ è funzione del tempo di ritorno (denominata anche "variabile ridotta");

\bar{Y}_N e S_N sono rispettivamente la media e la deviazione standard della variabile ridotta, entrambe funzione del numero di osservazioni N e calcolabili con semplici formule, come il "metodo dei momenti".

Alla luce di ciò, la prima relazione si trasforma come segue:

$$X(Tr) = \bar{X} - \frac{S_x}{S_N} \cdot \bar{Y}_N + \frac{S_x}{S_N} \cdot Y(Tr)$$

Il primo termine dell'equazione:

$$\bar{X} - \frac{S_x}{S_N} \cdot \bar{Y}_N$$

rappresenta la "moda", indicata con u .

S_x/S_N è indicato con α .

Questi ultimi due parametri caratterizzano la distribuzione di Gumbel.

La variabile ridotta è correlata al tempo di ritorno tramite la seguente relazione:

$$Y(Tr) = -\ln\left(-\ln \cdot \frac{Tr-1}{Tr}\right)$$

ANNO	5 min.	10 min.	15 min.	30 min.	45 min.	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
1992	13,6	20,8	24,2	30,2	33	37	42,8	44,2	55,6	74,4
1993	7,6	13,8	14,6	24,4	36	44,2	49,2	49,4	49,4	59,4
1994	10,4	14,8	18	22,8	25,2	27	40,2	45,6	45,6	56,4
1995	13	21,2	28,6	35,4	35,6	35,6	35,6	35,6	38,4	62,8
1996	7,8	14,2	15,4	23	26,4	27,2	28,8	31,8	38,6	60,6
1997	10	14,6	17,6	20,8	29,4	35	36,8	39,6	40,2	52
1998	9,2	13,4	18	27,8	33,8	36,2	53,8	53,8	53,8	67,2
1999	7,4	14,4	18,4	26,4	26,8	26,8	29,8	51,8	82	84,8
2000	9,6	17,4	22,4	26,4	26,4	26,8	50,8	54,6	63,6	71
2001	9,4	14,4	19,2	24	26	27,6	56	72,2	83,8	91,8
2002	8	15	20,2	34,8	43,8	46,2	51,2	53,2	64,4	68,8
2003	17	28	38,6	53,8	58,2	58,8	59,2	59,2	59,4	64
2004	10,2	20	30	48	56,2	58,4	64	70,4	70,4	70,4
2005	27,2	45,2	61,4	86,2	94,8	97	99,2	101,2	101,6	109,6
2006	8,4	14,6	20	27,6	34	39	51	64,8	92	100
2007	6,4	10	13,6	15,8	17,4	22,2	27,8	32	34,6	34,6
2008	15,2	24,2	30,6	36,2	38,2	42,2	53,2	53,2	53,2	53,2
2009	11	18,8	22,2	23,4	23,4	24,6	31,4	39,4	69,8	83,6
2010	6,8	11,2	14,4	21,6	27,8	29,2	44	44,4	50,2	63,6
2011	12,2	21,4	29,4	43,4	49,8	51,6	58,4	58,8	58,8	77,8
2012	12,4	19,8	20	20	20	20	28,6	53,4	77,6	79,4
2013	8,6	13	16,8	23,4	27,2	31,8	43,6	52,4	53,4	68,8
2014	13,2	21	21,4	29,8	34,2	38,6	45,8	46	49,2	62
2015	6,8	13,2	17,4	30,8	37,6	40,2	50,4	60,4	62,2	71
2016	8,6	12,8	15,4	19	19,4	19,6	31	35,8	44	61,4
2017	9,8	17,2	19,4	26,4	31,2	34,6	34,6	35,4	35,4	51,6
2018	9,4	16,4	20,2	25	28	33,4	36,6	39,6	57,6	60,6
2019	9,8	18,2	24,2	31,4	31,6	31,6	35	40,2	47,4	58,6
medie	10,7	17,8	22,6	30,6	34,7	37,2	45,3	50,7	58,3	68,6

Si noti come il campione esteso a tutto il 2019 non mostri eventi particolarmente intensi rispetto alla situazione pluviometrica registrata nel *Progetto del 2011* (con i dati a tutto il 2008): del tutto eccezionale rimane l'evento del 2005 (avvenuto il 1° luglio), mentre nel periodo 2009÷2019 si registrano più eventi intensi, anche con dati sopra i valori medi, ma ben lontani dall'evento del 2005.

Vale la pena rilevare che, in generale, le medie del periodo 1992÷2008 sono più alte rispetto a quelle del periodo 2009÷2019 e ciò sembra contraddire la percezione, propalata anche dai media, che gli eventi brevi e intensi¹⁰ siano in progressivo aumento nel tempo.

Nella seguente tabella sono riportati i parametri relativi alla distribuzione probabilistica di Gumbel per le varie durate dell'evento piovoso.

¹⁰ Denominati, con termine immaginifico quanto scorretto, "bombe d'acqua".

Parametro	5 minuti	10 minuti	15 minuti	30 minuti	45 minuti
N osserv. [anni]	28	28	28	28	28
Media [mm]	10,71	17,81	22,5	30,61	34,81
Deviazione st. [mm]	4,15	6,76	9,58	13,9	15,4
α	3,771	6,143	8,696	12,626	13,986
u	8,71	14,61	18,01	24,03	27,38
Parametro	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
N osserv. [anni]	28	28	28	28	28
Media [mm]	37,44	45,7	51,04	58,7	68,92
Deviazione st. [mm]	15,55	14,91	14,77	17,15	15,56
α	14,085	13,423	13,280	15,456	14,025
u	29,85	38,23	43,64	50,15	61,16

La determinazione dei parametri a e n tramite il modello di Gumbel si può condurre linearizzando l'equazione esponenziale in scala logaritmica delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica del sito per vari tempi di ritorno.

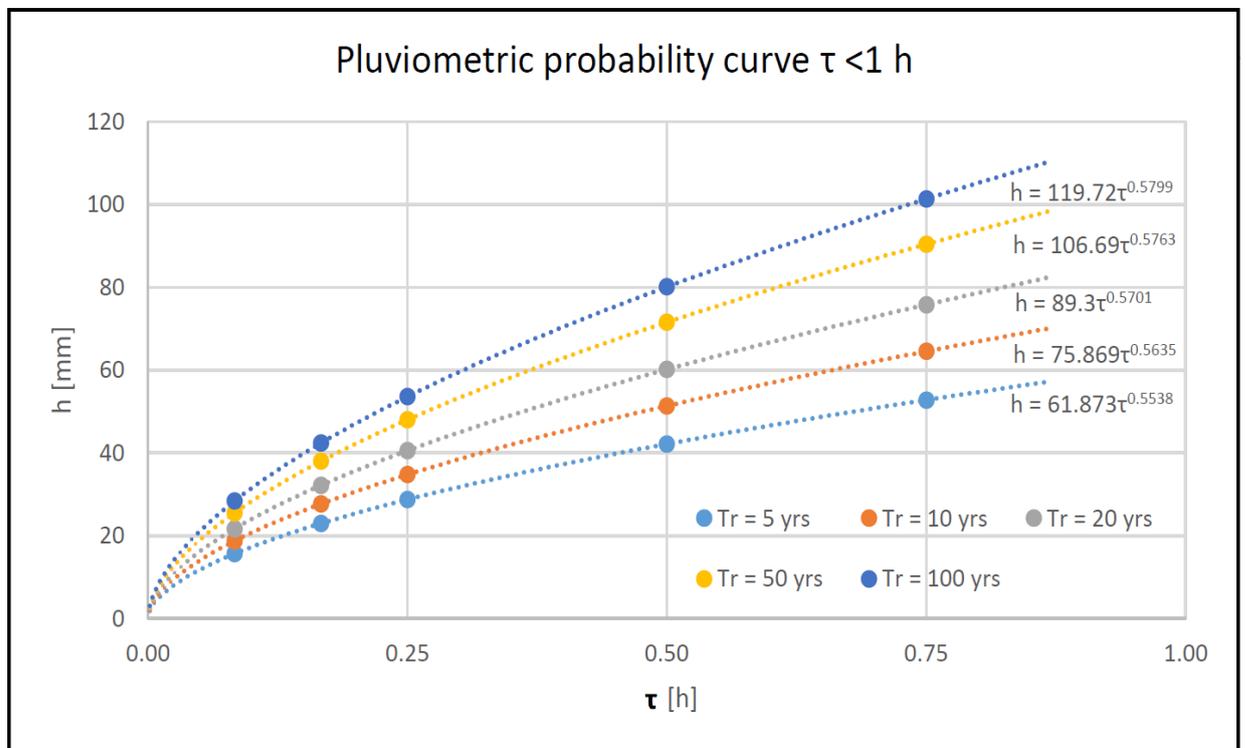
Gli esiti di tali calcoli sono riportati nella seguente tabella.

Tr [yrs]	$\tau < 1hr$		$\tau > 1hr$	
	a [mm·h ⁿ]	n	a [mm·h ⁿ]	n
5	61.87	0.55	50.65	0.15
10	75.87	0.56	61.02	0.13
20	89.30	0.57	70.99	0.12
50	106.69	0.58	83.91	0.10
100	119.72	0.58	93.60	0.10

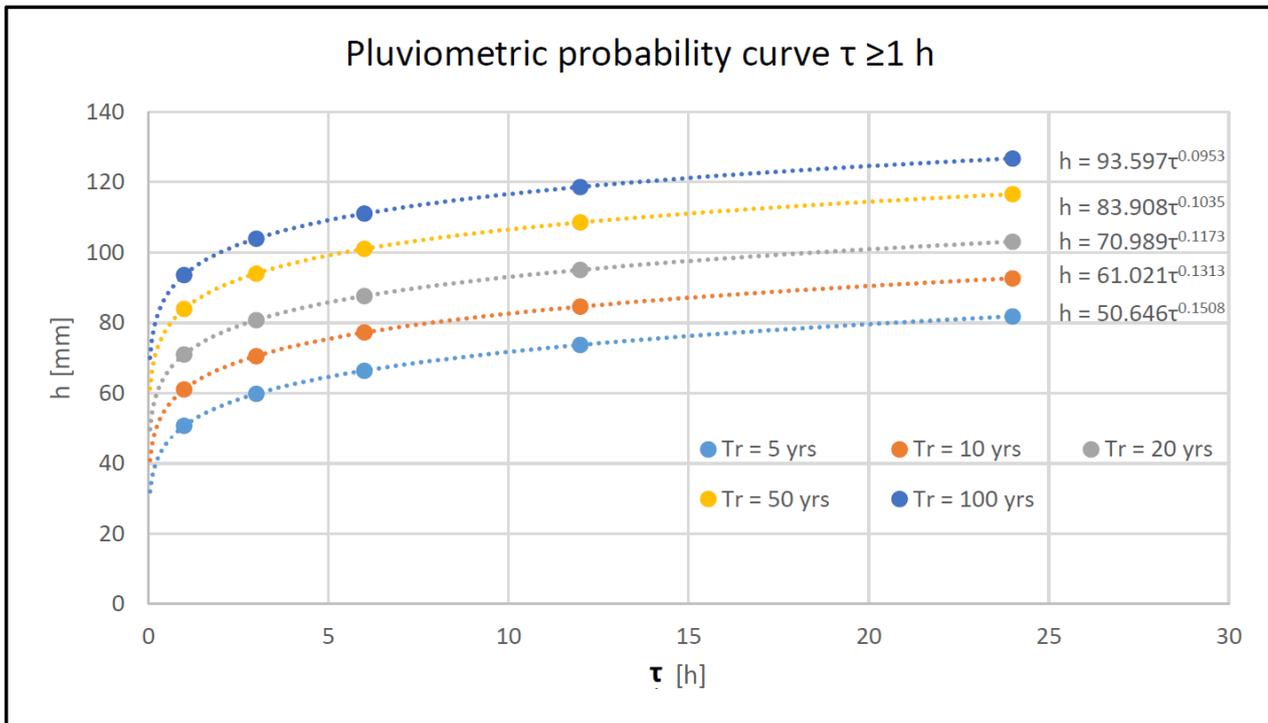
Noti i parametri a e n è finalmente possibile tracciare le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica del sito per vari valori del tempo di ritorno.

Nelle successive tabelle e grafici sono riportate tali curve, sempre separate per tempi di pioggia τ minori o maggiori di un'ora.

		τ [mins]				
		5	10	15	30	45
		h [mm]				
Tr [yrs]	5	15.63	22.94	28.71	42.15	52.76
	10	18.70	27.64	34.74	51.34	64.51
	20	21.66	32.15	40.51	60.15	75.79
	50	25.48	37.99	47.99	71.55	90.39
	100	28.34	42.36	53.59	80.10	101.33



		τ [hrs]				
		1	3	6	12	24
		h [mm]				
Tr [yrs]	5	50.65	59.77	66.36	73.68	81.80
	10	61.02	70.49	77.21	84.57	92.63
	20	70.99	80.75	87.59	95.01	103.05
	50	83.91	94.01	101.00	108.51	116.57
	100	93.60	103.93	111.03	118.62	126.72



3.3 Opere di regimazione

3.3.1 Generalità

Va innanzitutto precisato che in questo paragrafo saranno dettagliate le opere di drenaggio e regimazione delle acque meteoriche che costituiscono il “deflusso efficace”, in grado di costituire picchi di piena tali da cementare i ricevitori esterni.

Sono pertanto esclusi i riferimenti agli altri principali contributi del bilancio idrologico: il deflusso ipodermico e l’evapotraspirazione.

È stato accennato che l’inghiottitoio drenante perimetrale previsto nel *Progetto del 2011* sarà sostituito da una canaletta, parimenti perimetrale, di forma semicircolare, che adduce a scarichi sub-verticali con passo di 40 m. Questi convogliano i deflussi alla canaletta basale.

In generale, la situazione idrologica della copertura prevista nel presente *Progetto* si presenta migliorativa rispetto a quella trattata nel *Progetto del 2011*, stante, in primis, la sostanziale diminuzione delle pendenze minime di sgrondo della copertura.

Nel prossimo sottoparagrafo saranno affrontati i temi del progetto di tale canaletta sommitale, seguiti, nel successivo sottoparagrafo, dal progetto della canaletta basale e degli scarichi alla rete di scoli contermini.

3.3.2 Canaletta sommitale

Una volta completata la ricomposizione finale della copertura definitiva la superficie sarà caratterizzata da un coefficiente di deflusso pari a 0,1, del tutto simile a quello di un terreno agricolo (Cfr. cap.4), con manto vegetale finanche più rappresentato rispetto ai fondi agricoli contermini. Ciò, a fronte di una pendenza simile o poco più acclive rispetto a detti fondi.

In tal guisa, si può concludere che, a ricomposizione finale completata, la discarica non recherà alcun aumento dei picchi di piena cagionati dagli afflussi meteorici rispetto alla situazione preesistente.

Come accennato, la canaletta sommitale perimetrale, descritta nel **Part. 4** della **Tav. 11**, avrà forma semicircolare di diametro interno 0,60 m, ed è preposta alla raccolta e al convogliamento verso le tubazioni di calata sub-verticali, disposte con un passo di 40 m (Cfr. il successivo sottoparagrafo), del deflusso meteorico “efficace” dell’intera copertura definitiva della discarica. È prevista in *HDPE*.

L’inclinazione delle tratte di canaletta verso le tubazioni di calata è dell’1%.

Per quanto attiene la valutazione della portata di calcolo in ingresso nella canaletta sommitale va riferito che il *Nuovo D.Lgs 36/2003*, pur confermando il tempo di ritorno di 10 anni delle precipitazioni da assumere nel modello di calcolo idrologico delle reti di drenaggio delle acque meteoriche (indicato nella versione precedente del Decreto), ha introdotto un fattore di sicurezza di 1,3, come si evince dal seguente passaggio, tratto dall’Allegato 1 del *Nuovo D.Lgs 36/2003*:

«*CONTROLLO DELLE ACQUE E GESTIONE DEL PERCOLATO*

[...] *Le acque meteoriche devono essere allontanate dal perimetro dell'impianto a mezzo di idonee canalizzazioni dimensionate sulla base delle piogge più intense con tempo di ritorno di almeno 10 anni e incrementate di un ulteriore 30 per cento.*»

Nel caso in esame la stima della portata di piena di calcolo, effettuata con il *Metodo cinematico*, richiede dapprima la valutazione del *Tempo di corrivazione* τ ; è noto, infatti, che gli eventi meteorici in grado di produrre i maggiori picchi di piena hanno durate di pioggia dell'ordine del *Tempo di corrivazione*.

In siffatti casi, il metodo di stima più affidabile di tale parametro è quello proposto nel 1971 dal *Civil Engineering Department dell'Università del Maryland*:

$$\tau = \left[26.3 \frac{(L/K_s)^{0.6}}{3600^{(1-n)0.4} a^{0.4} i^{0.3}} \right]^{1/(0.6+0.4n)}$$

con:

- τ - tempo di corrivazione [s]
- L della superficie scolante [m]
- K_s di Gauckler-Strickler [$m^{1/3}/s$]
- i - pendenza sup. scolante [m/m]
- a [$m \cdot ore^{-n}$]
- n [ad.]

I parametri a e n si riferiscono, come trattato nel par.3.2, alle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica e sono individuati una volta assunto un determinato *Tempo di ritorno*.

Se assumessimo $Tr = 10$ anni, come richiesto dalla precedente versione del D.Lgs 36/2003, l'altezza di pioggia h , a fronte di un tempo di pioggia di 15 minuti (che, come si vedrà, è dell'ordine del *Tempo di corrivazione*), è pari a 34,74 mm (Cfr. la relativa tabella per τ minore di un'ora, nel par. 3.2).

Applicando l'incremento del 30% sulle piogge più intense richiesto dal *Nuovo D.Lgs 36/2003* l'altezza di pioggia critica, per la stessa durata e per il medesimo Tr di 10 anni, ascende a 45,16 mm.

Dal confronto con la medesima tabella del par. 3.2 si evince che tale valore corrisponde, di fatto, all'assumere un Tr di 50 anni (per tale Tr , a parità di durata di pioggia, il valore di h è pari a 47,99 mm): questa sarà l'assunzione nel prosieguo dei successivi calcoli¹¹.

Tornando alla stima del *Tempo di corrivazione*, applicando i seguenti valori alla formula sopra riportata si perviene al valore di **14,70 minuti**, confermando così l'assunzione dei parametri a e n per un tempo di pioggia di 15 minuti.

¹¹ Si noti come tale valore di Tr corrisponda a quello indicato nell' ALLEGATO A alla Dgr n. 2948 del 06 ottobre 2009 sull'Invarianza idraulica (vedi oltre)

L della superficie scolante [m]	130,00
Ks di Gauckler-Strickler [m^{1/3}/s]	5,00
i - pendenza sup. scolante [%]	5%
Tr [anni]	50
a [mm . ore⁻ⁿ]	106,69
n [ad.]	0,58

La lunghezza della superficie scolante è riferita alle aree di copertura più estese, esitanti sulle porzioni di canaletta di 40 m afferenti agli scarichi subverticali che adducono alla canaletta basale.

L'afflusso su tali tronchi di canaletta, nota la pioggia critica con $Tr = 50$ anni, può essere stimato trascurando, stanti le dimensioni limitate del bacino imbrifero e la breve durata degli eventi critici, l'effetto "invaso" costituito dalla lama d'acqua che si forma sulla superficie scolante in occasione degli eventi piovosi.

Altresì, ipotizzando cautelativamente che, in carenza di coltivazione sviluppata, il coefficiente di deflusso sia temporaneamente di 0,6 (Cfr. nota a piè pagina n.14), la portata affluita sulla superficie scolante larga 40 m e lunga 130 m, è ricostruita nella seguente tabella:

<i>Tempo di ritorno Tr [anni]</i>	50
Altezza di pioggia h [mm]	47,99
L della superficie scolante [m]	130,00
Interasse fra le calate [m]	40,00
Area scolante [m ²]	5.200,00
Volume afflussi meteorici [m ³]	249,55
Coefficiente di deflusso	0,6
Durata di pioggia [min]	15
Portata affluita [m ³ /s]	0,166
Portata affluita [l/s]	166,37

Tale portata, nondimeno, è da suddividere in due parti uguali, avviate allo scarico tramite tronchi di canaletta da 20 m, inclinati dello 0,5%.

Nel caso di una canaletta semicircolare in HDPE di diametro interno di 0,6 m, utilizzando la formula di Gauckler-Strickler:

$$Q = Ks \cdot A \cdot R_H^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

con:

Q = Portata fluente nella canaletta (moto uniforme) [m³/s];

Ks = Coefficiente di scabrezza [m^{1/3}/s]

A = Area liquida [m²];

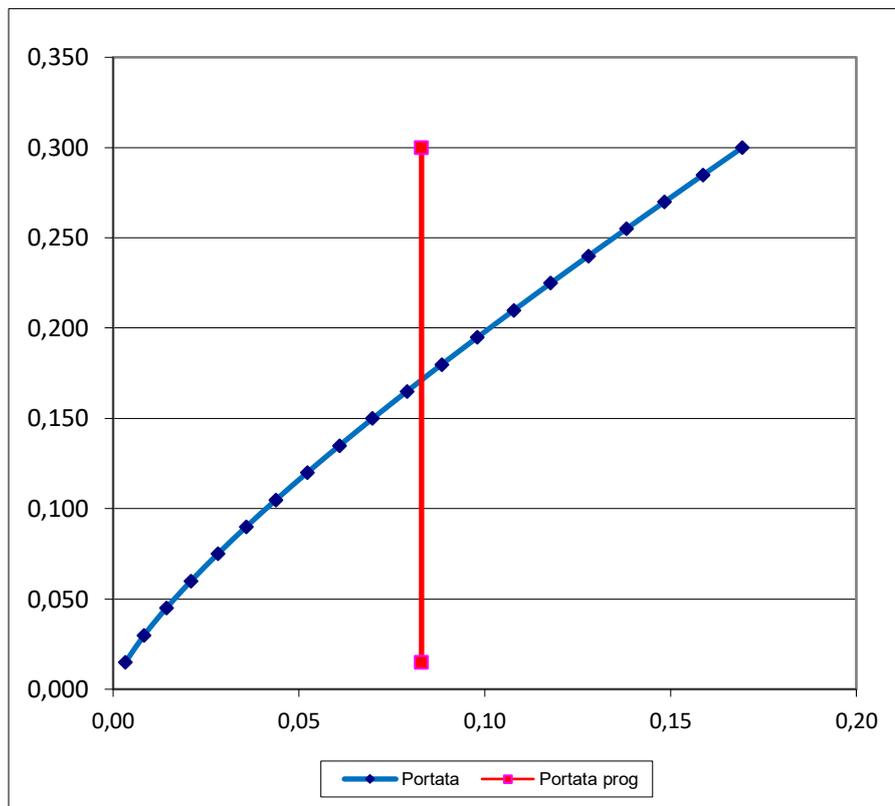
R_H = Raggio idraulico [m];

i = Pendenza della canaletta [m/m]

assumendo un valore di K_s di $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, tipico di situazioni di scarsa manutenzione, con la portata di calcolo di $0,08 \text{ m}^3/\text{s}$ si avrebbe un riempimento del 57%, corrispondente a un tirante sul fondo di $0,172 \text{ m}$.

Si può pertanto concludere che la canaletta sommitale proposta è in grado di smaltire in sicurezza la portata di punta prevista.

Nel successivo grafico sono riassunti gli esiti del calcolo testè descritto: in ascissa sono riportate le portate e in ordinata i corrispondenti tiranti sul fondo.



Il dimensionamento sovrabbondante della canaletta sommitale contribuirà a formare una quota parte dell'invaso necessario a garantire l'invarianza idraulica dell'intervento, come trattato nel cap.6.

3.3.3 Tubazioni di calata

Le tubazioni di calata, colleganti la canaletta sommitale con quella basale con passo di 40 m , sono appoggiate al *Muro* e, pertanto, presentano una notevole pendenza, assunta ai fini del calcolo in 70° .

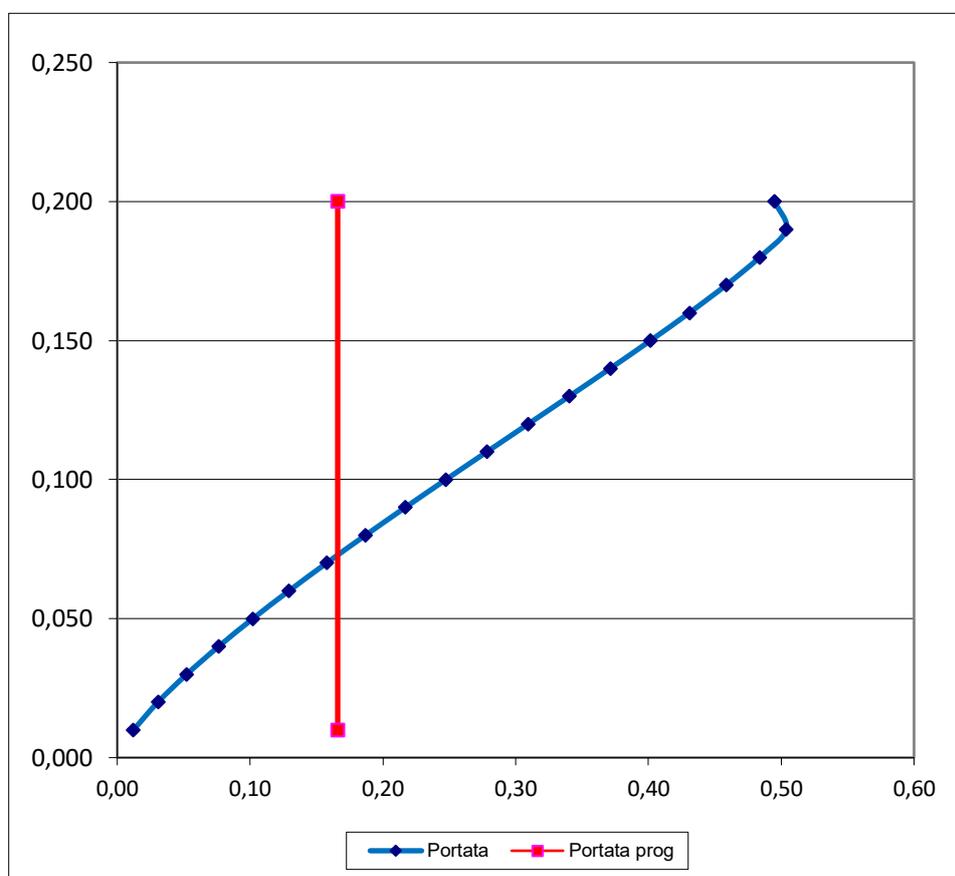
Sono costituite da una tubazione HDPE Ø200, - PN10, con Ks assunto pari a 70 m^{1/3}/s.

La portata di calcolo è ovviamente pari al doppio di quella relativa a ciascun tronco di canaletta esistente nelle calate che, pertanto, è pari a 0,166 m³/s.

In virtù della notevole pendenza delle calate la tubazione prescelta è ampiamente sufficiente a garantire il deflusso della portata di punta prevista, con un tirante sul fondo di 0,073 m.

Si può pertanto concludere che la tubazione di calata proposta è in grado di smaltire in sicurezza la portata di punta prevista.

Nel successivo grafico sono riassunti gli esiti del calcolo testè descritto: in ascissa sono riportate le portate e in ordinata i corrispondenti tiranti sul fondo.



3.3.4 Canaletta basale

La canaletta perimetrale basale, preposta alla raccolta e al convogliamento verso gli scarichi degli apporti meteorici della copertura finale della discarica, ivi veicolati tramite le tubazioni di calata, è composta da elementi prefabbricati in Cls, interrati e dotati di copertura in grigliato a P.C.

La sezione è unica: trapezoidale, con base minore netta 0,40 m, base maggiore netta 0,60 m e profondità netta di 1,00 m, mentre le pendenze dipendono dalla disponibilità di gradiente verso gli scarichi; quest'ultimi sono stati descritti nel sottopar. 2.2.6.

La sezione della canaletta basale è riportata nel **Part. 4** della **Tav. 11**, mentre il percorso è illustrato nella **Tav. 09**.

In questa sede, a titolo cautelativo, nei calcoli si ipotizzano gradienti tutti pari a 0,01%; ciò nondimeno, onde garantire il corretto deflusso verso gli scarichi è necessario che i tronchi di canaletta siano realizzati da pendenze minime in grado di convogliare verso i 5 scarichi disponibili.

Nella seguente planimetria schematica sono riportati detti tronchi di canaletta, ipotizzati a pendenza costante da un punto di massima quota (segmento nero) allo scarico. La denominazione "superiore" e "inferiore" è riferita al verso della planimetria.



I calcoli idraulici dei vari tronchi di canaletta possono prendere le mosse dall'ipotesi di attivare il loro funzionamento una volta che i settori di copertura finale afferenti siano completamente inerbiti. In tal guisa, come indicato nel cap.4, il coefficiente di deflusso sarà di 0,1.

La superficie scolante dell'intera copertura ha un'area di circa 147.000 m². Stante tale estensione, le precipitazioni d'interesse per la canaletta basale avranno durata superiore a quelle considerate nel sottopar.3.3.2, talchè sarà considerato un tempo di pioggia critico di 30 minuti.

Considerando un *Tempo di ritorno Tr* di 50 anni¹², l'altezza di pioggia critica *h* è di 71,55 mm (Cfr. la relativa tabella per τ minore di un'ora, nel par. 3.2).

La portata di piena critica generata dalla superficie scolante in esame, sempre ipotizzando che questa di formi "istantaneamente" nel perimetro e, da questo, nella canaletta basale, è ricostruita nella seguente tabella:

<i>Tempo di ritorno Tr</i> [anni]	50
Altezza di pioggia <i>h</i> [mm]	71,55
Area totale della copertura [m ²]	146.649,66
Volume afflussi meteorici sulla copertura [m ³]	10.492,78
Coefficiente di deflusso	0,1
Volume afflusso alla canaletta basale [m ³]	1.049,28
Durata di pioggia [min]	30
Portata affluita nella canaletta basale [m ³ /s]	0,58

A fronte di circa 50 punti di immissione nella canaletta, corrispondenti alle tubazioni di calata, la portata media immessa da ogni calata è stimata in 11,66 l/s.

Per ogni tronco di canaletta, noto il numero di calate (interasse 40 m), è pertanto possibile determinare la portata defluita.

Nella seguente tabella è ricostruita la situazione idraulica dei vari tronchi di canaletta, imponendo il valore minimo della pendenza motrice e assumendo un coefficiente di scabrezza *Ks* di Gauckler-Strickler di 70 m^{1/3}/s.

Come precedentemente accennato, in sede esecutiva sarà necessario verificare che la pendenza dei tronchi di canaletta presentino una pendenza > 0,01%.

¹² Se si assumesse *Tr* = 10 anni, come richiesto dalla precedente versione del D.Lgs 36/2003, l'altezza di pioggia *h*, a fronte di un tempo di pioggia di 30 minuti, è pari a 51,34 mm (Cfr. la relativa tabella per τ minore di un'ora, nel par. 3.2). Applicando l'incremento del 30% sulle piogge più intense richiesto dal Nuovo D.Lgs 36/2003 l'altezza di pioggia critica, per la stessa durata e per il medesimo *Tr* di 10 anni, ascende a 66,74 mm. Dal confronto con la medesima tabella del par. 3.2 si evince che tale valore corrisponde, di fatto, all'assunzione di un *Tr* di 50 anni (per tale *Tr*, a parità di durata di pioggia, il valore di *h* assunto è pari a 71,55 mm).

Tronchi di canaletta afferenti gli scarichi	L [m]	N. calate	Q [m³/s]	Q scarico [m³/s]	i [%]	Tirante [cm]	Vel. [m/s]
Scarico 1 - tronco superiore	93,45	3	0,035	0,140	0,01%	41,39	0,20
Scarico 1 - tronco inferiore	350,94	9	0,105		0,01%	89,69	0,24
Scarico 2 - tronco superiore	111,00	3	0,035	0,082	0,01%	41,36	0,20
Scarico 2 - tronco inferiore	140,92	4	0,047		0,01%	50,51	0,20
Scarico 3 - tronco superiore	312,95	8	0,093	0,128	0,01%	82,34	0,23
Scarico 3 - tronco inferiore	119,55	3	0,035		0,01%	41,31	0,20
Scarico 4 - tronco superiore	179,61	5	0,058	0,140	0,01%	58,94	0,22
Scarico 4 - tronco inferiore	251,11	7	0,082		0,01%	75,30	0,23
Scarico 5 - tronco superiore	140,04	4	0,047	0,105	0,01%	50,51	0,21
Scarico 5 - tronco inferiore	191,43	5	0,058		0,01%	58,83	0,22

Il potenziale tirante medio si attesta sui 60 m in regime di portata di punta, pur con pendenze motrici assai ridotte, dell'ordine di 0,01%. Il dimensionamento sovrabbondante di tale componente, tuttavia, si rende opportuno per garantire la disponibilità di un significativo volume d'invaso appena a monte dei punti di scarico, che contribuisce alla regolarizzazione del regime idraulico nella canaletta e all'ulteriore mitigazione delle punte di piena; viepiù, tale volume contribuisce alla limitazione del coefficiente udometrico all'uscita dal perimetro della discarica (Cfr. cap.6).

3.3.5 Impatto delle portate della copertura sulla rete esterna

Nel sottopar.2.2.5 sono state stimate le capacità di portata dei due tratti di fosso ricevitori degli scarichi della discarica.

Nelle condizioni pre-discarica, tali fossi drenavano direttamente gli apporti meteorici della superficie coltivata, mentre, come più volte ribadito, a ricomposizione completata, la portata defluita è la stessa, con l'aggiunta positiva delle opere di regimazione, in grado di ritardare/calmierare le punte di piena.

Tali punte nei punti di scarico sono state stimate nel precedente sottoparagrafo e richiamate nella successiva tabella.

	<i>[m³/s]</i>
Portata max scarico N.1	0,140
Portata max scarico N.2	0,082
Portata max scarico N.3	0,128
Portata max scarico N.4	0,140
Portata max scarico N.5	0,105

Dalla planimetria schematica del sottopar.3.3.4 si evince che gli scarichi N.1, N.2 e N.3, per una portata complessiva di 0,35 m³/s, afferiscono al tratto di fossi 2B-N, mentre gli scarichi N.4 e N5, per una portata complessiva di 0,245 m³/s, afferiscono al tratto di fossi 2A-G.

Nella seguente tabella sono confrontate tali portate con le succitate capacità di portata massime dei due tratti di fossi ricevitori, così come stimate una volta effettuati i lavori di manutenzione/risagomatura dei fossi.

	Q scaricata [m³/s]	Capacità di portata [m³/s]	%
Tratto di fossi 2B-N	0,350	1,42	24,63%
Tratto di fossi 2A-G	0,245	1,11	22,06%

Si noti la relativa esiguità dell'apporto della copertura della discarica sulle portate dei fossi in questione. Ciò è da ascrivere al particolare contesto, descritto nel cap.2, caratterizzato da frequenti fossi e scoli, utilizzati anche a fini irrigui.

Da ultimo, vale la pena ribadire che l'unico corso d'acqua, nel senso compiuto del termine e oggetto di valutazione consortile, è il C. VIA QUADRI (altrimenti denominato *Settimino*). Stante la rapidissima dinamica di formazione delle punte di piena, gli apporti meteorici di punta che rivestono interesse per tale fosso sono quelli esitati *direttamente* nel suo corso (Cfr. anche il successivo capitolo); gli altri flussi, che giungeranno nel suo alveo risentendo dell'effetto "invaso" generato dal volume dei fossi tributari, risulteranno poco o per nulla significativi per la formazione delle piene nel C. VIA QUADRI.

4 INVARIANZA IDRAULICA IN GESTIONE OPERATIVA

4.1 Generalità

Come più volte accennato, la discarica risultante dalla riconfigurazione introdotta dal presente *Progetto*, parimenti a quanto affermato per l'attuale configurazione della discarica (*Progetto del 2011*), non recherà, a ricomposizione finale completata, trasformazioni del territorio tali da modificare il regime idraulico pregresso.

Tale conclusione, da sola, dimostrata nella trattazione dei precedenti paragrafi, delinea l'ottemperanza del presente *Progetto*, **inteso come strumento di rappresentazione della "trasformazione del Territorio" indotta dalla discarica**, nel conseguimento dell'obiettivo dell'"invarianza idraulica" ai sensi della *DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA REGIONALE n. 1322* del 10 maggio 2006 e s.m.i.

Ciò nondimeno, come accennato in *Premessa*, in sede di *Gestione operativa* della discarica, vale a dire nel corso della realizzazione delle semivasche, della coltivazione della discarica e della formazione della copertura provvisoria, si possono verificare situazioni in cui superfici scolanti sono caratterizzate da coefficienti di deflusso maggiori di quello insito nelle preesistenti aree agricole (vedi oltre).

In ragione di ciò, fin dall'avviamento della formazione delle nuove vasche del *Progetto del 2011*, sono stati attuati provvedimenti temporanei "di cantiere" per contenere le portate di piena destinate al *C. VIA QUADRI* posto a sud della discarica. Tali provvedimenti, descritti nel presente capitolo, sono stati informati a uno Studio specifico condotto nella discarica in esame¹³.

È essenziale ribadire che i provvedimenti in oggetto sono provvisori "di cantiere" e, pertanto, sono finalizzati a mitigare situazioni temporanee. Alla luce di ciò, sono da inquadrare nella prassi della *Gestione operativa* del "cantiere discarica" e non negli interventi "definitivi" di mitigazione nel caso di aumenti "permanentemente" del coefficiente di deflusso a seguito di "impermeabilizzazione" di ampie superfici.

Nel presente capitolo, dopo un doveroso cenno al concetto di "Invarianza idraulica", con i suoi aspetti normativi, saranno descritti tali provvedimenti.

4.2 Significato e aspetti normativi

Nella *DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA REGIONALE n. 1322* del 10 maggio 2006 è contenuta la seguente definizione esplicativa del termine in oggetto:

¹³ *Geotechnical and hydraulic aspects influencing the morphology of the temporary and final capping of Grumolo delle Abbadesse landfill [Aspetti geotecnici e idraulici che influenzano la morfologia della copertura provvisoria e definitiva della discarica di Grumolo delle Abbadesse]* - Università degli Studi di Padova - Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale - MSc Level Degree in Environmental Engineering – Eleonora Boschetto – Relatore: Prof. Ing. Marco Favaretti – Correlatori: Dott. Ing. Stefano Busana e Dott. Ing. Elisabetta Cudini - ANNO ACCADEMICO 2017-2018.

«Per trasformazione del territorio ad invarianza idraulica si intende la trasformazione di un'area che non provochi un aggravio della portata di piena del corpo idrico ricevente i deflussi superficiali originati dall'area stessa.»

Con più dettaglio, nell'Allegato A alla Deliberazione è specificato quanto segue:

«[...] va evidenziato che l'impermeabilizzazione delle superfici e la loro regolarizzazione contribuisce in modo determinante all'incremento del coefficiente di deflusso ed al conseguente aumento del coefficiente udometrico delle aree trasformate. Pertanto, ogni progetto di trasformazione dell'uso del suolo che provochi una variazione di permeabilità superficiale deve prevedere misure compensative volte a mantenere costante il coefficiente udometrico secondo il principio dell'“**invarianza idraulica**”».

Il Legislatore regionale, con l'avvento della succitata normativa in materia di “invarianza idraulica”, ha correttamente istituito, in sede di pianificazione e progettazione di un intervento significativo per il territorio in termini di superficie impegnata: (i) i criteri per quantificare l'eventuale aggravio del regime idraulico e (ii) i “correttivi” da attuare per la mitigazione degli effetti dell'intervento.

La ratio della normativa, pertanto, si pone a supporto della “Pianificazione Urbanistica”, disciplina prima nel campo delle “trasformazioni del Territorio”; in questo contesto, la succitata *Deliberazione* si propone di delineare le caratteristiche “finali” della trasformazione, senza apparentemente preoccuparsi del “come” si giunge dalla situazione iniziale a quella post-trasformazione.

In altri termini, l'indirizzo normativo “pianificatorio” sembra delineare precipuamente le *caratteristiche finali* di una *trasformazione del Territorio*, peraltro, nella suddetta ratio, unico scopo della *Deliberazione*.

Il “come” giungere dalla situazione iniziale a quella post-trasformazione non rientra, con tutta evidenza, nei compiti d'indirizzo della norma; le modalità realizzative appartengono, infatti, all'ambito dell'*implementazione* di piani e progetti, vale a dire l'ambito **temporaneo** dei “lavori” e dei “cantieri”, con le procedure da attuare esclusivamente in tale ambito e le eventuali specifiche opere provvisionali.

4.3 Procedura di mitigazione delle portate di punta in fase di Gestione

4.3.1 Problematiche idrauliche nella fase di Gestione operativa

Nel par.4.1 si accennava a provvedimenti temporanei “di cantiere” per contenere le portate di piena destinate al C. *Via Quadri*, prospettati in un apposito Studio ivi indicato. In sede di *Gestione operativa* della discarica, vale a dire nel corso della realizzazione delle semivasche, della coltivazione della discarica e della formazione della copertura provvisoria, infatti, possono verificarsi situazioni in cui superfici scolanti possono presentare coefficienti di deflusso maggiori di quello indicato per le preesistenti aree agricole nella *Deliberazione* sopra citata.

Per contro, la *Gestione operativa* di una discarica prevede anche settori aperti in coltivazione laddove le acque di pioggia non si trasformano in deflussi di piena, ma sono completamente “assorbiti” nel corpo rifiuti, generando percolato e “compensando” con ciò la formazione di rilevanti punte di piena.

Le fattispecie di superfici esposte alle precipitazioni meteoriche presenti nella discarica in fase di *Gestione operativa* sono le seguenti:

settori aperti in coltivazione. In questo caso, come testè accennato, le acque di pioggia non producono deflussi verso l'esterno, poiché la maggior parte di esse si trasforma in percolato migrante verso il fondo (tipicamente nell'ordine del 70% del piovuto), mentre la grossa parte del rimanente defluisce per evaporazione e/o viene trattenuto dai rifiuti (tale aliquota viene denominata anche "capacità di campo");

copertura provvisoria o definitiva priva di vegetazione. In questo caso la superficie si presenta simile a una finitura agricola priva di vegetazione. Secondo quanto indicato dalla *Deliberazione*, può essere assegnato un coefficiente di deflusso φ pari a 0,6. Ciò in analogia con quello convenzionalmente assunto nelle strade in terra battuta¹⁴;

copertura provvisoria inerbita. In questo caso la superficie si presenta simile a una finitura agricola con vegetazione e, pertanto, potrebbe esserle assegnato un coefficiente di deflusso φ pari a 0,1. Ciò nondimeno, stanti i seguenti due fattori: (i) trattasi di inerbimento spontaneo e non sempre uniforme, (ii) non è presente un drenaggio ipodermico al di sotto della copertura provvisoria (Cfr. il successivo punto), può essere assunto un coefficiente di deflusso φ pari a 0,2 (Cfr. nota a p.p. n.14);

copertura definitiva a regime. In questo caso la superficie si presenta del tutto analoga a una finitura agricola (Cfr. par. 17.3 della *Relazione tecnico-illustrativa*), con vegetazione sviluppata e uniforme (in grado di attivare un cospicuo deflusso per evapotraspirazione) e con la presenza del drenaggio ipodermico sotto lo strato vegetale¹⁵. È pertanto possibile assegnare un coefficiente di deflusso φ pari a 0,1 (Cfr. nota a p.p. n.14).

Ai fini della valutazione del deflusso di punta proveniente dalla discarica verso il C. *Via Quadri* in fase di *Gestione operativa*, lo Studio riportato in nota a p.p. n.13 individua lo scenario più gravoso nella fase in cui è appena completata la copertura provvisoria delle vasche relative all'ampliamento implementato con il *Progetto del 2011*, nella parte rivolta verso il corso d'acqua in esame. Infatti, in presenza di significative zone di copertura provvisoria non inerbita rivolte verso tale fosso e in assenza della canaletta perimetrale basale, stante il brevissimo tempo di corrivazione, in occasione di eventi brevi e intensi potrebbero generarsi notevoli punte di piena, con coefficienti idrometrici maggiori di quelli che si sarebbero registrati nella fase ante-intervento, con le superfici agricole coltivate.

I contributi dei settori della copertura non rivolti verso il C. *Via Quadri*, esitati nei fossi circuitanti la discarica e tributari nel C. *Via Quadri* invece, tendono a giungere nel fosso in oggetto in tempi successivi alla punta di piena, grazie all'aumentato tempo di corrivazione e all'effetto dell'"invaso" dei fossi secondari.

In ragione di ciò, il suddetto scenario più gravoso per il C. *Via Quadri* non risentirà delle modifiche apportate all'attuale gestione dal presente *Progetto*.

¹⁴ «I coefficienti di deflusso, ove non determinati analiticamente, andranno convenzionalmente assunti pari a 0,1 per le aree agricole, 0,2 per le superfici permeabili (aree verdi), 0,6 per le superfici semi-permeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato, ...) e pari a 0,9 per le superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali, ...).»

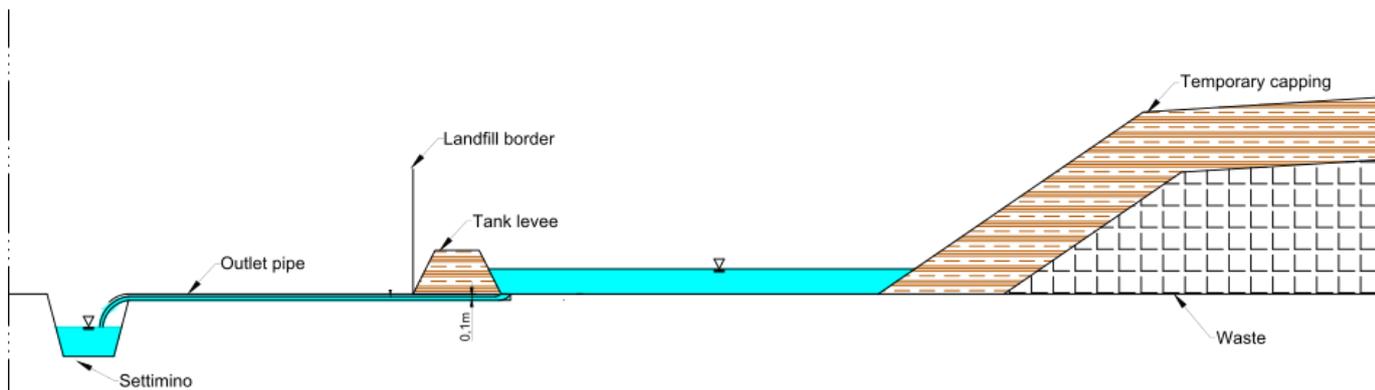
¹⁵ L'azione di tale drenaggio nella valutazione del coefficiente di deflusso della superficie è legata all'attivazione del deflusso ipodermico sotto lo strato vegetale, scongiurando così la completa saturazione dello strato di coltivo nel caso di eventi meteorici brevi e intensi e, con ciò, mitigando il deflusso efficace di ruscellamento.

Infatti, la realizzazione del *Muro* perimetrale produrrà un “contenimento” delle portate verso il fosso consortile, mentre il modesto aumento della superficie implementato con la realizzazione della Vasca 18 non produrrà effetti di sorta sul fosso, stante, appunto, la modestia della superficie e, soprattutto, la posizione ben lontana di tale vasca.

4.3.2 Soluzione di mitigazione temporanea proposta

Nello *Studio* riportato in nota p.p. n.13 è stata proposta una soluzione originale per conseguire la mitigazione delle portate di piena in caso di eventi meteorici brevi e intensi. Questa consiste nella realizzazione di “capacità modulari” in fregio al piede della discarica, **rivolte verso le succitate zone di copertura provvisoria non ancora inerbita**, in grado di immagazzinare l'acqua quando e dove necessario, parallelamente ai lavori di formazione del capping provvisorio.

Orientativamente, le capacità sono concepite in moduli di 50 metri confinati da arginelli provvisori di altezza generalmente di 50 cm, realizzati con terreno di scavo, ampiamente disponibile in cantiere, come illustrato nella seguente sezione schematica.



Tale provvedimento di cantiere esplica la sua funzione solamente durante gli eventi meteorici brevi e intensi, consentendo, con la rimozione di brevi tratti di arginelli, l'agevole traffico dei mezzi negli altri periodi. All'uso, il completamento temporaneo degli arginelli avverrà a seguito di segnalazioni meteo di eventi consistenti.

I calcoli idraulici di invarianza idraulica dei moduli sono improntati su un *Tempo di ritorno* delle precipitazioni di 20 anni, stante il carattere temporaneo del dispositivo di mitigazione.

A tal proposito, vale la pena ricordare che gli eventi di pioggia da considerare nei calcoli idraulici delle opere “definitive”, in ossequio al *Nuovo D.Lgs 36/2003*, devono essere riferiti a un *Tempo di ritorno* di 10 anni, ma con un “Fattore di sicurezza” del 30%; ciò equivale, come argomentato in precedenza, a considerare eventi con $Tr = 50$ anni. Nel caso in esame, come detto, trattasi di “opera provvisoria”, destinata al funzionamento

per un limitato periodo di tempo, ragion per cui il succitato Fattore di sicurezza può essere ridotto, come normalmente si verifica nelle opere di cantiere, così da giungere a eventi di riferimento caratterizzati da $Tr = 20$ anni.

La valutazione del *Tempo di corrivazione* τ_c è effettuata con la formula proposta dal *Civil Engineering Department dell'Università del Maryland*, già precedentemente utilizzata.

$$\tau = \left[26.3 \frac{(L/K_s)^{0.6}}{3600^{(1-n)0.4} a^{0.4} i^{0.3}} \right]^{1/(0.6+0.4n)}$$

con:

- τ - tempo di corrivazione [s]
- L della superficie scolante [m]
- K_s di Gauckler-Strickler [$m^{1/3}/s$]
- i - pendenza sup. scolante [m/m]
- a [$m \cdot ore^{-n}$]
- n [ad.]

I parametri a e n si riferiscono, come trattato nel par.3.2, alle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica e sono individuati una volta assunto un determinato *Tempo di ritorno*.

Assumendo $Tr = 20$ anni, la lunghezza della copertura priva di manto erboso di 130 m, con K_s di Gauckler-Strickler di $15 m^{1/3}/s$ e una pendenza media della copertura provvisoria del 20%, si perviene a una stima del *Tempo di corrivazione* τ_c di **4,34 minuti**, talchè può essere confermata l'assunzione dei parametri a e n per un tempo di pioggia di 5 minuti.

Nella seguente tabella sono riassunti i valori di calcolo.

L della superficie scolante [m]	130,00
K_s di Gauckler-Strickler [$m^{1/3}/s$]	15,00
i - pendenza sup. scolante [%]	20%
Tr [anni]	20
a [$mm \cdot ore^{-n}$]	89,3
n [ad.]	0,57

Tenendo conto che i "moduli" posti fra il piede della copertura e il C. *VIA QUADRI* hanno larghezza di 50 m, la portata ivi affluita, con le ipotesi già poste in atto in precedenza, è ricostruita nella seguente tabella:

Tempo di pioggia [min]	5,00
Altezza di pioggia h di pioggia [mm]	21,66
Larghezza moduli [m]	50,00
Area scolante [m ²]	6.500
Volume affluito [m ³]	140,79
Coefficiente di deflusso	0,60
Portata di punta [m³/s]	0,28
Coefficiente udometrico [l/s/ha]	433,20

Il coefficiente udometrico che deriva dal calcolo appare non congruo, confermando con ciò l'effetto della trasformazione del Territorio cagionata dalla temporanea assenza di vegetazione della copertura provvisoria.

A rigore, seguendo l'indirizzo della *Deliberazione*, sarebbe necessario ripristinare il coefficiente udometrico dell'area agricola pre-discarica. In questo caso, cautelativamente, si perseguirà l'obiettivo di limitare a 15 l/s/ha il coefficiente udometrico massimo allo scarico¹⁶.

Per conseguire tale obiettivo è necessario che i "moduli" dispongano di un volume tale da "decapitare" l'idrogramma di piena, trasformando la portata in volume invasato. A parità di larghezza, nel tratto "critico" lungo il C. VIA QUADRI, la disponibilità di adeguato spazio dal piede della discarica al confine di proprietà non è sempre garantita: nei tratti più stretti si dispone di una lunghezza minima di 7 m. Queste situazioni costituiscono un'eccezione, che sarà oggetto dei successivi calcoli di verifica. A fronte delle citate "strette" i "moduli" dovranno essere realizzati con maggiore altezza degli arginelli, pari a 70 cm. I "moduli" saranno muniti di una tubazione di scarico nel fosso ricevitore di diametro pari a 10 cm.

In tal guisa, la portata scaricata sarà determinata con la seguente formula, valida per luci sotto battente:

$$Q = C_q \cdot A \cdot \sqrt{2gh}$$

con:

C_q = Coefficiente di contrazione della luce, indicato da Kirchhoff in 0,611;

A = Area della bocca sotto battente;

h = battente sul baricentro della luce.

Nel caso in esame, come detto, la formazione dei "moduli" avviene in fase di *Gestione operativa*, quindi con l'impianto presidiato dal personale preposto a tale *Gestione*; pertanto, la pulizia delle luci di scarico è frequente e accurata. Ciò nondimeno, data la natura prevalentemente limosa del trasporto solido, è possibile che si verifichino parziali ostruzioni della luce, talché il coefficiente C_q è ridotto del 50%, pari a 0,3.

¹⁶ Tenendo conto che tale obiettivo si pone con un $Tr = 20$ anni, relativo alla fase provvisoria, si comprende come questo sia del tutto comparabile con l'indirizzo diffuso di indicare questo limite nell'ordine di 10 l/s/h con $Tr = 50$ anni.

Nella seguente tabella sono ricostruiti i calcoli della portata massima defluita e del relativo coefficiente udometrico.

Larghezza moduli [m]	50,00
Lunghezza minima moduli [m]	7,00
Area di base modulo [m ²]	350,00
H moduli [m]	0,70
Volume max moduli [m ³]	245,00
Diametro tubazione scarico [m]	0,10
Area tubazione A [m ²]	0,00785
Coefficiente contrazione luce C_q	0,30
Battente massimo h [m]	0,65
Portata massima defluita Q [m³/s]	0,0084
Coefficiente udometrico [l/s/ha]	12,94

La congruità di tale volume di invaso è desumibile dall’analisi della seguente tabella, in cui, per via molto semplificata, è ricostruita la dinamica del funzionamento del “modulo”: ipotizzando l’afflusso della portata di punta precedentemente determinata in 0,28 m³/s nell’invaso, che inizia dopo la maturazione del *Tempo di corrivazione* (corrispondente con il tempo di pioggia) di 5 minuti, si assiste al suo riempimento che, dopo la formazione di un livello tale da mettere sotto battente la tubazione, innesca la portata in uscita Q .

Anche ipotizzando che la portata di punta in ingresso continui ad affluire costante per un periodo pari a 3 volte il tempo di pioggia (nelle precipitazioni brevi e intense, nello schema del metodo cinematico, il fenomeno tende ad esaurirsi nei successivi 5 minuti) si noterà come il volume invasato non superi il massimo disponibile. Nel caso in esame, la portata massima in uscita è di 7,50 l/s, con un coefficiente udometrico di 11,54 l/s/ha. Tale congruità è verificabile anche con altri metodi, proposti nello Studio richiamato nella nota a p.p. N. 13¹⁷.

¹⁷ Nello Studio citato sono stati utilizzati il “Metodo delle sole piogge” e il “Metodo Cinematico”. Entrambi hanno fornito esiti simili. Segnatamente, il “Metodo Cinematico”, a fronte di una serie di ipotesi semplificative, fornisce i volumi di accumulo tramite la formula di Alfonsi – Orsi, descritta oltre, che, applicando gli elementi del caso in esame, restituisce un volume di laminazione di 245 m³, identico a quello oggetto di verifica.

t [min]	V modulo [m³]	Battente [cm]	Q [l/s]
1	16,89	-	-
2	33,79	-	-
3	50,68	4,48	2,21
4	66,25	8,93	3,12
5	81,28	13,22	3,79
6	95,90	17,40	4,35
7	110,18	21,48	4,84
8	124,17	25,48	5,27
9	137,90	29,40	5,66
10	151,40	33,26	6,02
11	164,69	37,05	6,35
12	177,77	40,79	6,67
13	190,67	44,48	6,96
14	203,39	48,11	7,24
15	215,94	51,70	7,50

È di tutta evidenza che, laddove vi sia disponibilità di spazio fra il piede della discarica e la recinzione di confine i “moduli” potranno essere realizzati con arginelli più bassi, favorendo con ciò la loro parziale rimozione nei periodi non piovosi.

5 TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

5.1 Generalità

Nel cap. 4 dell'Appendice sugli scarichi delle acque meteoriche del Progetto del 2011 venivano trattati gli aspetti progettuali relativi alla gestione delle acque di pioggia affluenti sul piazzale e sui fabbricati della zona servizi.

Il tema è stato successivamente dibattuto nell'ambito della formalizzazione dell'AIA n.13/2011, segnatamente per quanto riguardava le disposizioni applicative in ordine agli obblighi in materia di acque meteoriche di dilavamento e acque di lavaggio dall'art.39 del Piano Tutela Acque della Regione Veneto e contenute nel succitato provvedimento di AIA.

Il recepimento di tali disposizioni ha comportato la parziale rivisitazione della rete di raccolta delle acque di pioggia dell'area servizi, nonché la razionalizzazione del sistema di scolmamento e depurazione delle acque di prima pioggia, che è stato sostituito con un impianto di trattamento "in continuo" delineato in un successivo Progetto esecutivo.

Nel successivo paragrafo sono riassunti i passi di tale progetto e le caratteristiche dell'impianto come effettivamente realizzato.

5.2 Progetto e caratteristiche dell'impianto

5.2.1 Configurazione del Progetto del 2011

Le acque di dilavamento dell'area servizi costituiscono l'unica fonte di acque potenzialmente contaminate di origine meteorica, al netto, ovviamente, delle provenienze dalle coperture del capannone e dei locali servizi che, per questo motivo, non subiscono trattamenti.

È importante sottolineare che il trattamento delle acque di dilavamento dell'area servizi si attua solo nel corso della fase di *Gestione operativa* della discarica.

Le acque di pioggia che interessano il piazzale di movimentazione e manovra, pavimentato, sono raccolte da una rete di caditoie, che assecondano il flusso verso tubazioni e pozzetti interrati che adducono al sistema di raccolta delle acque di pioggia.

L'impianto esistente all'epoca della redazione del *Progetto del 2011*, e ivi descritto, era costituito da due vasche, anch'esse interrate, di volume pari a 2 m³ cadauna, munite di pompa e sfioratore, che inviavano alla vasca di raccolta del percolato, ubicata presso il capannone, solo le portate di *prima pioggia*, così come definite dalla normativa. Questa, accoglie anche le acque di lavaggio del capannone di pretrattamento e le acque nere dei servizi e delle docce, compreso quello del box uffici per poi inviarle a depurazione insieme con il percolato della discarica.

Le acque sfiorate, cosiddette di *seconda pioggia*, fluiscono direttamente verso la tubazione esistente che adduce allo Scarico N.1 verso il C. VIA QUADRI, che raccoglie anche le provenienze delle coperture di

capannone e box, non contaminate dai possibili inquinanti del piazzale. Detta configurazione è illustrata nella Tav.13 del *Progetto definitivo di ampliamento*.

5.2.2 Nuova configurazione dell'impianto

La revisione progettuale sviluppata in sede esecutiva, come accennato, si proponeva, in primis, di razionalizzare il sistema di raccolta, scolmamento e trattamento delle acque di pioggia dell'area servizi, attraverso l'introduzione di un sistema di trattamento "in continuo".

La ratio di tale sistema era di operare sulle *portate* di pioggia anziché sui *volumi*.

In sintesi, le modifiche proposte, rispetto a quanto illustrato nel precedente sottoparagrafo, erano le seguenti:

- razionalizzazione della rete di raccolta delle acque meteoriche;
- inserimento del sistema di scolmamento e trattamento delle acque di pioggia "in continuo".

Per il resto, si conferma la scelta di avviare i colaticci del capannone (con l'appendice tettoiata) alla vasca di raccolta a tenuta posta sul retro, ove vengono altresì convogliati i reflui "biondi" e "neri" dei box uffici e docce.

Entrando nel merito del dimensionamento elaborato nella succitata progettazione esecutiva, va premesso che gli inquinanti tipici nelle acque di dilavamento di un piazzale di movimentazione e manovra come quello a servizio della discarica di Grumolo delle Abbadesse possono essere orientativamente raggruppati come segue:

- Sostanze sospese: sabbie, particelle organiche e inorganiche con peso specifico uguale o superiore a quello dell'acqua;
- Sostanze galleggianti: oli, grassi, schiume e più in generale composti insolubili di densità inferiore a quella dell'acqua, che si mantengono in sospensione. Gli oli tendono naturalmente a risalire sulla superficie del liquido (flottazione) in condizioni di calma idraulica. La velocità di risalita delle particelle oleose dipende essenzialmente dalla loro dimensione, in base alla quale possono essere suddivise in: olio libero (particelle di grandi dimensioni libere di flottare) e olio disciolto (particelle di dimensioni particolarmente ridotte).
- Sostanze disciolte.

Nel caso in esame è possibile affermare che i solidi sospesi, gli idrocarburi e gli oli sono il gruppo più rappresentativo degli inquinanti potenzialmente presenti nelle acque di dilavamento del piazzale in oggetto. Infatti, salvo casi di incidente, trattati specificamente con apposita procedura, sono da escludersi contaminazione da parte di rifiuti, poiché questi sono stoccati e manipolati nell'ambito del capannone, i cui colaticci, come detto, fluiscono in apposita vasca e smaltiti nel percolato.

Stante la circostanza che detti inquinanti sono presenti essenzialmente nelle cd. “acque di prima pioggia” (quantificate nel suddetto progetto nella porta relativa al dilavamento dei primi 5 mm di pioggia per un tempo di 15 minuti), lo sviluppo dei calcoli è indicato nella seguente tabella, in cui la portata di progetto è stata sottoposta ad un fattore di sicurezza maggiorativo pari a 3.

Area servizi pavimentata (m ²)	2.644
Altezza di pioggia nello scroscio di calcolo (mm)	5
Durata dell’evento meteorico (min)	15
Coefficiente di afflusso	0,90
Volume di pioggia (m ³)	11,90
Portata istantanea massima drenata (l/s)	13,22
Fattore di sicurezza sulla portata	3,00
Portata di progetto (l/s)	39,66

Tale portata di prima pioggia è trattata in continuo in un impianto di depurazione composto da due vasche (dissabbiatore e disoleatore).

Nel caso di una precipitazione molto intensa che generi una portata del refluò più elevata di quella di progetto, un pozzetto scolmatore provvede a deviare la portata in eccesso convogliandola direttamente al recettore finale.

Il pozzetto scolmatore è un dispositivo idraulico finalizzato a garantire il trasferimento delle acque di dilavamento alla fase di depurazione con portate che non siano superiori alla portata massima di progetto e di inviare direttamente al ricettore finale, mediante by-pass, la portata in eccesso.

La soluzione implementata prevede l’orifizio d’ingresso delle acque di pioggia a quota maggiore rispetto a quella dell’orifizio di uscita, che, pertanto, lavora sotto battente. Con l’aumentare della portata entra in funzione un orifizio posto a quota maggiore, denominato “by pass”, che adduce alla tubazione che convoglia le acque di “seconda pioggia” direttamente allo scarico.

L’elemento effettivamente impiegato ha dimensioni planimetriche 125x130 cm, h = 100 cm (+ 20 cm di copertura), carrabile al traffico pesante, con foro per chiusino in ghisa da 60x60 cm.

Questo consente il trattamento di una portata dell’ordine di 50 l/s, relativa a un piazzale di 5.000 m², aumentando ulteriormente il fattore di sicurezza di progetto.

I reflui in uscita alla bocca più depressa, che costituiscono le acque di prima pioggia, sono inviate a depurazione.

Il dissabbiatore, primo elemento della depurazione, è una vasca di calma in cui avviene la separazione dal refluò delle sostanze e particelle in sospensione che hanno una densità più elevata (sabbie, ghiaia, limo, pezzetti di metallo e di vetro, ecc.) e più bassa (oli, grassi, foglie, ecc.) di quella dell’acqua.

Il rendimento di rimozione dei materiali in sospensione è tanto più alto quanto maggiore è il tempo di residenza del refluo nel dissabbiatore.

Il dissabbiatore è essenziale a monte del disoleatore in quanto i solidi in sospensione, se non rimossi, andrebbero ad intasare le maglie del filtro a coalescenza pregiudicandone il funzionamento.

Nel caso in esame è stata implementata una vasca dissabbiatrice in grado di trattare 50 l/s, a fronte dei circa 40 previsti dal progetto, di dimensioni planimetriche 246x220 cm, h = 200 cm (+ 20 cm di copertura), entrata/uscita DN. 250, carrabile al traffico pesante di prima categoria, con due fori di ispezione da 60x60 cm con chiusino in ghisa. È altresì dotata di deflettore in acciaio inox AISI 304 in entrata.

Segue il **disoleatore**. Trattasi del modulo di separazione degli oli, munito di filtro a coalescenza. Le particelle oleose, più leggere, si collocano in superficie e vi rimangono in strati successivi; il dispositivo di chiusura automatica evita che l'olio possa defluire allo scarico. Le particelle oleose in sospensione vengono trattenute da un filtro a stretta maglia plastica che le aggrega per coalescenza formando una pellicola; al raggiungimento di un certo spessore si staccano e risalgono in superficie.

Parimenti, nel caso in esame è stata implementata una vasca in grado di trattare 50 l/s, a fronte dei circa 40 previsti dal progetto, di dimensioni planimetriche 246x220 cm, h = 200 cm (+ 20 cm di copertura), entrata/uscita DN. 250, carrabile al traffico pesante di prima categoria, con due fori di ispezione da 60x60 cm con chiusino in ghisa. È altresì dotata di deflettore in acciaio inox AISI 304 in entrata, dispositivo di chiusura automatica del tipo otturatore a galleggiante in acciaio inox e filtro per coalescenza tipo Refill. Il disoleatore è conforme alla norma UNI-EN 858-1.

Il volume utile complessivo del sistema è pari a 16 m³, a fronte dei 14,30 m³ indicati nel progetto.

L'impianto è realizzato con vasche prefabbricate interrato in c.a.v. certificate.

I reflui in uscita, avviati ad apposito pozzetto di ispezione, sono in linea con i limiti analitici di Tab. 3 – All. 5 – D.Lgs 152/2006, e restituiti al ricettore finale tramite il medesimo scarico, autorizzato dalla vigente AIA.

Il sistema di trattamento descritto in questo paragrafo è illustrato nella **Tav. 10**.

5.2.3 Gestione e manutenzione dell'impianto

Gli agenti inquinanti separati dalle acque di dilavamento all'interno dell'impianto sono, come sopra accennato, principalmente agenti non biodegradabili (sabbie, limo, pietrisco, idrocarburi, oli, ecc.). Questi tendono pertanto ad accumularsi all'interno delle vasche. Nel tempo, questi accumuli tendono a pregiudicare l'efficienza di depurazione dell'impianto (intasamento delle condotte, rilascio degli inquinanti stessi, ecc.). Pertanto, è necessario svolgere operazioni periodiche di ispezione delle vasche e, qualora si renda necessario, provvedere allo spurgo e alla pulizia delle stesse.

Le ispezioni consistono nel valutare la quantità di materiale depositato sul fondo del dissabbiatore, di materiale galleggiante e sedimentato accumulato all'interno del disoleatore, nonché lo stato del filtro a coalescenza.

È altresì opportuno ispezionare periodicamente le vasche durante un evento meteorico, in maniera tale da verificare il buon funzionamento dei diversi dispositivi allorchè sono sollecitati.

Con cadenza bimestrale, si procede all'estrazione del filtro a coalescenza e lavandolo energicamente con un getto d'acqua in testa all'impianto. Una volta lavato, il filtro va riposizionato nell'apposito comparto.

Le operazioni di ispezione sono più frequenti nei primi mesi di servizio dell'impianto (cadenza mensile), con lo scopo di individuare la più opportuna frequenza degli spurghi.

Questi ultimi necessitano delle seguenti operazioni:

- estrazione completa di tutto il materiale accumulato nel dissabbiatore e nel disoleatore;
- estrazione del materiale eventualmente accumulato nel pozzetto scolmatore;
- energico lavaggio di tutte le vasche e delle condotte di collegamento e di by-pass eliminando eventuali croste;
- riempimento con acqua pulita, dopo il lavaggio, di entrambe le vasche di trattamento.

6 COEFFICIENTE UDOMETRICO A DISCARICA COMPLETATA

6.1 Generalità

La trattazione della presente Relazione ha evidenziato come, a discarica completata e con ricomposizione finale attiva (copertura finale e opere di regimazione completate, con colture pienamente sviluppate), non vi saranno particolari effetti sull'idraulica del sito relativamente alla trasformazione della superficie.

Ciò nondimeno, non va sottaciuto che, rispetto al precedente assetto agricolo del sito, si riscontrano due elementi che, con riferimento al confronto testè proposto, potrebbero potenzialmente generare punte di piena negli scarichi:

1. una porzione della superficie in oggetto è pavimentata o di copertura di edifici;
2. la fascia perimetrale della discarica interessata dal *Muro* è inclinata rispetto alla pendenza prevalente della copertura (da 5% al 7%).

In termini quantitativi, tuttavia, detti elementi costituiscono una componente esigua della superficie del sito e il sistema di regimazione interna delle acque meteoriche favorirà in modo significativo la regolarizzazione del regime idraulico, a fronte delle portate di punta a seguito di eventi brevi e intensi.

Nel seguente paragrafo si dimostrerà come tale considerazione sia avvalorata da opportuni calcoli, che pongono come obiettivo il contenimento del contributo specifico alla piena del sito (coefficiente udometrico) entro il limite di 10 l/s/h.

6.2 Stima del coefficiente udometrico del sito

L'area del sito in esame, compresa nella recinzione delimitante la proprietà di SIA, è di 185.555,14 m², di cui 6.012,45 m² pavimentata e/o di copertura di edifici.

Il coefficiente di deflusso del sito è desumibile dalla media ponderale fra la parte oggetto di coltivazione, assimilabile ad area agricola, e quella impermeabilizzata, secondo la seguente relazione (con il consueto significato dei simboli):

$$\phi = \frac{\sum_{i=1}^n \phi_i S_i}{S_{tot}}$$

Con riferimento ai dati della seguente tabella¹⁸, è possibile determinare il coefficiente di deflusso medio ponderale.

¹⁸ I valori del coefficiente di deflusso delle superfici agricole e delle aree pavimentate sono consueti, desunti dalla nota a p.p. n. 14.

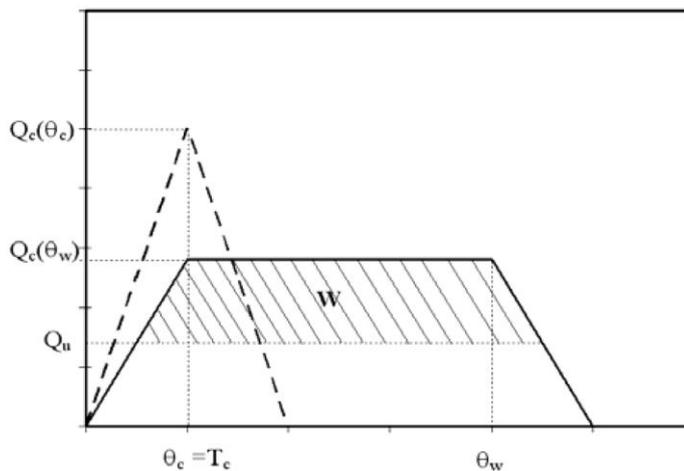
	Area	ϕ
Superficie coltivata del sito [m ²]	179.542,69	0,1
Area servizi [m ²]	6.012,45	0,9
Area complessiva [m²]/ϕ medio ponderale	185.555,14	0,13

Per la determinazione del volume di laminazione e della portata in uscita è possibile utilizzare il metodo cinematico, già impiegato in precedenza.

Questo, schematizza un processo di trasformazione afflussi-deflussi nel bacino a monte di tipo cinematico.

Le ipotesi semplificate adottate sono le seguenti:

- ietogramma netto di pioggia a intensità costante (ietogramma rettangolare);
- curva aree-tempi lineare;
- svuotamento della capacità di laminazione a portata costante pari a Q_u , (laminazione ottimale).



Determinazione dell'evento critico per la capacità di laminazione con il modello cinematico.

Con le suddette ipotesi è possibile elaborare la relazione fra il volume della capacità di laminazione e la durata della pioggia θ , del tempo di corrivazione del bacino T_c , della portata uscente massima dalla vasca Q_u , del coefficiente di deflusso ϕ , dell'area del bacino S e dei parametri a e n della curva di possibilità pluviometrica¹⁹.

I volumi di accumulo sono stimabili utilizzando la formula di Alfonsi - Orsi:

$$W = 10 \cdot \phi \cdot S \cdot a \cdot \theta^n + 1,295 \cdot T_c \cdot Q_u^2 \cdot \theta^{1-n} / (\phi \cdot S \cdot a) - 3,6 \cdot Q_u \cdot \theta - 3,6 \cdot Q_u \cdot T_c$$

¹⁹ Per precipitazioni critiche di durata inferiore all'ora si assume il valore 4/3n.

dove:

W volume della capacità di laminazione [m^3]

S superficie del bacino [ha]

θ durata della precipitazione [h]

T_c tempo di corrivazione [h]

Q_u portata in uscita [l/s]

a, n parametri della curva di possibilità pluviometrica [a in $mm \cdot h^{-n}$]

La durata di precipitazione critica per l'accumulo di progetto, θ_w , si determina individuando il massimo della precedente equazione nella variabile θ , vale a dire azzerandone la derivata prima:

$$2,78 \cdot n \cdot \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta_w^{n-1} + 0,36 \cdot (1-n) \cdot T_c \cdot Q_u^2 \cdot \theta_w^{-n} / (\varphi \cdot S \cdot a) - Q_u = 0$$

con il consueto significato dei simboli.

Nella seguente tabella sono indicati i passaggi per giungere ai parametri ricercati.

Superficie complessiva del sito S [ha]	18,56
Tempo di ritorno assunto T_r [anni]	50
Tempo di corrivazione T_c [ore]	0,50
Coefficiente di deflusso φ	0,13
a [$mm \cdot h^{-n}$]	83,91
n	0,13
Tempo di pioggia critico θ_w per la capacità di laminazione [ore]	0,42
Volume bacino W [m^3]	1.185,50
Portata in uscita Q_u [l/s]	185,56
Coefficiente udometrico nello scarico [l/s/ha]	10,00

Il risultato dell'analisi si può riassumere come segue: il conseguimento dell'obiettivo postoci, la limitazione a 10 l/s/ha del coefficiente udometrico in uscita dal sito, a fronte di precipitazioni critiche con tempo di ritorno di 50 anni, può essere raggiunto a fronte di una disponibilità di accumulo maggiore di circa 1.200 m^3 .

Tenendo conto che, pur trascurando le varie capacità minori disponibili (come le vasche e le canalizzazioni dell'impianto di prima pioggia), le due canalette perimetrali descritte nel cap.3 forniscono i volumi di laminazione massimi ricostruiti nelle seguenti tabelle:

Canaletta sommitale semicircolare	
Diametro [m]	0,60
Area [m2]	0,14

Canaletta basale trapezia	
base minore [m]	0,40
base maggiore [m]	0,60
profondità [m]	1,00
Area [m2]	0,50

Perimetro (m)	1.950
Area disponibile canaletta basale a bocca piena [m ²]	0,50
Volume invaso canaletta basale [m³]	975,00
Area disponibile canaletta sommitale a bocca piena [m ²]	0,14
Volume invaso canaletta sommitale [m³]	267,33
VOLUME COMPLESSIVO CANALETTE [m³]	1.242,33

si può concludere che le due canalette di progetto, così come dimensionate, sono sufficienti a garantire l'obiettivo perseguito, giustificando con ciò il loro sovradimensionamento più volte riferito.