Committente:

greenUp

Località:

Comune di Vado Ligure (SV)
Discarica per rifiuti non pericolosi in località Bossarino

Progetto:

AMPLIAMENTO LATO EST

PROGETTO DEFINITIVO

Titolo elaborato:

RELAZIONE IDRAULICA

Numero elaborato:

R05

Codice interno del documento:

030-034R05

Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
E01	30.05.2015	Emissione	Tatiana Terragni	Tatiana Terragni	Stefano Veggi
E02					
E03					
E04					
E05					

Progettista:

Desmos
Ingegneria Ambiente Energia

Timbro e firma:

ORDINE INGEGNERI PROV. ALESSANDRIA
SETTORI CIVILE AMB. INDUSTR. INFORM.
STEFANO VEGGI
INGEGNERE
N°A 1054
SEZIONE A

Desmos Ingegneria Ambiente Energia s.r.l.
Uffici: Via Pietrasanta, 12 20141 Milano Tel. +39 02 36588750 Fax +39 02 36588751
Sede legale: Viale Bianca Maria, 13 20122 Milano
E-mail: desmos-ing@desmos-ing.it - E- mail certificata: desmos-ing@pec.it
P.I. e C.F.: 09016150964 – REA: MI 2063052

ISO 9001:2015
ISO 14001:2015
Reg. CH-51454

S O M M A R I O

1. PREMESSA 4
2. DEFINIZIONI 5
2.1 Acque bianche esterne (meteoriche) 5
2.2 Acque bianche interne (meteoriche) 5
2.3 Acque di prima pioggia (meteoriche) 6
2.4 Acque di percolato 6
3. INQUADRAMENTO DELL'INTERVENTO 7
3.1 Giustificazione dell'opera 7
3.2 Interferenze con il reticolo idrografico 7
3.3 Il canale di gronda 9
3.4 Drenaggio acque sotterranee di infiltrazione 10
4. DIMENSIONAMENTO DELLA RETE INTERNA 12
4.1 Metodologia di dimensionamento della rete di drenaggio superficiale 12
4.1.1 Metodologia di calcolo della portata critica con il metodo del CIMA 12
4.1.2 Metodologia di calcolo della portata critica con l'antica formula razionale 13
4.1.3 Metodologia di calcolo della portata di esercizio 15
4.2 Dati di progetto 15
4.3 Dimensionamento 16
4.4 Regimazione delle acque meteoriche definitiva 17
4.4.1 Drenaggio superficiale 17
4.4.2 Drenaggio corticale 18
4.4.3 Dimensionamento 18
4.4.4 Materiali impiegati 22
4.5 Regimazione delle acque meteoriche in fase di coltivazione 23
5. DIMENSIONAMENTO DEL CANALE DI GRONDA 24
5.1 Rilievo topografico 24
5.2 Tratto di studio 24
5.3 Modellistica idraulica 24
5.3.1 Calcolo della portata critica 24

5.3.2 Calcolo della portata di esercizio 25
5.3.3 Trasporto di sedimenti 29
5.4 Descrizione delle opere 29
5.5 Parametri di scabrezza 29
5.6 Dimensionamento 30
5.6.1 Caratteristiche delle canalizzazioni 30
5.6.2 Condizioni al contorno 31
5.7 Verifica dei franchi idraulici 32
5.8 Output di calcolo 35
6. VERIFICA DEI RECETTORI SUPERFICIALI 36
7. INVARIANZA IDRAULICA 37
7.1 Dimensionamento della vasca di laminazione 38
7.1.1 Scelta dei criteri per il dimensionamento dell'invaso 38
7.1.2 Dati di progetto 42
7.1.3 Dimensionamento della vasca 44
7.1.4 Progettazione della vasca di laminazione 46
7.1.5 Dimensionamento delle luci di scarico 46
7.2 Bibliografia 48
8. REGIMAZIONE DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA 49
8.1 Dimensionamento delle vasche 49
9. CALCOLO DELLA PRODUZIONE DI PERCOLATO 51
9.1 Produzione attuale 51
9.2 Produzione a seguito dell'ampliamento 52
9.2.1 Il bilancio idrologico della discarica 54
9.2.2 Stima della produzione di percolato 57
9.2.3 Produzione complessiva del percolato 62
9.3 Produzione nella fase di gestione post-operativa 62
9.4 Sintesi 63
10. SISTEMA DI DRENAGGIO, ALLONTANAMENTO E STOCCAGGIO DEL PERCOLATO 65
10.1 Descrizione del sistema di drenaggio, estrazione e stoccaggio 65
10.2 Dimensionamenti 67

10.2.1 Sistema di captazione 67
10.2.2 Sistema di convogliamento 68
10.2.3 Vasche di stoccaggio 69
10.3 Pozzi di estrazione 70
10.3.1 Dimensionamento pompe 71
11. GESTIONE DEL PERCOLATO 72
11.1 Destinazione finale del percolato 72
11.2 Caratteristiche e quantitativi del percolato avviato in fognatura 72
11.3 Gestione del volume residuo delle vasche del percolato 74
11.4 Condizioni di emergenza 75

Figure fuori testo:

Figura 1 Schema della rete fognaria tra lo scarico del percolato della discarica di Bossarino e l'impianto di depurazione di Savona

Allegati:

Allegato A: Output di calcolo per portata di piena duecentennale
Allegato B: Dimensionamento pompa per pozzi percolato

1. PREMESSA

Nella presente relazione vengono esaminati gli aspetti idraulici del progetto definitivo per l'ampliamento in sinistra orografica della discarica per rifiuti speciali non pericolosi di Bossarino, nel comune di Vado Ligure (SV), in località omonima.

Il progetto presentato prevede due principali fasi di ampliamento dell'impianto di discarica esistente e precisamente:

- fase 1: ampliamento dell'impianto entro il perimetro dell'attuale discarica;
- fase 2: estensione dell'ampliamento alle aree esterne al perimetro dell'attuale discarica.

La suddivisione in due fasi temporali e, conseguentemente in due lotti viene proposta al fine di ottimizzare la logistica di realizzazione dell'ampliamento, in relazione alla presenza del vincolo sulle aree percorse dal fuoco esternamente al perimetro attualmente autorizzato dell'impianto e senza creare interruzioni nel conferimento dei rifiuti.

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.

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

La progettazione definitiva dell'ampliamento è stata effettuata cercando di minimizzare l'interazione con la rete idrica superficiale e sub- superficiale sia in fase di coltivazione che in fase di post-gestione della discarica stessa.

Sotto il profilo idrologico superficiale, è possibile individuare quattro tipologie di acque che interessano l'area della discarica e dell'ampliamento in oggetto, definite in base alla tipologia di aree su cui ricadono le acque meteoriche.

2.1 Acque bianche esterne (meteoriche)

Vengono definite acque bianche esterne quelle raccolte dal sistema di convogliamento 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). L'estensione della discarica all'esterno dei limiti attualmente autorizzati renderà necessario lo spostamento e l'adeguamento del canale di gronda.

Tali acque, non entrando 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, opportunamente separate dalle zone di abbancamento dei rifiuti.

Le acque bianche interne sono anche quelle che cadono sul corpo della discarica una volta posizionata la copertura definitiva. Esse verranno 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 ai 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 e qualora vi siano 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 dell'area di discarica.

Nel caso specifico sono costituite dalle acque che ricadono sul piazzale di servizio posto al piede della discarica e sulla pista interna di accesso alla coltivazione.

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.

3. INQUADRAMENTO DELL'INTERVENTO

L'intervento in oggetto ricade sul VERSANTE TIRRENICO per cui è stata verificata la sua compatibilità con il Piano di bacino e la relativa normativa. In particolare l'opera ricade nel bacino del torrente Segno.

3.1 Giustificazione dell'opera

L'opera si inserisce nel progetto di ampliamento della discarica del Bossarino. L'ampliamento si è reso necessario per dare continuità alla coltivazione futura della discarica esistente dopo l'esaurimento della coltivazione.

3.2 Interferenze con il reticolo idrografico

Per quel che attiene le interferenze con il reticolo idrografico significativo, nella Figura seguente si riporta la cartografia del reticolo idrografico significativo dell'area in esame e vengono indicati il perimetro della discarica attuale e dell'ampliamento in oggetto.

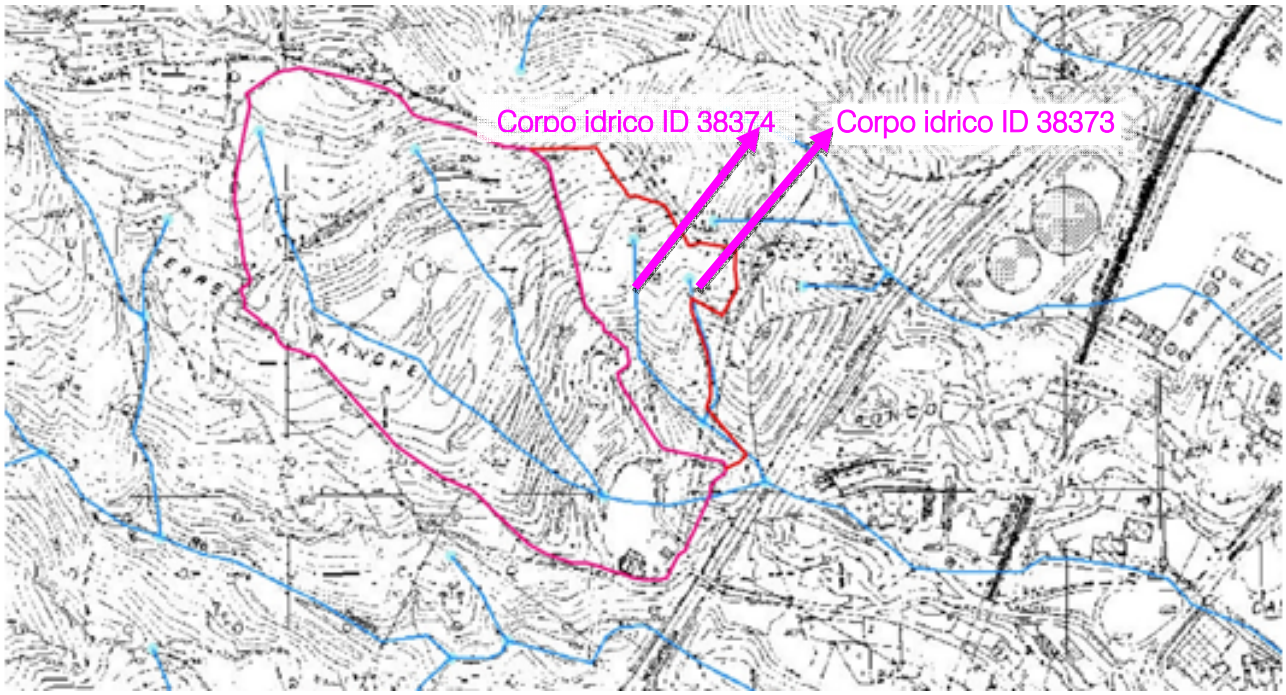


Figura 3.1 Interferenza del reticolo idrografico significativo con l'intervento di progetto

Fonte: Geoportale delle Regione Liguria http://geoportale.regione.liguria.it/geoviewer

Dalla Figura 3.1 si evince che il progetto di ampliamento, nello specifico il Lotto 2, interferisce con due corsi d'acqua del reticolo idrografico.

- Il corpo idrico situato più ad ovest dei due viene identificato con il codice ID 38374, è di 3° ordine ed è un affluente del Rio Scuro, a sua volta affluente del Torrente Segno.
  Per tale Rio, il progetto di ampliamento prevede la reinalveazione come descritto nel paragrafo seguente 3.3.
- Il corpo idrico situato più ad est invece, affluente del primo, viene identificato con il codice ID 38373, è di 4° ordine e si sviluppa lungo il perimetro esterno del progetto di ampliamento.
  Lo sviluppo di questo corpo idrico coincide con il perimetro esterno dell'area di ampliamento e con il tracciato del canale di gronda di progetto che sarà adeguato al fine di trasportare la portata di entrambi i corpi idrici suddetti (ID 38374 e ID 38373) e la portata delle acque meteoriche superficiali della discarica.

Entrambi idrici gli elementi del reticolo idrografico suddetti appartengono al bacino del Torrente Segno, il cui "Piano di bacino stralcio per il rischio idrogeologico del torrente Segno", è stato redatto ai sensi del comma 1, dell'art. 1 del D. L. 11 giugno 1998 n. 180 (convertito, con modificazioni, in legge 3 agosto 1998 n. 267) e approvato con Delibera del Consiglio Provinciale n. 47 del 25/11/2003 e ss.mm.ii.).

Gli aggiornamenti relativi alla normativa e agli elaborati del Piano sono stati approvati con Deliberazione n.38 del Consiglio Provinciale del 30/06/2015 e della Circolare esplicativa n. 1/2008 (approvata con D.C.P. 53 del 31.07.2008) che sostituisce integralmente la "Circolare esplicativa n. 1" (approvata con D.C.P. n. 47 del 25.11.2003 ed aggiornata con D.C.P. n. 17 del 29.03.2004) e la "Circolare esplicativa n. 2" (approvata con D.C.P. n. 47 del 25.11.2003).

Nella Figura seguente si riporta lo stralcio della carta del reticolo idrografico significativo contenuto nel Piano di Bacino in prossimità della discarica con indicato il perimetro attuale e quello ampliato.

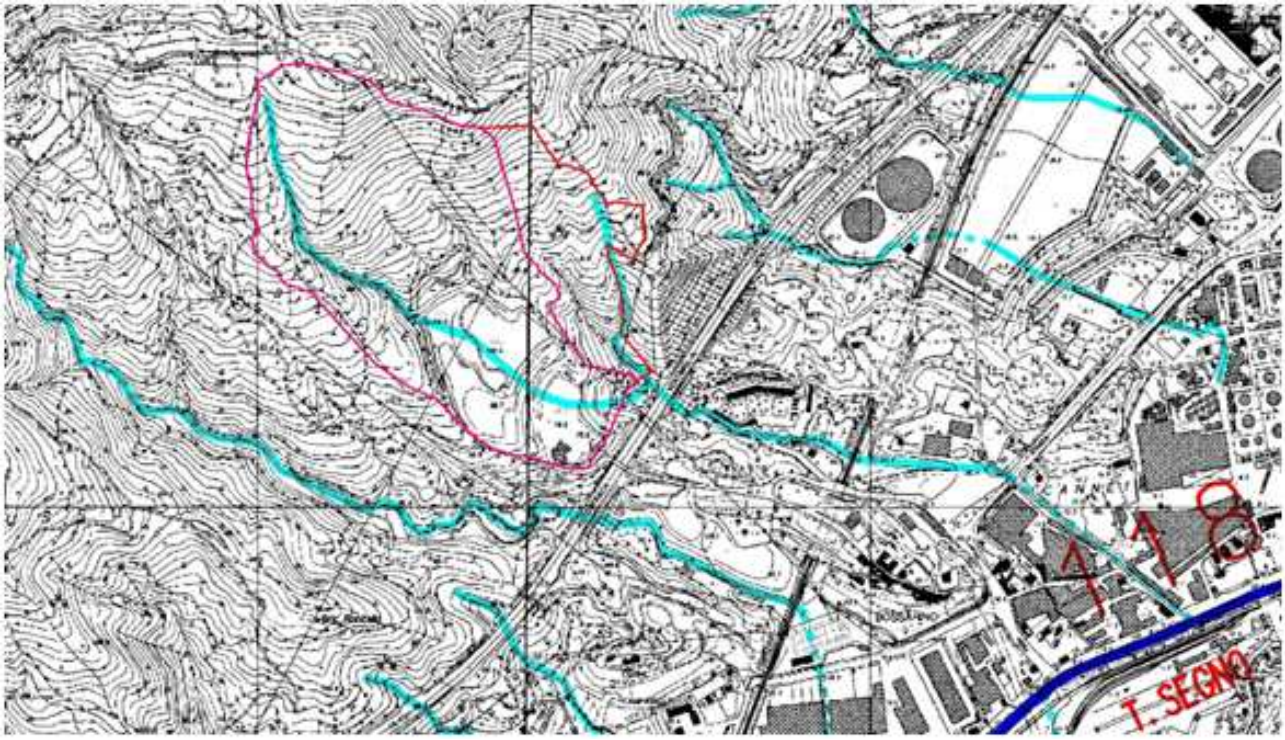


Figura 3.2 Stralcio Piano di Bacino del Torrente Segno

Nel Piano di bacino, come mostrato in Figura 3.2, viene riportata solo l'asta fluviale più orientale (ID 38373). In riferimento alle definizioni riportate all'art. 2 del R.R. 3/2011, tale corso d'acqua appartiene al reticolo idrografico minuto in quanto sottende un bacino di superficie inferiore a 0.1 km^2.

3.3 Il canale di gronda

La gestione delle acque superficiali della Fase 1 dell'ampliamento verrà effettuata impiegando l'attuale canale di gronda della discarica.

Per la Fase 2, come detto, sarà necessario realizzare un nuovo canale di gronda tenendo conto delle interferenze con il reticolo idrografico descritte al paragrafo precedente.

L'art. 7 comma 1 del R.R. 3/2011 definisce le tipologie di intervento non consentite negli alvei dei corsi d'acqua e, tra questi, al punto d) indica "reinalveazioni e deviazioni dell'alveo dei corsi d'acqua".

Il progetto di ampliamento prevede che l'acqua attualmente intercettata dal corpo idrico ID 38374, facente parte del reticolo idrografico minuto, sia raccolta dal nuovo canale di gronda della discarica che sarà realizzato in fase 2. Tale operazione quindi costituisce la reinalveazione del rio suddetto.

Il nuovo canale di gronda sarà situato in corrispondenza del perimetro esterno occidentale della discarica previsto dal progetto di ampliamento, ed il suo sviluppo coinciderà parzialmente con il tracciato del secondo corpo idrico del reticolo idrografico individuato nella Figura 3.1 (ID 38373).

Il canale continuerà quindi a convogliare la portata relativa a tale corpo idrico ricevendo in aggiunta la portata dell'asta idrica più occidentale e la portata derivante dal drenaggio delle acque meteoriche sulla superficie della discarica.
Il nuovo canale di gronda sarà rivestito in massi e restituirà la portata raccolta al reticolo idrografico naturale.

Il comma 2 dell'art. 7 definisce le esclusioni dal divieto di reinalveazione di cui alla lettera d) del comma 1. Il divieto è escluso quando la reinalveazione è inserita nell'ambito:

a) *della realizzazione di abbancamenti di materiale litoide sciolto superiori a 300 000 mc e di discariche di rifiuti, purché previsti nei piani di settore, a condizione che il nuovo tracciato d'alveo sia mantenuto a cielo libero, e sia dimostrata la funzionalità idraulica ed il deflusso senza esondazioni della portata di piena duecentennale con adeguato franco;*
b) *dell'ampliamento di abbancamenti esistenti il cui volume complessivo risulti superiore a 300 000 mc o di discariche di rifiuti in esercizio, nel rispetto delle stesse condizioni di cui alla lettera a), purché sia contestualmente adeguato il sistema di allontanamento delle acque della porzione esistente.*

Il caso in esame rientra nel punto b) ed è pertanto possibile eseguire la reinalveazione purché venga rispettato il comma 3 dello stesso art. 7:

> *"3. Tutti gli interventi interferenti con gli alvei dei corsi d'acqua devono essere adeguatamente dimensionati con adeguato franco rispetto alla portata con tempo di ritorno duecentennale, come determinata dai piani di bacino. Indirizzi generali sulle caratteristiche minime degli studi idraulici di supporto delle valutazioni necessarie ai fini del presente regolamento sono riportati nell'allegato 1; i franchi idraulici minimi da rispettare nelle varie tipologie di intervento sono riportati nell'allegato 2."*

Sulla base di tale prescrizione normativa, nei paragrafi successivi, verrà effettuato il dimensionamento del sistema di regimazione delle acque meteoriche in relazione a quanto previsto dal R.R. 3/2011.

3.4 Drenaggio acque sotterranee di infiltrazione

Oltre alla realizzazione del nuovo canale di gronda, nell'attuale posizione del corpo idrico ID 38374, sarà realizzato un manufatto in c.a. che avrà lo scopo di captare le acque che si potranno infiltrare nell'attuale sede del rio. Il manufatto si estenderà per tutta la lunghezza dell'attuale rio e sarà poi portato in sommità mediante una tubazione in acciaio corrugato.

Lateralmente al manufatto, di dimensioni interne 2 m x 3 m, saranno presenti dei barbacani di diametro 200 mm, passo 10 m, che trasferiscono le eventuali acque di infiltrazione raccolte nelle trincee drenanti e nel bauletto drenante di copertura del manufatto, all'interno dello scatolare stesso.
E' prevista la realizzazione di un drenaggio corticale connesso al manufatto su alcune berme, qualora si riscontrassero nelle zone di ampliamento eventuali evidenze di umidità si provvederà a realizzare sulla berma più vicina, se non già previsto, un ulteriore drenaggio sempre connesso al manufatto già citato.
Dalla quota 120 m s.l.m. circa sino in sommità, il manufatto sarà sostituito con un tubo finsider di diametro 1000 m.
Al riguardo, si faccia riferimento alla tavola relativa alla regimazione delle acque meteoriche (Tavola 030-034D30E01).
Poiché trattasi della realizzazione di un manufatto per l'intercettazione di eventuali acque di infiltrazione a corredo dello spostamento del rio, l'intervento non si configura come tombinatura.
In ogni caso si riporta la normativa specifica ed in particolare l'art. 3, comma 1, punto g) del R.R. 3/2011 che così definisce le coperture e le tombinature:

> *"opere che comportano il deflusso attraverso sezioni completamente chiuse, non inquadrabili tra i ponti o gli attraversamenti. Si può trattare di canalizzazioni completamente artificiali chiuse, a sezione costante o variabile lungo il corso d'acqua, o di una copertura del corso d'acqua lungo il suo corso naturale. Le coperture sono inquadrabili tra i ponti od attraversamenti quando hanno l'unico fine di consentire l'attraversamento dei corsi d'acqua, collegando il più direttamente possibile due sponde opposte."*

Inoltre il comma 1 dell'art. 8 (tombinature e coperture) del R.R. 3/2011 specifica che:

> *"1. Sui corsi d'acqua del reticolo idrografico regionale, ad esclusione del reticolo minuto, non sono ammesse le tombinature e coperture dei corsi d'acqua […]"*

Il bacino sotteso dal rio in questione, avendo una superficie compresa di circa 0.04 km^2 appartiene pertanto al reticolo idrografico minuto così come definito dal R.R. 3/2011, art. 3, comma 1, lettera a), punto 4, per il quale sono ammesse le tombinature.

4. DIMENSIONAMENTO DELLA RETE INTERNA

La rete interna è costituita da tutte le canalizzazioni che raccolgono le acque meteoriche ricadenti sulla copertura finale della discarica.

4.1 Metodologia di dimensionamento della rete di drenaggio superficiale

Il dimensionamento della rete di drenaggio è stato effettuato raffrontando la portata d'acqua generata dalle precipitazioni su una determinata superficie (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. Nel seguito, così come effettuato nelle precedenti fasi progettuali, vengono proposte due metodologie di calcolo basate entrambe sui dati forniti dal Piano di Bacino del Torrente Segno.
La prima utilizza direttamente la relazione proposta per la determinazione della portata di piena dei bacini con estensione inferiore a 2 km^2, mentre la seconda utilizza come base l'intensità, la durata e la frequenza delle precipitazioni di breve durata e forte intensità (eventi critici).
La differenza tra le due metodologie proposte sta nel modello di trasformazione afflussi – deflussi. Nel primo caso la trasformazione viene effettuata sulla base di un modello a scala regionale, nel secondo invece sulla base delle caratteristiche locali di permeabilità dei suoli e dei sistemi di impermeabilizzazione e copertura.
Per il dimensionamento delle canalizzazioni sarà quindi utilizzata la massima tra le portate critiche ottenute con le due metodologie suddette.

4.1.1 Metodologia di calcolo della portata critica con il metodo del CIMA

La portata di massima piena al colmo è desunta applicando il metodo indicato nella Relazione di Piano di Bacino stralcio del torrente Segno approvata con Delibera della Giunta della Provincia di Savona n. 47 del 25.11.2003. Tale metodo è stato individuato nello studio redatto dall'Università di Genova – CIMA (1999) "Caratterizzazione delle precipitazioni intense e delle portate di piena per i bacini liguri" per i bacini idrografici con estensione inferiore a 2 km^2.
In questo caso il valore di portata è individuato dalla relazione:

$$Q(T) = K_T \cdot S \cdot U_{S=2} \qquad (1.)$$

dove:

S = la superficie drenata,

$U_{S=2}$ = contributo unitario per area pari a 2 km^2,

K_T = fattore di frequenza delle portate.

Il coefficiente $U_{S=2}$ è fornito in funzione del tipo di bacino e della sua posizione geografica (longitudine media del bacino) ed è determinabile dalla seguente Tabella 4.1:

LONGITUDINE		BACINO TIPO			
GRADI	PRIMI	A	B	C	D
8	20	8.85	7.39	5.66	4.97
8	22.5	8.96	7.48	5.73	5.03
8	25	9.07	7.57	5.79	5.09
8	27.5	9.17	7.66	5.86	5.15

Tabella 4.1: Determinazione del contributo unitario per aree pari a 2 km^2 ($U_{S=2}$) in funzione del tipo di bacino e della posizione geografica

La tipologia del bacino è rappresentativa della capacità del suolo di assorbire parte della precipitazione e le possibili classi sono così definite:

TIPO BACINO	DESCRIZIONE
A	Bacini di tipo residenziale, industriale o commerciale caratterizzati da un elevato grado di urbanizzazione. Estensione delle aree impermeabili superiore al 60%.
B	Bacini caratterizzati da un medio grado di urbanizzazione. Estensione delle aree impermeabili compresa fra 30% e 60%.
C	Bacini caratterizzati da un basso grado di urbanizzazione. Estensione delle aree impermeabili compresa fra 5% e 30%.
D	Bacini caratterizzati da estesa copertura arborea. Estensione delle aree impermeabili inferiore al 5%.

Tabella 4.2: Determinazione del tipo di bacino

Il fattore di frequenza delle portate K_T è tabellato in funzione del tempo di ritorno T ed è ricavabile dalla seguente Tabella 4.3:

T [anni]	5	10	30	50	100	200	500
K_T	1.29	1.79	2.90	3.47	4.25	5.02	6.04

Tabella 4.3: Determinazione del fattore di frequenza delle portate

4.1.2 Metodologia di calcolo della portata critica con l'antica formula razionale

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:

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

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 ($\leq$ 1) [-]

ε = coefficiente di laminazione dipendente al metodo di trasformazione afflussi deflussi scelto ($\leq$ 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 climatica ricavate da dati sperimentali sito- specifici ed ha espressione:

$$i(d;T) = a(T) \cdot d^{n(T)} \quad (3.)$$

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

Nel caso specifico si è scelto di utilizzare il metodo cinematico per la determinazione della durata critica:

$$\theta_c = T_e + \frac{T_r}{1{,}5} \quad (4.)$$

dove T_e è il tempo di ingresso nella rete che, non potendo essere stimato sulla base di misurazioni reali o dati diretti, è stato ipotizzato pari a 10 minuti facendo riferimento ai valori riportati in letteratura per zone pavimentate con piccole pendenze e caditoie poco frequenti, e T_r è il tempo di corrivazione valutato con il metodo cinematico. In sostanza, fissata la geometria del condotto, esso è il tempo impiegato dalla portata a percorrere tutta la lunghezza del condotto stesso in condizioni di massimo riempimento e cioè:

$$T_r = \frac{L}{V_r} \quad (5.)$$

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

$$V_r = \chi \cdot \sqrt{R \cdot j} \quad (6.)$$

dove:

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

A = area bagnata [m^2]

C = perimetro bagnato [m]

j = pendenza [-]

χ = coefficiente di Chezy, che, secondo la formula di Gaukler- Strickler è pari a

$$\chi = k_s \cdot R^{1/6} \quad (7.)$$

con k_s coefficiente di scabrezza.

4.1.3 Metodologia di calcolo della portata di esercizio

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

$$Q_d = A \cdot \chi \sqrt{R \cdot i} \quad (8.)$$

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 resistenza [$m^{1/3}/s$]

Il coefficiente χ è ricavato dalla seguente espressione (Gaukler- Strickler):

$$\chi = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6} \quad (9.)$$

dove:

n = coefficiente di scabrezza

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

4.2 Dati di progetto

Il dimensionamento, benché il D.Lgs. 36/03 (Allegato 1, punto 2.3) preveda che venga effettuato ipotizzando un tempo di ritorno di 10 anni, è stato effettuato, in analogia a quanto verificato nelle

precedenti fasi progettuali, adottando un tempo di ritorno di 25 anni per le canalizzazioni aperte e di 250 anni per le tubazioni, in modo tale che la rete sia in grado di far fronte ad eventi eccezionali.

- Nel metodo del CIMA, per T = 25 anni il coefficiente K_T assume il valore di 2.82 e per T = 250 anni di 5.23 mentre il coefficiente $U_{s=2}$ è stato posto pari 9.07 assumendo che la maggior parte delle aree drenate sia impermeabilizzata. Sulla base di tali ipotesi l'equazione (1.) assume la seguente espressione:

$$Q_T = 25.6\ S \text{ per } T = 25 \text{ anni}$$

$$Q_T = 47.44\ S \text{ per } T = 250 \text{ anni}$$

- Le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica assumono la seguente espressione:

$$h = 67.86 \cdot t^{0.386} \text{ per T = 25 anni}$$

$$h = 98.35 \cdot t^{0.386} \text{ per T = 250 anni}$$

  Il tempo di ingresso nella rete T_e è stato considerato pari a 10 minuti.

Le canalette saranno realizzate tramite fossi in terra a cui è stato attribuito un coefficiente di scabrezza 'n' pari a 50 $m^{1/3}/s$ qualora non siano rivestiti in massi e a 45 $m^{1/3}/s$ in caso contrario. Agli elementi in calcestruzzo è stato attribuito un coefficiente di scabrezza n pari a 80 $m^{1/3}/s$.
L'area della superficie sottesa da ciascuna canaletta è considerata permeabile.

4.3 Dimensionamento

Per ciascuno dei sistemi di regimazione saranno proposte due tabelle:

- La prima relativa alla determinazione della **portata critica** con il metodo del CIMA (Q'c) e con il metodo cinematico (Q"c), descritti al paragrafo 4.1. La tabella riporta inoltre il massimo valore tra i due ottenuti (Qc), in seguito utilizzato per il dimensionamento, 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) e
- la relativa intensità di pioggia (i) determinata sulla base delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica individuate al paragrafo 4.2
- il coefficiente di afflusso (ψ).

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

- La seconda con il valore della **portata di esercizio** (Qd) 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 dal nodo di monte e dal nodo di chiusura la cui ubicazione è riportata nelle Tavole 030-034D29E01 e 030-034D30E01.

4.4 Regimazione delle acque meteoriche definitiva

La regimazione definitiva delle acque meteoriche riguarda:

- le acque esterne raccolte dal canale di gronda per le quali si rimanda alla progettazione di cui al capitolo 6;
- le acque ricadenti sulla copertura definitiva;
- le acque di infiltrazione nello strato vegetale di copertura

4.4.1 Drenaggio superficiale

Le canalizzazioni per la raccolta di quanto ricade sulle aree esterne alla discarica potranno essere realizzate contestualmente ai lavori di allestimento del fondo, rendendosi così disponibili anche durante il periodo di coltivazione, mentre il sistema di regimazione delle acque relative alla copertura definitiva potrà essere messo in opera solo una volta conclusa la coltivazione e posata la copertura.
Il sistema di regimazione da posizionare sulla copertura definitiva è stato dimensionato in analogia all'impianto esistente ipotizzando di utilizzare un sistema di fossi in terra. In particolare è prevista la realizzazione di fossi in terra a sezione trapezia lungo le berme e lungo la pista interna di accesso alla

coltivazione a monte del muretto di contenimento laterale della copertura. Il convogliamento lungo le scarpate sarà effettuato invece tramite il prolungamento degli esistenti canali in terra rivestiti di massi.

4.4.2 Drenaggio corticale

Oltre alla raccolta delle acque di ruscellamento è prevista l'intercezione delle acque meteoriche che si infiltrano nel terreno vegetale di copertura attraverso lo strato di drenaggio sottostante.
Tale strato di drenaggio sarà dotato, lungo le berme, di tubazioni di captazione delle acque di infiltrazione (DAI, drenaggio acque di infiltrazione) che recapiteranno le acque raccolte nel sistema di regimazione delle acque superficiali precedentemente descritto (RAI, recapito acque di infiltrazione).
Le acque raccolte dal sistema di regimazione delle acque meteoriche verranno tutte convogliate ai recapiti superficiali esistenti attraverso i canali di scolo rivestiti in massi o il canale di gronda.

4.4.3 Dimensionamento

4.4.3.1 *Canalizzazioni sulla copertura definitiva – FASE 1*

Benché su parte della superficie finale del lotto 1 non sia prevista la posa della copertura definitiva, è stata valutata la realizzazione del sistema di drenaggio superficiale anche su tali aree.
Per quel che attiene i dimensionamenti delle canalizzazioni che rimarranno in opera anche a seguito della realizzazione del successivo Lotto 2, sono state utilizzate le dimensioni che permettono di considerare il canale verificato in tutte le condizioni.

tratto		qc	i	ψ	S	St	Q'c	Q'c	Qc
		[h]	[mm/h]	[-]	[ha]	[ha]	[m3/s]	[m3/s]	[m3/s]
1	2	0.170	201.66	0.80	0.320	0.320	0.144	0.082	0.144
2	B	0.170	201.01	0.00	0.000	0.320	0.000	0.082	0.082
A	B	0.171	200.41	0.80	0.101	0.101	0.045	0.026	0.045
B	D	0.172	200.10	0.00	0.000	0.422	0.000	0.108	0.108
C	D	0.172	199.73	0.80	0.183	0.183	0.081	0.047	0.081
D	F	0.173	199.36	0.00	0.000	0.605	0.000	0.155	0.155
E	F	0.180	194.41	0.80	0.313	0.313	0.135	0.080	0.135
F	I	0.181	193.84	0.00	0.000	0.918	0.000	0.234	0.234
H	I	0.173	199.51	0.80	0.277	0.277	0.123	0.071	0.123
I	rec	0.181	193.76	0.00	0.000	1.194	0.000	0.305	0.305
5	6	0.170	201.66	0.80	0.177	0.177	0.079	0.045	0.079
7	6	0.170	201.61	0.80	0.126	0.126	0.056	0.032	0.056
6	8	0.170	292.17	0.00	0.000	0.302	0.000	0.143	0.143
8	9	0.172	199.86	0.31	0.189	0.491	0.084	0.126	0.126
9	10	0.172	289.55	0.00	0.000	0.491	0.000	0.233	0.233
10	11	0.175	197.90	0.05	0.036	0.527	0.016	0.135	0.135
14	15	0.170	201.34	0.80	0.154	0.154	0.069	0.039	0.069
16	17	0.172	199.85	0.80	0.428	0.428	0.190	0.109	0.190
17	22	0.172	289.36	0.00	0.000	0.428	0.000	0.203	0.203
22	23	0.177	196.51	0.43	0.507	0.935	0.221	0.239	0.239
23	30	0.179	194.97	0.28	0.507	1.441	0.220	0.368	0.368
24	25	0.169	202.36	0.80	0.142	0.142	0.064	0.036	0.064
25	28	0.169	293.11	0.00	0.000	0.142	0.000	0.067	0.067
28	29	0.171	200.81	0.40	0.142	0.284	0.063	0.073	0.073
29	31	0.171	200.60	0.40	0.284	0.568	0.127	0.145	0.145
34	35'	0.171	200.84	0.80	0.387	0.387	0.173	0.099	0.173
35'	38	0.171	290.63	0.00	0.000	0.387	0.000	0.183	0.183
38	39	0.173	199.19	0.08	0.043	0.430	0.019	0.110	0.110
43	39	0.174	198.24	0.80	0.089	0.089	0.039	0.023	0.039
39	40	0.175	287.16	0.00	0.000	0.519	0.000	0.246	0.246
40	41	0.178	195.79	0.04	0.030	0.549	0.013	0.140	0.140
41	42	0.179	194.96	0.05	0.040	0.588	0.017	0.150	0.150
H	G	0.170	201.64	0.80	0.308	0.308	0.138	0.079	0.138
G	O	0.170	201.11	0.00	0.000	0.308	0.000	0.079	0.079
N	O	0.168	202.49	0.80	0.194	0.194	0.088	0.050	0.088
O	P	0.172	200.02	0.17	0.136	0.639	0.061	0.163	0.163
P	42	0.173	198.96	0.00	0.000	0.639	0.000	0.163	0.163
42	rec	0.179	194.84	0.00	0.000	1.227	0.000	0.313	0.313
J	K	0.168	203.13	0.80	0.058	0.058	0.026	0.015	0.026
L	K	0.169	202.07	0.80	0.076	0.076	0.034	0.019	0.034
K	M	0.169	292.77	0.00	0.000	0.134	0.000	0.064	0.064

Tabella 4.4:Determinazione della portata critica delle canalette sulla copertura definitiva FASE 1

tratto		tipo	j	L	n	h	A	R	Qd
			[-]	[m]	[s/m$^{1/3}$]	[m]	[m^2]	[m]	[m^3/s]
1	2	fosso in terra	12%	110	0.020	0.225	0.140	0.116	0.564
2	B	fosso rivestito	20%	47	0.022	0.300	0.210	0.153	1.207
A	B	fosso in terra	1%	52	0.020	0.225	0.140	0.116	0.166
B	D	fosso rivestito	45%	34	0.022	0.300	0.210	0.153	1.803
C	D	fosso in terra	1%	62	0.020	0.225	0.140	0.116	0.166
D	F	fosso rivestito	40%	38	0.022	0.300	0.210	0.153	1.705
E	F	fosso in terra	1%	149	0.020	0.225	0.140	0.116	0.166
F	I	fosso rivestito	28%	53	0.022	0.300	0.210	0.153	1.434
H	I	fosso in terra	1%	66	0.020	0.225	0.140	0.116	0.166
I	rec	fosso rivestito	17%	6	0.022	0.300	0.210	0.153	1.102
5	6	fosso in terra	9%	98	0.020	0.225	0.140	0.116	0.502
7	6	fosso in terra	7%	87	0.020	0.225	0.140	0.116	0.435
6	8	tubo	10%	10	0.013	0.375	0.158	0.151	1.131
8	9	fosso in terra	9%	79	0.020	0.225	0.140	0.116	0.493
9	10	tubo	10%	10	0.013	0.300	0.101	0.121	0.624
10	11	fosso rivestito	4%	52	0.022	0.225	0.140	0.116	0.293
14	15	fosso in terra	15%	145	0.020	0.225	0.140	0.116	0.646
16	17	fosso in terra	8%	170	0.020	0.225	0.140	0.116	0.467
17	22	tubo	11%	20	0.013	0.225	0.057	0.090	0.305
22	23	fosso in terra	10%	160	0.020	0.225	0.140	0.116	0.529
23	30	fosso rivestito	4%	52	0.022	0.300	0.210	0.153	0.529
24	25	fosso in terra	9%	100	0.020	0.449	0.558	0.232	3.068
25	28	tubo	2%	10	0.013	0.599	0.404	0.241	1.771
28	29	fosso in terra	9%	100	0.020	0.449	0.558	0.232	3.068
29	31	fosso rivestito	27%	15	0.022	0.225	0.140	0.116	0.770
34	35'	fosso in terra	6%	178	0.020	0.449	0.558	0.232	2.619
35'	38	tubo	5%	20	0.013	0.225	0.057	0.090	0.206
38	39	fosso in terra	14%	77	0.020	0.225	0.140	0.116	0.621
43	39	fosso in terra	7%	40	0.020	0.225	0.140	0.116	0.439
39	40	tubo	3%	9	0.013	0.375	0.158	0.151	0.653
40	41	fosso in terra	3%	68	0.020	0.225	0.140	0.116	0.298
41	42	fosso rivestito	22%	68	0.022	0.300	0.210	0.153	1.267
H	G	fosso in terra	6%	81	0.020	0.225	0.140	0.116	0.412
G	O	fosso in terra	41%	52	0.020	0.225	0.140	0.116	1.058
N	O	fosso in terra	3%	34	0.020	0.225	0.140	0.116	0.285
O	P	fosso in terra	3%	31	0.020	0.225	0.140	0.116	0.300
P	42	fosso rivestito	27%	90	0.022	0.300	0.210	0.153	1.394
42	rec	fosso rivestito	33%	12	0.022	0.300	0.210	0.153	1.558
J	K	fosso in terra	14%	37	0.020	0.225	0.140	0.116	0.610
L	K	fosso in terra	1%	26	0.020	0.225	0.140	0.116	0.166
K	M	tubo	44%	11	0.013	0.150	0.025	0.060	0.206

Tabella 4.5 Determinazione della portata di esercizio in funzione delle canalette prescelte FASE 1

4.4.3.2 *Canalizzazioni sulla copertura definitiva – FASE 2*

tratto		θc [h]	i [mm/h]	ψ [-]	S [ha]	St [ha]	Q"c [m³/s]	Q'c [m³/s]	Qc [m³/s]
1	2	0,170	201,66	0,80	0,320	0,320	0,144	0,082	0,144
3	2	0,170	201,67	0,80	0,307	0,307	0,138	0,078	0,138
3	4	0,176	197,20	0,80	0,328	0,328	0,144	0,084	0,144
5	6	0,170	201,66	0,80	0,177	0,177	0,079	0,045	0,079
7	6	0,170	201,61	0,80	0,126	0,126	0,056	0,032	0,056
6	8	0,176	285,72	0,30	0,302	0,807	0,192	0,383	0,383
8	9	0,169	202,04	0,80	0,189	0,189	0,085	0,048	0,085
9	10	0,176	285,59	0,20	0,302	1,234	0,192	0,586	0,586
10	11	0,169	201,85	0,80	0,036	0,036	0,016	0,009	0,016
12	13	0,182	193,14	0,80	0,987	0,987	0,424	0,252	0,424
14	15	0,170	201,34	0,80	0,154	0,154	0,069	0,039	0,069
18	19	0,183	192,63	0,80	1,023	1,023	0,438	0,261	0,438
20	17	0,168	203,11	0,80	0,084	0,084	0,038	0,021	0,038
16	17	0,172	199,85	0,80	0,428	0,428	0,190	0,109	0,190
17	21	0,178	195,51	0,50	0,842	1,354	0,366	0,346	0,366
22	23	0,171	200,51	0,80	0,507	0,507	0,226	0,129	0,226
23	30	0,169	201,85	0,80	0,507	0,507	0,227	0,129	0,227
24	25	0,169	202,36	0,80	0,142	0,142	0,064	0,036	0,064
26	25	0,168	202,49	0,80	0,409	0,409	0,184	0,105	0,184
25	28	0,169	292,37	0,80	0,551	0,551	0,358	0,262	0,358
28	29	0,169	202,36	0,16	0,142	0,693	0,064	0,177	0,177
29	31	0,167	203,59	0,80	0,693	0,693	0,314	0,177	0,314
26	27	0,179	195,27	0,80	0,974	0,974	0,423	0,249	0,423
32	33	0,180	194,35	0,80	0,902	0,902	0,390	0,230	0,390
34	35	0,177	196,55	0,80	1,074	1,074	0,469	0,274	0,469
36	37	0,172	200,14	0,80	0,436	0,436	0,194	0,111	0,194
38	39	0,169	202,43	0,80	0,043	0,043	0,019	0,011	0,019
40	39	0,168	202,79	0,80	0,089	0,089	0,040	0,023	0,040
39	40	0,172	289,91	0,17	0,132	0,611	0,085	0,290	0,290
40	41	0,170	201,30	0,04	0,030	0,641	0,013	0,164	0,164
41	42	0,168	202,73	0,05	0,040	0,681	0,018	0,174	0,174

Tabella 4.6:Determinazione della portata critica delle canalette sulla copertura definitiva FASE 2.

tratto		tipo	j [-]	L [m]	n [s/m$^{1/3}$]	h [m]	A [m^2]	R [m]	Q_d [m^3/s]
1	2	fosso in terra	12%	110	0,020	0,225	0,140	0,116	0,564
3	2	fosso in terra	9%	98	0,020	0,225	0,140	0,116	0,505
3	4	fosso in terra	1%	115	0,020	0,225	0,140	0,116	0,186
5	6	fosso in terra	9%	98	0,020	0,225	0,140	0,116	0,502
7	6	fosso in terra	7%	87	0,020	0,225	0,140	0,116	0,435
6	8	tubo	10%	10	0,013	0,375	0,158	0,151	1,131
8	9	fosso in terra	9%	79	0,020	0,225	0,140	0,116	0,493
9	10	tubo	10%	10	0,013	0,300	0,101	0,121	0,624
10	11	fosso rivestito	4%	52	0,022	0,225	0,140	0,116	0,293
12	13	fosso in terra	1%	270	0,020	0,449	0,558	0,232	1,052
14	15	fosso in terra	15%	145	0,020	0,225	0,140	0,116	0,646
18	19	fosso in terra	1%	284	0,020	0,449	0,558	0,232	1,052
20	17	fosso in terra	23%	50	0,020	0,225	0,140	0,116	0,795
16	17	fosso in terra	8%	170	0,020	0,225	0,140	0,116	0,467
17	21	fosso in terra	2%	247	0,020	0,300	0,248	0,154	0,559
22	23	fosso in terra	10%	160	0,020	0,225	0,140	0,116	0,529
23	30	fosso rivestito	4%	52	0,022	0,225	0,140	0,116	0,293
24	25	fosso in terra	9%	100	0,020	0,449	0,558	0,232	3,068
26	25	fosso in terra	13%	70	0,020	0,225	0,140	0,116	0,587
25	28	tubo	2%	10	0,013	0,599	0,404	0,241	1,771
28	29	fosso in terra	9%	100	0,020	0,449	0,558	0,232	3,068
29	31	fosso rivestito	27%	15	0,022	0,225	0,140	0,116	0,770
26	27	fosso in terra	1%	213	0,020	0,449	0,558	0,232	1,052
32	33	fosso in terra	1%	249	0,020	0,449	0,558	0,232	1,104
34	35	fosso in terra	4%	338	0,020	0,449	0,558	0,232	1,983
36	37	fosso in terra	2%	97	0,020	0,300	0,248	0,154	0,513
38	39	fosso in terra	14%	77	0,020	0,225	0,140	0,116	0,621
40	39	fosso in terra	7%	40	0,020	0,225	0,140	0,116	0,439
39	40	tubo	3%	9	0,013	0,375	0,158	0,151	0,653
40	41	fosso in terra	3%	68	0,020	0,225	0,140	0,116	0,298
41	42	fosso rivestito	22%	68	0,022	0,225	0,140	0,116	0,701

Tabella 4.7 Determinazione della portata di esercizio in funzione delle canalette prescelte FASE 2.

4.4.4 Materiali impiegati

4.4.4.1 *Tubazioni in calcestruzzo*

Le tubazioni autoportanti saranno realizzate con elementi in conglomerato cementizio vibrato prefabbricato (Rck ≥ 30 MPa) convenientemente armati.

4.4.4.2 *Fossi in terra*

I fossi in terra saranno realizzati in scavo lungo le berme della configurazione finale o a tergo del rilevato di contenimento del capping lungo la pista interna di accesso alla sommità.
Le caratteristiche geometriche delle sezioni sono dettagliate nella tavola di progetto (rif. 030-034D29E01 e 030-034D30E01).
I fossi realizzati lungo le scarpate, in analogia a quanto effettuato fino ad oggi verranno rivestiti con massi al fine di ridurre i fenomeni di erosione che potrebbero verificarsi a causa delle pendenze elevate.

4.4.4.3 *Tubazioni in PVC*

Il sistema di raccolta delle acque di infiltrazione sarà realizzato con tubazioni fessurate flessibili in PVC del DN 200 mm.

4.5 Regimazione delle acque meteoriche in fase di coltivazione

La regimazione delle acque meteoriche durante la coltivazione della discarica, al fine di minimizzare la produzione del percolato, verrà di volta in volta adattata alle caratteristiche delle aree in coltivazione.
Per garantire la necessaria flessibilità al sistema di regimazione, si prevede di realizzare, in conformità a quanto fatto fino ad oggi per l'impianto esistente, dei fossi in terra di dimensione sufficiente all'allontanamento delle acque ricadenti sulla superficie di competenza.
In generale le canalette saranno disposte lungo gli argini di coltivazione in analogia alle canalizzazioni definitive e le acque avviate ai recettori superficiali attraverso il canale di gronda o i canali di scolo rivestiti in massi.
Per quel che riguarda le aree interne alle vasche di coltivazione, le canalette saranno disposte in modo tale da poter raccogliere le acque provenienti da aree non interessate dalla presenza dei rifiuti ed avviate ai recettori superficiali attraverso il canale di gronda o i canali di scolo rivestiti in massi.
La regimazione delle acque avverrà per gravità; tuttavia per situazioni particolari si potrà ricorrere all'utilizzo di pompe di cantiere per il sollevamento delle acque.
In fase di coltivazione le berme intermedie di riprofilatura del versante naturale, fintanto che non saranno raggiunte dai rifiuti, saranno dotate di canalina in terra per l'allontanamento delle acque meteoriche verso i recettori finali attraverso il canale di gronda o altre opere di canalizzazioni.

5. DIMENSIONAMENTO DEL CANALE DI GRONDA

Il dimensionamento del canale di gronda e di tutte le canalizzazioni in cui esso afferisce fino al recapito nel reticolo naturale (descrizione al paragrafo 3) è stato effettuato in relazione alle prescrizioni del R.R. 3/2011 ed in particolare a quanto indicato all'art. 7 comma 3 in quanto si tratta della reinalveazione del reticolo idraulico minuto come meglio specificato al precedente paragrafo 3.3.

Si è fatto riferimento anche agli allegati 1 e 2 dello stesso Regolamento.

I calcoli sono stati effettuati in relazione alla configurazione di progetto.

5.1 Rilievo topografico

Le canalizzazioni oggetto di studio sono tutte artificiali e la sezione viene determinata attraverso la presente progettazione. Per tale ragione, sezioni e pendenze sono regolari per ciascun tratto in cui è stata suddivisa la canalizzazione.

Il rilievo dell'area in cui saranno realizzate le canalizzazioni è quello impiegato per la progettazione definitiva dell'ampliamento della discarica e che ha consentito la restituzione della cartografia in scala 1:1000 su cui sono riportati gli elaborati di progetto.

5.2 Tratto di studio

Lo studio riguarda il canale di gronda, che intercetta le acque del corpo idrico ID 38374 a quota 200 m s.l.m. circa e dopo circa 525 metri le restituisce al recapito all'attuale recapito a quota 36 m s.l.m. circa. Poiché si tratta dell'intero corso di tale corpo idrico esso può ritenersi non influenzabile da ciò che avviene in altri tratti.

5.3 Modellistica idraulica

5.3.1 Calcolo della portata critica

La portata di massima piena al colmo è desunta applicando il metodo indicato nella Relazione di Piano di Bacino stralcio del torrente Segno approvata con Delibera della Giunta della Provincia di Savona n. 47 del 25.11.2003. Tale metodo è stato individuato nello studio redatto dall'Università di Genova – CIMA (1999) "Caratterizzazione delle precipitazioni intense e delle portate di piena per i bacini liguri" per i bacini idrografici con estensione inferiore a 2 km^2.

Per i dettagli relativi a tale metodica si rimanda a quanto riportato al precedente paragrafo 4.1.1.

Nel caso specifico la portata critica del canale di gronda è stata calcolata considerando i due seguenti contributi:

- le portate che si originano nelle aree esterne alla discarica ma appartenenti al bacino idrografico del corpo idrico naturale considerato. In tal caso, trattandosi di interventi interferenti con gli alvei dei corsi d'acqua, il dimensionamento è stato effettuato in conformità con il comma 3, art. 7 del R.R. 3/2011 che prevede che debbano essere dimensionati con adeguato franco rispetto alla portata con tempo di ritorno duecentennale;
- le portate che si originano all'interno delle discarica e che sono condotte nel canale di gronda tramite le canalizzazione sulla copertura definitiva. In questo caso, trattandosi di portate originatesi sulla copertura della discarica, benché il D.Lgs. 36/03 (Allegato 1, punto 2.3) preveda che venga effettuato ipotizzando un tempo di ritorno di 10 anni, è stato effettuato, in analogia a quanto verificato e a quanto riportato nel paragrafo 4.2 e nelle precedenti fasi progettuali, adottando un tempo di ritorno di 25 anni

Per il calcolo delle portate sono stati quindi impiegati i seguenti parametri specifici:

- nel primo caso, ovvero per le aree esterne alla discarica, si è considerato un tempo di ritorno T = 200 anni, per cui il coefficiente K_T assume il valore di 5.02, ed un coefficiente $U_{s=2}$ pari a 5.09 assumendo che la maggior parte delle aree drenate sia caratterizzata da estesa copertura arborea. Sulla base di tali ipotesi l'equazione (4.1.) assume la seguente espressione:

$$Q_T = 25.6\ S$$

- nel secondo caso, ovvero per le aree interne alla discarica, si è considerato un tempo di ritorno T = 25 anni, per cui il coefficiente K_T assume il valore di 2.82, ed un coefficiente $U_{s=2}$ pari a 9. 07assumendo che la maggior parte delle aree drenate sia impermeabilizzata. Sulla base di tali ipotesi l'equazione (4.1.) assume la seguente espressione:

$$Q_T = 25.6\ S$$

5.3.2 Calcolo della portata di esercizio

L'allegato 1 del R.R. 3/2011 prevede che:

> *"Di norma, ed in particolare nel caso della progettazione e della verifica di opere, può essere impiegato lo schema di corrente monodimensionale in condizioni di moto permanente, salvi i casi in cui sia necessario determinare valori locali della velocità della corrente o modificazioni della capacità di laminazione, o diverse specifiche problematiche da approfondire […]"*

Nel caso in cui lo studio e la complessità dei fenomeni affrontati lo richieda, sono poi previsti modelli di calcolo via via più complessi.

Nel caso specifico, dato che la geometria del problema è relativamente semplice, che l'area di studio non è particolarmente vulnerabile e che l'approccio adottato è cautelativo, si è scelto di utilizzare degli schemi di moto permanente monodimensionale.

In particolare è stato impiegato il programma di calcolo HEC- RAS versione 4.1.0 sviluppato dal U.S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Centre, di cui nel seguito si fornisce una sintetica descrizione.

Il calcolo del profilo liquido in condizioni stazionarie gradualmente variate è possibile sia per canali naturali che artificiali e il codice permette di modellare il profilo in regime subcritico, supercritico e misto, cioè è possibile il calcolo dei profili liquidi anche nel caso di correnti che presentano variazioni di stato (lenta/veloce e viceversa), con presenza di risalti idraulici lungo il tronco considerato.

La procedura computazionale è basata sulla soluzione di un'equazione energetica monodimensionale in cui si tiene conto anche delle perdite di energia (equazione di Manning), mentre nelle situazioni di rapida variazione del profilo libero si utilizza "l'equazione del momento".

Si mostra ora brevemente la metodologia utilizzata da HEC–RAS nell'analisi di un flusso monodimensionale.

Per il calcolo del profilo base si risolve, come già accennato, l'equazione energetica tra una sezione trasversale e la successiva mediante una procedura iterativa chiamata *standard step method*.

L'equazione energetica utilizzata è la seguente:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \qquad (10.)$$

dove:

Y_1, Y_2 = profondità dell'acqua alle due sezioni trasversali

Z_1, Z_2 = altezza del fondo del canale principale

V_1, V_2 = velocità medie

α_1, α_2 = coefficienti di velocità

g = accelerazione gravitazionale

h_e = perdita di energia.

La perdita di carico idraulico tra due sezioni è determinata in base alla seguente relazione:

$$h_e = L\bar{S}_f + C\left|\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}\right| \qquad (11.)$$

dove:

L = lunghezza pesata sulla portata del tronco compreso tra le sezz. 1 e 2

$\bar{S}_f$ = cadente caratteristica tra due sezioni

C = coefficiente di perdita di energia per contrazione/espansione

Per determinare invece la portata totale e il coefficiente α tipico di una sezione, HEC–RAS suddivide la sezione stessa (il flusso) in diverse aree dove le velocità siano uniformemente distribuite.

Il software in questione permette anche di effettuare il precedente calcolo suddividendo anche il canale principale, generalmente facente parte di un'unica area, e questo per tenere conto di possibili diverse rugosità (equazione di Manning).

Queste, insieme ad altre opzioni, definiscono i diversi problemi di calcolo dell'altezza del pelo libero in una determinata sezione che viene valutata in base ad un processo iterativo sulla base dell'equazione dell'energia (10.)) e dell'equazione che definisce le perdite (11.)

La procedura computazionale è costituita dai seguenti step:

1. si assume un'altezza del profilo a monte o a valle a seconda che ci si trovi in una situazione di regime supercritico o subcritico;
2. basandosi sulla suddetta altezza del profilo si ricavano la corrispondente portata totale e termine cinetico;
3. ricavati questi valori si calcola la perdita di energia;
4. si risolve quindi l'equazione dell'energia ottenendo un nuovo valore di altezza del profilo;
5. infine si paragonano il valore ottenuto allo step 4 con il valore assunto nello step 1 e si procede iterativamente da capo finché non si raggiunge una differenza tra i due valori minore di una tolleranza prefissata (convergenza).

Il codice di calcolo determina inoltre la profondità critica e ogni qualvolta il profilo oltrepassa la suddetta profondità HEC–RAS modifica la propria procedura di calcolo e utilizza l'equazione del momento in luogo di quella dell'energia.

Questo perché l'equazione dell'energia si considera applicabile solo in caso di flussi che varino gradualmente, mentre la transizione dal subcritico al supercritico è caratterizzata da una brusca variazione.

I limiti fondamentali di questo software sono legati a:

- flusso stazionario;
- flusso che varia gradualmente, eccetto in prossimità di strutture idrauliche quali: ponti, briglie e traverse. In queste sezioni, dove il flusso può variare rapidamente, il codice di calcolo usa l'equazione del momento o altre relazioni di carattere empirico, note dalla letteratura;
- flusso monodimensionale;
- corsi d'acqua con pendenze di fondo del canale ridotte (minori di 1:10).

Per quel che attiene le pendenze superiori al 10% (come accade nel caso in esame) vi può essere un errore nel calcolo dell'altezza della corrente che è funzione della pendenza stessa.

Una volta definite le caratteristiche del codice si possono presentare quelli che sono i dati richiesti in input: quelli geometrici e quelli relativi al regime di flusso del percorso.

I dati geometrici richiesti sono: la determinazione dei limiti a monte e a valle che possano essere significativi per il problema in esame, la determinazione dei tronchi, le loro connessioni e le eventuali confluenze o biforcazioni, le caratteristiche delle sezioni trasversali, la distanza tra una sezione e l'altra ed infine i coefficienti delle perdite di energia.

Si hanno poi i dati relativi al regime stazionario, ovvero: il regime di flusso, le condizioni al contorno e le informazioni di portata.

Per quanto riguarda le possibilità opzionali di analisi, HEC–RAS ne propone diverse ma quella utilizzata per lo studio presentato in questa sede riguarda la possibilità di valutare un regime di flusso misto.

In un'analisi di questo tipo viene innanzitutto calcolato un profilo in condizioni subcritiche a partire da una data condizione di valle; durante quest'analisi ogni situazione in cui si passa in regime supercritico viene segnalata per una successiva ulteriore analisi.

Successivamente il programma calcola un profilo in regime supercritico a partire questa volta da una condizione nota di monte valutando se questa risulti di forza specifica superiore rispetto alla subcritica ivi calcolata precedentemente. Se ciò si verifica questa è confermata come condizione di monte e HEC–RAS comincia a calcolare il profilo in condizioni supercritiche a partire da questa condizione al contorno.

Se al contrario la risposta supercritica non ha una forza specifica superiore della subcritica, allora il programma si sposta verso valle cercando la prima situazione di superamento della profondità critica da parte del profilo valutato a partire da valle in precedenza.

Trovata questa situazione HEC–RAS la assume come condizione al contorno di monte per calcolare il profilo in condizioni supercritiche. Non appena raggiunge una sezione in cui sia la risposta

supercritica sia quella subcritica siano valide, le paragona e quella delle due che ha la maggiore forza specifica viene assunta come soluzione in quel punto.

Il programma prosegue poi verso valle e quando incontra una sezione in cui la condizione subcritica è più rilevante allora assume di trovarsi in presenza di un salto idraulico e da qui continua spostandosi alla successiva situazione critica evidenziata durante il primo calcolo del profilo.

HEC–RAS in questo modo costruisce il profilo a partire dai diversi profili costruiti nel corso dell'analisi.

Le condizioni al contorno che caratterizzano il sito in oggetto riguardano:

a) la geometria del canale d'alveo e le condizioni di sponda;
b) la presenza di ostacoli al deflusso, di origine antropica.

5.3.3 Trasporto di sedimenti

Poiché la canalizzazione oggetto di studio raccoglie le acque provenienti da un versante di natura rocciosa e sarà costituita da un canale artificiale dotato di rivestimento in massi si ritiene che non si possano verificare significativi fenomeni di trasporto solido.

La canalizzazione sarà dimensionata in maniera tale da contenere, con adeguato franco, la portata duecentennale e pertanto non si prevedono esondazioni.

Si sottolinea che in ogni caso la canalizzazione sarà oggetto di continui interventi manutentivi volti, tra l'altro, alla pulizia ed al mantenimento in efficienza delle canalizzazioni. Tali attività si estenderanno per tutta la durata della gestione operativa e post- operativa della discarica ovverosia per i trenta anni successivi alla chiusura dell'impianto ai conferimenti ed alla posa della copertura definitiva.

5.4 Descrizione delle opere

Per le dimensioni e le caratteristiche di dettaglio del canale di gronda si rimanda agli elaborati grafici di progetto (ns rif. 030-034D30E01) e alle tabelle riportate nel seguito della presente elaborazione.

5.5 Parametri di scabrezza

I parametri di scabrezza impiegati nel calcolo sono stati desunti dalla tabella in calce all'allegato 1 del R.R. 3/2011 e qui di seguito riportati.

DESCRIZIONE CORSO D'ACQUA	COEFF. DI SCABREZZA DI GAUCKLER – STRICKLER K_s [$m^{1/3}$ s^{-1}]
Tratti di corsi d'acqua naturali con salti, rocce o vegetazione anche arbustiva -arborea in alveo	25-30
Corsi d'acqua naturali con vegetazione e movimento di materiale sul fondo	30-35
Tratti urbanizzati di corsi d'acqua naturali con argini cementati (e/o platee) in buono stato	35-40
Corsi d'acqua con fondo ed argini totalmente cementati in ottimo stato ed assenza di manufatti (tubi, cavi, ecc.) o discontinuità interferenti con le acque	40-45

Tabella 5.1: Coefficienti di scabrezza da impiegare negli studi idraulici secondo l'allegato 1 del R.R. 3/2011

Ai fini della scelta dei parametri assegnati si sottolinea che:

- La canalizzazione è artificiale: si tratta infatti di una canale rivestito in massi;
- Sezioni e pendenze sono regolari per tratti di lunghezza rilevante.

5.6 Dimensionamento

5.6.1 Caratteristiche delle canalizzazioni

Nella tabella seguente sono riportate le principali caratteristiche dei diversi tratti di canalizzazione inseriti per la modellazione in moto permanente stazionario.

I dati riportati sono i seguenti:

- Ramo: indica a quale ramo appartiene il tratto di canalizzazione in studio, nel caso in esame è presente un unico ramo
- Tratto: è la parte di canalizzazione in studio con caratteristiche geometriche, di pendenza e scabrezza uniformi per tutto il suo sviluppo. La denominazione riportata fa riferimento alle sezioni di controllo riportate nelle planimetrie di progetto (rif.: 030-34D29E01 E 030-34D30E01); l'identificazione nel modello HEC-RAS è invece effettuata attraverso le quote di monte e di valle di ciascun tratto;
- b: base minore della canalizzazione;
- B: base maggiore della canalizzazione o diametro del tubo;
- H: altezza della canalizzazione;

} caratteristiche geometriche della sezione

- i: pendenza di fondo del tratto;
- L: lunghezza del tratto considerato

- Qe: apporti di portata derivanti dal drenaggio delle aree esterne alla discarica, ovverosia dal versante a monte del canale di gronda. Tali valori sono determinati con il metodo del CIMA in riferimento alla portata con tempo di ritorno duecentennale;
- Qi: apporti di portata derivanti dal drenaggio delle aree interne alla discarica. Si tratta dei contributi delle rete interna calcolati al capitolo 4.

Ramo	tratto	Hmonte	Hvalle	b	B	H	i	L	Ks	Qe	Qi	Q tot
		m slm	m slm	m	m	m	%	m	$m^{1/2}s^{-1}$	m^3/s	m^3/s	m^3/s
canale di gronda	56-4	1000	200.27	177.00	2.00	1.00	4.8	28%	82.7	35	0.37	0.50
	4-13	917	177.00	162.00	2.00	1.20	4.8	29%	52.3	35	0.59	0.65
	13-19	865	162.00	147.00	2.00	1.20	4.8	32%	46.4	35	0.69	1.07
	19-21	819	147.00	130.40	2.00	1.50	4.8	34%	48.3	35	0.81	1.51
	21-27	771	130.40	117.00	2.00	1.50	4.8	35%	38.1	35	0.94	1.87
	27-33	733	117.00	102.30	2.00	1.50	4.8	38%	39.2	35	1.07	2.30
	33-35	694	102.30	88.00	2.00	1.75	4.8	28%	51.2	35	1.17	2.69
	35-37	643	88.00	66.00	2.00	1.75	4.8	42%	52.9	35	1.27	3.16
	37-1	590	66.00	51.00	2.00	1.75	4.8	38%	40.0	35	1.34	3.35
	37-44	550	51.00	50.00	2.00	1.75	4.8	20%	5.0	35	1.41	3.35
	44-45	545	50.00	49.50	4.00	2.00	6.8	3%	20.0	35	1.47	3.35
	45-46	525	49.50	48.50	4.00	2.00	6.8	33%	3.0	35	1.47	3.35
	46-47	522	48.50	48.00	7.00	2.00	9.8	4%	12.5	35	1.47	3.35
	47-48	510	48.00	46.50	7.00	2.00	9.8	30%	5.0	35	1.47	3.35
	48-49	505	46.50	46.00	7.00	2.00	9.8	5%	10.0	35	1.47	3.52
	49-50	495	46.00	43.50	7.00	2.00	9.8	42%	6.0	35	1.47	3.52
	50-51	489	43.50	43.00	3.00	2.00	5.8	10%	5.0	35	1.47	3.52
	51-52	484	43.00	36.00	3.00	2.00	5.8	44%	16.0	35	1.52	3.52
	52-53	468	36.00	35.50	8.00	2.00	10.8	7%	7.0	35	1.58	3.52
	53-54	461	35.50	35.45	8.00	2.00	10.8	5%	1.0	35	1.63	3.52
	54-55	460	35.45	-	-	2.00	2.0	-	0.0	35	1.63	3.52

Tabella 5.2: Principali caratteristiche delle canalizzazioni esterne e relativa portata

5.6.2 Condizioni al contorno

È stato innanzitutto scelto il regime di flusso. Poiché lungo il canale si hanno pendenze piuttosto variabili, si ritiene che la scelta più sensata sia quella di considerare un moto “misto” (ovverosia sia sub- critico che supercritico).

Per questo tipo di moto le condizioni al contorno debbono essere fornite sia a monte che a valle.

Per il caso in esame non è noto un livello idrico in quanto la canalizzazione deve essere ancora realizzata e la sua sezione iniziale è l’inizio dell’alveo considerato. Non è noto un livello idrico nemmeno per la sezione di chiusura a valle in quanto il corpo idrico ha regime torrentizio e non

vengono effettuate misure. Si è scelto pertanto di impiegare come condizione al contorno l'altezza critica sia per le sezioni di monte che per la sezione di chiusura di valle.

5.7 Verifica dei franchi idraulici

Il R.R. 3/2011 prevede che le opere abbiano dei franchi adeguati rispetto al livello di piena previsto per la portata duecentennale al fine di garantire il corretto funzionamento delle opere e assicurare il deflusso della portata di progetto con un adeguato coefficiente di sicurezza tenendo conto di tutte le incertezze legate alla modellazione idrologico- idraulica (concettuale, matematica e numerica) e ai vari fenomeni che possono occorrere durante l'evento di piena, dei quali la modellazione non può tenere solitamente conto.

Nell'allegato 2 del Regolamento viene definito il valore del franco in relazione al livello del corso d'acqua considerato. Poiché per il caso in esame la canalizzazione fa parte del reticolo di terzo livello, si fa riferimento al punto (b) dell'allegato 2:

"[…] i franchi non devono essere inferiori al valore maggiore tra i seguenti:

- *il valore di 0,5 volte il carico cinetico della corrente determinabile come $U^2/2g$, dove U e la velocità media della corrente (m/s) e g è l'accelerazione di gravità (m/s^2), e*
- *i valori di seguito indicati:*

I	*argini e difese spondali*	*cm. 50*
II	*ponti e strutture di attraversamento fino a estensioni longitudinali di m. 12*	*cm. 75*
III	*coperture o tombinature (ove ammesse), ponti e strutture di attraversamento oltre m. 12*	*cm. 100*

Per il caso in esame deve essere verificato, a meno del franco cinetico, che le canalizzazioni aperte debbano rispettare il franco geometrico di 50 cm previsto per "argini e difese spondali".

Nella tabella seguente si riporta quindi per ciascun tratto il valore del franco geometrico e cinetico da rispettare, l'altezza del pelo libero ed il franco effettivo. In particolare franco cinetico e altezza del pelo libero sono quelli relativi alla sezione più critica tra quelle interpolanti (che non necessariamente coincide con quella iniziale o con quella finale). Non sono state considerate le sezioni in cui si verificano delle singolarità.

RAMO	TRATTO	NOME SEZIONE HECRAS	ALTEZZA CANALETTA m	ALTEZZA PELO LIBERO m	FRANCO DI CALCOLO m	FRANCO GEOMETRICO m	VERIFICA FRANCO GEOMETRICO	FRANCO CINETICO 0.5 $U^2/2G$ m	VERIFICA FRANCO CINETICO
canale di gronda	56-4	1000	1.00	0.44	0.56	0.50	ok	0.02	ok
	4-13	917	1.20	0.53	0.67	0.50	ok	0.03	ok
	13-19	865	1.20	0.61	0.59	0.50	ok	0.03	ok
	19-21	819	1.50	0.72	0.78	0.50	ok	0.04	ok
	21-27	771	1.50	0.81	0.69	0.50	ok	0.05	ok
	27-33	733	1.50	0.91	0.59	0.50	ok	0.06	ok
	33-35	694	1.75	1.14	0.61	0.50	ok	0.06	ok
	35-37	643	1.75	1.05	0.70	0.50	ok	0.07	ok
	37-44	590	1.75	0.91	0.84	0.50	ok	0.06	ok
tratto finale con vasche di calma	44-45	550	1.75	0.98	0.77	0.50	ok	0.06	ok
	45-46	545	2.00	1.56	0.44	0.50	no	0.01	ok
	46-47	525	2.00	0.51	1.49	0.50	ok	0.12	ok
	47-48	522	2.00	1.21	0.79	0.50	ok	0.01	ok
	48-49	510	2.00	0.34	1.66	0.50	ok	0.08	ok
	49-50	505	2.00	1.23	0.77	0.50	ok	0.01	ok
	50-51	495	2.00	0.35	1.65	0.50	ok	0.08	ok
	51-52	489	2.00	1.32	0.68	0.50	ok	0.02	ok
	52-53	484	2.00	1.00	1.00	0.50	ok	0.10	ok
	53-54	468	2.00	1.04	0.96	0.50	ok	0.01	ok
	54-55	461	2.00	1.41	0.59	0.50	ok	0.00	ok
	55	460	2.00	1.10	0.90	0.50	ok	0.22	ok

Tabella 5.3 Verifica del franco idraulico minimo

Come si vede dalla tabella precedente il franco geometrico e il franco cinetico risultano sempre verificati; da questo punto di vista le sezioni risultano talvolta anche molto sovradimensionate rispetto alle esigenze idrauliche.

Rilevanza del corso d'acqua

Come specificato al capitolo 3.3, il canale di gronda costituisce la reinalveazione del corpo idrico ID 38374, secondo le definizioni di cui all'art. 3 del R.R. 3/2011, al reticolo minuto. In particolare si tratta affluente del Rio Scuro.

Poiché il bacino sotteso dal canale di gronda nel suo complesso ha una superficie inferiore a 0.1 km^2, appartiene al reticolo minuto.

Caratteristiche del corso d'acqua e del bacino sotteso

Il canale di gronda è un canale artificiale che intercetta le acque provenienti dal bacino del corpo idrico ID 38374 e di apporti di portata derivanti dal drenaggio delle aree interne alla discarica.

Trattandosi di un canale artificiale, la sezione, la pendenza e la scabrezza sono, per definizione, regolari per tratti significativi.

I fenomeni di trasporto solido, come mostrato al paragrafo 5.3.3, sono da escludersi sia in relazione alla natura del versante sia alle attività di manutenzione della canalizzazione che saranno effettuate in fase di gestione sia operativa sia post- operativa della discarica.

Il versante a monte della gronda si sviluppa indicativamente tra quota 275 m s.l.m. e quota 50 m s.l.m.. Il versante ha una pendenza media di circa 16° ed è di natura per lo più rocciosa caratterizzata da bassa suscettività al dissesto.

Il canale di gronda intercetta tutte le acque ricadenti su tale area in quanto raggiunge gli spartiacque topografici in sinistra orografica.

Sulla base di tali elementi è possibile escludere l'evenienza che si verifichino fenomeni significativi non tenuti in conto nella modellazione idraulica.

Caratteristiche idrauliche della corrente

La presenza di elevate pendenze fa sì che anche per portate ridotte la corrente sia "veloce" (supercritica) per cui si ritiene che tale evenienza sia già stata tenuta in conto nella modellazione effettuata.

Per quel che riguarda l'effetto della velocità sulle "strutture", va rilevato innanzitutto che lungo il tracciato della canalizzazione in oggetto non ne sono presenti. Per quel che riguarda l'integrità della canalizzazione stesse si ribadisce che essa verrà realizzata con idonei rivestimenti atti a evitare fenomeni erosivi che possano compromettere la funzionalità dell'opera. Si ricordano inoltre le attività di manutenzione più volte citate che permetteranno di ripristinare tempestivamente le sezioni di progetto qualora si verifichino dei danneggiamenti.

Caratteristiche progettuali dell'opera

L'opera in oggetto è classificata come una reinalveazione e quindi di fatto sostituisce il reticolo naturale intercettato.

Per quel che attiene la restituzione al reticolo a valle nell'ultimo tratto della canalizzazione di recapito saranno realizzate, seguendo la topografia esistente, dei bacini/vasche di calma al fine di mitigare eventuali fenomeni di erosione. Allo stesso scopo il tratto finale della vasca di calma sarà rivestito con materassai Reno. Per ulteriori dettagli si veda l'elaborato grafico 030-034D30E01.

Caratteristiche delle zone limitrofe all'opera e valutazione del danno atteso in caso di esondazione della portata di progetto

L'eventuale esondazione della portata di progetto non determinerebbe particolari rischi per le zone limitrofe in relazione alla limitata vulnerabilità delle stesse.

La discarica si trova infatti in un'area non urbanizzata caratterizzata da bassa suscettività al dissesto.

Per quel che attiene l'esondazione sulle aree interne alla discarica, nel caso in cui avvenisse su aree aperte alla coltivazione, le acque finirebbero per alimentare temporaneamente la produzione di percolato, ma i sistemi di captazione e stoccaggio sono stati dimensionati per fare fronte anche a tale evenienza; nel caso in cui l'esondazione avvenisse su aree di coltivazione chiuse, la presenza della vegetazione e del terreno vegetale in cui l'acqua sarà assorbita determineranno una laminazione della piena.

5.8 Output di calcolo

In Allegato A al presente elaborato sono riportati gli output di calcolo del software HEC-RAS relativi ai calcoli discussi nel presente capitolo.

Si precisa che per la concessione demaniale e l'autorizzazione idraulica verranno forniti agli Enti preposti anche il file del software HEC-RAS da cui è stato possibile estrapolare:

- tutte le sezioni e i profili idrici con la rappresentazione del livello di piena e del carico energetico;
- la tabella di output del programma utilizzato con l'indicazione di tutti i dati geometrici ed idraulici significativi (fondo alveo, profondità della corrente, profondità critica, carico totale, altezze arginali di entrambe le sponde, velocità corrente, numero di Froude).

6. VERIFICA DEI RECETTORI SUPERFICIALI

La raccolta delle acque bianche all'interno della discarica e sul versante subito a monte per l'immissione nel reticolo idrografico vengono attualmente effettuate attraverso:

- un canale a sezione trapezia posto a monte della discarica stessa che convoglia le acque negli impluvi naturali posti a est ed ad ovest della discarica. La canalizzazione viene distinta in due tratti denominati canale di monte di lato Ovest e canale di monte di lato Est;
- due canalizzazioni a sezione trapezoidale realizzate in massi naturali, denominate canale di valle di lato Ovest e canale di valle di lato Est, ubicate sul corpo della discarica e a cui confluiscono le acque raccolte dal sistema di regimazione delle acque bianche interne.

L'ampliamento in rende necessario lo spostamento del canale di gronda lato Est (trattato al cap.5), lasciando invariato il sistema di gestione esistente per quanto riguarda il canale di gronda lato Ovest ed a monte.

Le esistenti canalizzazioni sul corpo della discarica vengono progressivamente prolungate al procedere della coltivazione in modo da fungere anche da recapito per la maggior parte delle acque bianche interne provenienti dall'ampliamento. Si tratta dei fossi rivestiti di cui al capitolo precedente.

Le modifiche apportate rispetto alla configurazione attuale autorizzata, in corrispondenza dell'attuale discarica (Lotto 1A e Lotto 2) non determineranno variazioni alla superficie complessiva drenata delle canalizzazioni di recapito, ma determineranno semplicemente una diversa ripartizione dei contributi di ciascuna canalizzazione.

Non si propone pertanto la verifica dei recapiti sulla base del nuovo layout di raccolta delle acque, rimandando alle precedenti fasi progettuali per i dettagli.

Per quanto riguarda la verifica del recettore superficiale relativo al canale di gronda lato Ovest, si rimanda al cap. 4.

7. INVARIANZA IDRAULICA

Per invarianza idraulica si intende che la portata di picco, in una fissata sezione e per un determinato tempo di ritorno, non cambi a seguito di interventi al bacino afferente la sezione considerata.
Per verificare che gli interventi in progetto soddisfino questo principio vanno innanzitutto individuati i bacini a cui riferire i calcoli. Nel caso specifico sono presenti due bacini principali: quello in destra orografica e quello in sinistra orografica.
I modelli impiegati per la determinazione della portata di picco sono funzione della superficie scolante e delle caratteristiche della stessa (pendenza, uso del suolo, permeabilità, ecc).

Per quel che riguarda il bacino in destra orografica, le sue caratteristiche restano pressoché invariate in quanto il progetto di ampliamento non determina variazioni sostanziali all'area del bacino (circa 10 ha) né alle caratteristiche dello stesso. Infatti, la posizione del canale di gronda non viene modificata, la superficie scolante è sempre quella di una discarica dotata di capping impermeabile soggetto a recupero vegetazionale e le pendenze medie non vengono modificate in maniera sostanziale. Si ritiene pertanto che per il bacino in destra orografica sia rispettata l'invarianza idraulica.

Per quel che riguarda invece il bacino in sinistra orografica, pur mantenendo la medesima area, con lo spostamento del canale di gronda si modificano le proporzioni tra superfici di discarica (che aumentano) e superfici naturali (che diminuiscono) variando così anche le caratteristiche di permeabilità e la pendenza media.
Da ciò si può desumere che, se non vengono attuati degli specifici interventi, in sinistra orografica non sussiste l'invarianza idraulica.
Facendo riferimento al metodo del CIMA già descritto al paragrafo 4.1.1 ed a un periodo di ritorno di 200 anni, alla sezione di chiusura del bacino (si veda sezione n.55 nella tavola presentata "Sistema di regimazione delle acque meteoriche" rif.: 030-034D30E01) la portata di picco è pari a 6.35 m^3/s per il progetto autorizzato e 7.15 m^3/s per il progetto di ampliamento come dettagliato nelle tabelle seguenti.

TIPO DI SUPERFICIE	TEMPO DI RITORNO [anni]	TIPO DI BACINO	K_T	S [km^2]	U	Q [m^3/s]
Esterna alla gronda	200	D	5.02	0.104	5.09	2.65
Interna alla gronda	200	A	5.02	0.081	9.07	3.70
Totale				0.185		6.35

Tabella 7.1 Calcolo della portata di picco duecentennale in sinistra orografica per la discarica autorizzata

TIPO DI SUPERFICIE	TEMPO DI RITORNO [anni]	TIPO DI BACINO	K_T	S [km^2]	U	Q [m^3/s]
Esterna alla gronda	200	D	5.02	0.067	5.09	1.72
Interna alla gronda	200	A	5.02	0.119	9.07	5.43
Totale				0.186		7.15

Tabella 7.2 Calcolo della portata di picco duecentennale in sinistra orografica per la discarica ampliata

Al fine di garantire l'invarianza idraulica, si propone pertanto la realizzazione di una vasca di laminazione delle portate subito a monte della sezione di chiusura del bacino.

7.1 Dimensionamento della vasca di laminazione

7.1.1 Scelta dei criteri per il dimensionamento dell'invaso

Per il dimensionamento della vasca di laminazione sono stati considerati i tre diversi metodi approssimati di calcolo qui di seguito presentati che permettono di effettuare una valutazione senza conoscere la forma dell'onda di piena in ingresso alla vasca.

I metodi utilizzati nello specifico sono:

- metodo delle sole piogge;
- metodo cinematico (o della corrivazione);
- metodo cinematico esteso (Modica, 1996).

Il volume di invaso sarà quello determinato dal risultato più cautelativo.

7.1.1.1 *Metodo delle sole piogge*

Il metodo delle sole piogge si basa sulla conoscenza della curva di possibilità pluviometrica e della portata massima in uscita, ipotizzata costante e, eccezion fatta per le sole perdite idrologiche, non considera gli effetti del bacino (trasformazione afflussi-deflussi). Si considera infatti l'idrogramma entrante coincidente con lo ietogramma costante ricavabile dalle curve di possibilità pluviometrica; pertanto, il volume affluito durante un evento di durata θ è pari a:

$$Wa = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^n \tag{7.1}$$

Dove:

φ è il coefficiente di afflusso

S è la superficie del bacino

a, n sono i coefficienti delle LSPP

θ è la durata dell'evento piovoso

Il volume allontanato dalla vasca nello stesso periodo di tempo, considerando un efflusso costante (Qe), è:

$$We = Qe \cdot \theta \tag{7.2}$$

La differenza (Wa-We) determina il volume invasato durante l'evento che risulta pari a:

$$W = Wa - We = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^n - Qe \cdot \theta \tag{7.3}$$

Al fine di valutare il volume della vasca di laminazione è necessario ricavare l'evento critico, definito dalla durata che rende massimo il volume invasato nella vasca, fissata la portata uscente Qe e la curva di possibilità pluviometrica (vedi Figura 7.1).

La durata predetta si ottiene derivando rispetto a θ la relazione che definisce il volume invasato e uguagliando a 0 la derivata:

$$\frac{dW}{d\theta} = \varphi \cdot S \cdot a \cdot n \cdot \theta^{n-1} - Qe = 0$$
$$\theta w = \left(\frac{Qe}{(\varphi \cdot S \cdot a \cdot n)} \right)^{\left(\frac{1}{n-1}\right)} \tag{7.4}$$

Si ottiene:

$$W_{\max} = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \left(\frac{Qe}{(\varphi \cdot S \cdot a \cdot n)} \right)^{\left(\frac{n}{n-1}\right)} - Qe \cdot \left(\frac{Qe}{(\varphi \cdot S \cdot a \cdot n)} \right)^{\left(\frac{1}{n-1}\right)} \tag{7.5}$$

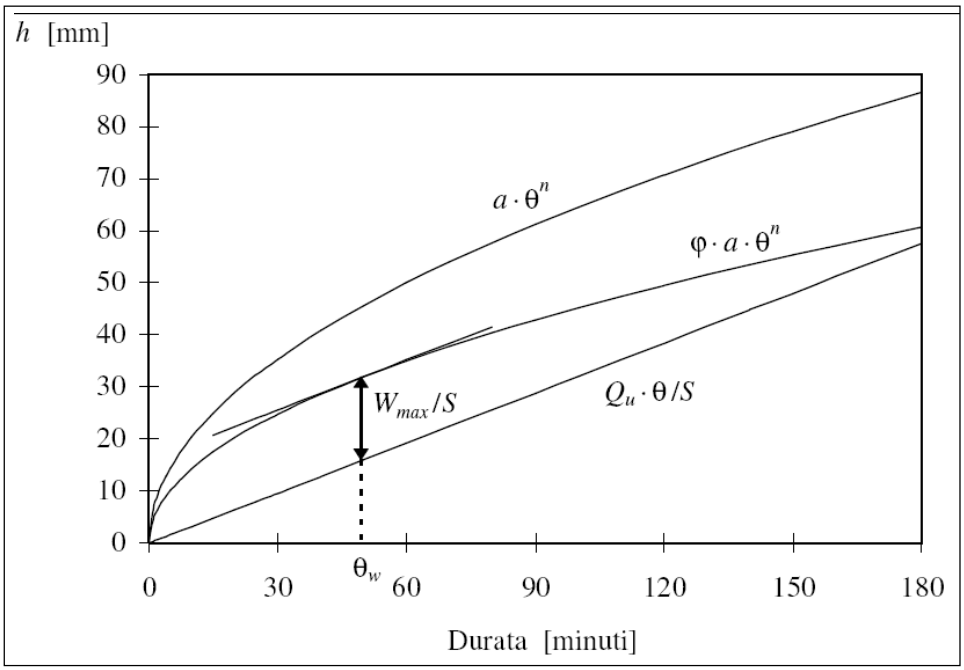


Figura 7.1 Rappresentazione del volume ottenuto col metodo delle sole piogge

7.1.1.2 *Metodo cinematico (o della corrivazione)*

Il metodo di calcolo considera l'effetto di ritardo introdotto dal bacino; esso si basa sulle seguenti ipotesi:

- Ietogramma costante;
- Curva aree-tempi lineare;
- Portata costante in uscita.

Si considera l'idrogramma entrante trapezio come quello che si otterrebbe nell'ipotesi di legge aree-tempi lineare per eventi di durata θ maggiore del tempo di corrivazione del bacino Tc.

Il volume affluito nella vasca nell'evento di durata θ è pari a

$$Wa = \left(\varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^{n-1} - Qe\right) \cdot \left(\theta - Tc\right) + Tc \cdot \left(\frac{(\varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^{n-1} - Qe)^2}{\left(\varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^{n-1}\right)} \right) \tag{7.6}$$

Il volume allontanato dalla vasca nello stesso periodo di tempo, considerando un efflusso costante (Qe), è:

$$We = Qe \cdot \theta \tag{7.7}$$

La differenza (Wa-We) determina il volume invasato durante l'evento che risulta pari a:

$$W = \left(\varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^{n}\right) + Tc \cdot \left(\frac{Qe^{2} \cdot \theta^{1-n}}{\varphi \cdot S \cdot a}\right) - Qe \cdot \left(\theta + Tc\right) \tag{7.8}$$

L'evento critico è definito dalla durata che rende massimo il volume invasato nella vasca, fissata la portata uscente Qe e la curva di possibilità pluviometrica.

La durata critica predetta θw si ottiene uguagliando a 0 la derivata rispetto a θ della relazione che definisce il volume invasato e:

$$\frac{dW}{d\theta} = n \cdot \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^{n-1} + \left(1-n\right) \cdot \frac{Tc \cdot Qe^{2} \cdot \theta^{-n}}{\varphi \cdot S \cdot a} - Qe = 0 \tag{7.9}$$

Sostituendo il valore della durata critica nell'espressione del volume invasato si ottiene il volume massimo invasabile ($Wmax$).

7.1.1.3 *Metodo cinematico esteso*

Modica, nel 1996, ha esteso il metodo cinematico, rimuovendo alcune ipotesi semplificative. Nel caso specifico è stato considerato che:

- la pioggia non è costante ma segue uno ietogramma di tipo Chicago;
- la portata in uscita non è considerata costante ma segue una legge di efflusso del tipo

$$Q_e = \gamma \cdot H^{\beta}. \tag{7.10}$$

Dove:

H è il battente sul dispositivo di scarico

β 0.5 per le luci a battente e 1.5 per le luci a stramazzo.

Il volume della vasca può essere determinato attraverso degli abachi elaborati per fissati valori dell'esponente della curva di possibilità pluviometrica (n= 0.20; 0.25; 0.30; 0.35; 0.40; 0.45), per fissati valori del rapporto α tra larghezza B e lunghezza L del bacino (α= 1/3; 1; 3), in funzione della tipologia di scarico (a stramazzo o a battente) e con riferimento alle variabili adimensionali

$$q_t = \frac{Q_{e,max}}{Q_{a,colmo}} \quad \text{e} \quad w = \frac{W}{W_c} \tag{7.11}$$

Dove:

$Q_{a,colmo}$ portata al colmo ottenuta con il metodo della corrivazione e pari a

$$Q_{a,colmo} = \varphi \cdot a \cdot T_C^{n-1} \cdot S \tag{7.12}$$

Wc è il volume di piena ottenuto con il metodo della corrivazione e pari a:

$$W_c = Q_{a,colmo} \cdot T_C \tag{7.13}$$

W è il volume della vasca di laminazione

Gli abachi suddetti sono stati elaborati anche per il dimensionamento del dispositivo di scarico con riferimento alle variabili adimensionali

$$q_t = \frac{Q_{e,max}}{Q_{a,colmo}} \quad \text{e} \quad \lambda = \frac{\gamma \cdot T_C^{\frac{\beta}{\mu}} \cdot Q_{a,colmo}^{\frac{\beta}{\mu}-1}}{W_0^{\frac{\beta}{\mu}}} \tag{7.14}$$

Dove:

W_0 e μ sono i parametri della relazione $W = W_0 \cdot H^{\mu}$ fra il volume della vasca W e altezza H.

7.1.2 Dati di progetto

7.1.2.1 *Precipitazioni*

Le linee segnalatrici di probabilità pluviometrica (LSPP) sono state desunte dall'interpretazione probabilistica dei dati pluviometrici di massima intensità e di durata inferiore alle 24 ore disponibili negli anni 1952- 1980, registrati presso la stazione di Santuario.

Nella tabella seguente sono sintetizzati i parametri delle LSPP suddette:

T [anni]	a(T) [mm/h^n]	n
5	45.54	0.386
10	55.40	0.386
25	67.86	0.386
50	77.10	0.386
100	86.27	0.386
200	95.42	0.386
250	98.35	0.386

Tabella 7.3 Parametri delle LSPP al variare del tempo di ritorno

In generale, si consiglia di effettuare il dimensionamento delle vasche di laminazione in relazione ad un tempo di ritorno abbastanza elevato (50 – 100 anni) per ridurre al minimo il rischio di esondazioni qualora si verifichino eventi superiori a quelli di progetto e per tenere conto delle incertezze legate alle semplificazioni adottate nei metodi di calcolo.

Benché l'area in oggetto non sia di particolare pregio, data la vicinanza dell'autostrada, per il dimensionamento della vasca di laminazione si è fatto riferimento a un tempo di ritorno di 200 anni.

7.1.2.2 *Trasformazione afflussi – deflussi*

Per le valutazioni in oggetto, la trasformazione afflussi - deflussi è rappresentata dal coefficiente di afflusso φ.

Nel caso specifico, poiché la superficie del bacino è costituita prevalentemente da aree di discarica impermeabilizzate è stato assunto un valore di 0.8, coerente con il valore già adottato per il dimensionamento delle canalizzazioni interne.

7.1.2.3 *Tempo di corrivazione*

Una prima stima del tempo di corrivazione è stata effettuata sulla base dei tempi di percorrenza delle canalizzazioni determinati per il dimensionamento delle canalizzazioni interne e del canale di gronda (si veda la Relazione Idraulica, rif.: 030-034R05E01).

In particolare sono stati considerati i seguenti termini:

- Tempo di ingresso nella rete (10 minuti)
- Massimo tempo di percorrenza delle canalette interne che si riversano nel canale di gronda
- Tempo di percorrenza del canale di gronda determinata con la modellazione attraverso HEC-RAS.

Nel complesso è risultato un tempo di corrivazione pari a 0.33 h.

Tale valore è stato confrontato con quello stimabile attraverso la formula di Giandotti (Giandotti, 1934) (Giandotti, 1940) (Tonini, 1959):

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{z}} \qquad (7.15)$$

Dove:

Tc	[h]	è il tempo di corrivazione del bacino
S	[km^2]	è la superficie del bacino
L	[km]	è la lunghezza dell'asta principale
z	[m]	è l'altezza media del bacino rispetto alla sezione di chiusura

Introducendo i dati relativi al bacino in oggetto si ottiene che il tempo di corrivazione è pari a 0.34 h.

Poiché i due valori ottenuti sono simili, si è stabilito di utilizzare $Tc = 0.33$ h.

7.1.2.4 *Portata di taglio*

La portata di taglio, ovverosia la massima portata in uscita dalla vasca, viene stabilita sulla base dell'invarianza idraulica ovverosia deve essere mantenuta la portata attualmente recapitata nel recettore.
Facendo riferimento al metodo del CIMA ed al periodo di ritorno di 200 anni, la portata di taglio è stabilita in

$$Qe = 4.71 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Per il calcolo si veda la Tabella 7.1.

7.1.3 Dimensionamento della vasca

7.1.3.1 *Metodo delle sole piogge*

Applicando il metodo delle sole piogge e i valori dei parametri precedentemente discussi, risulta che la durata critica (cfr. equazione 4.4) è:

$$\theta w = 0.090 \text{ h}$$

Pertanto, facendo riferimento alle equazioni 4.1, 4.2 e 4.3, risultano:

$$Wa = 5\,317 \text{ m}^3$$

$$We = 2\,053 \text{ m}^3$$

$$W = 3\,263 \text{ m}^3 \text{ (volume della vasca)}$$

7.1.3.2 *Metodo cinematico*

Attraverso l'equazione 4.9, è possibile stimare la durata critica in

$$\theta w = 0.315 \text{ h}$$

La durata critica è inferiore al tempo di corrivazione del bacino e pertanto il metodo non è applicabile.

7.1.3.3 *Metodo cinematico esteso*

Per l'applicazione del metodo cinematico esteso si farà riferimento agli abachi relativi a:

- Ietogramma Chicago

- Curva aree tempi caratterizzata da $\alpha = 1/3$
- Legge di efflusso a stramazzo
- Coefficiente delle LSPP: n = 0.40 (cfr. Tabella 7.3)

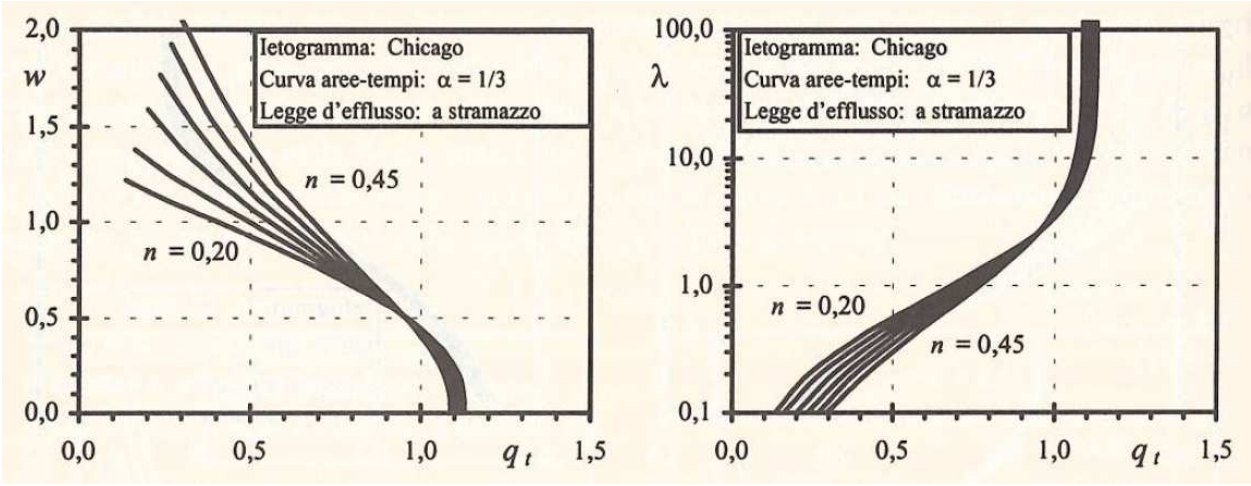


Figura 7.2 Curve $w(qt)$ e $\lambda(qt)$ ottenute per lo ietogramma Chicago nel caso di dispositivo di scarico con funzionamento a stramazzo

Applicazione delle equazioni 4.11, 4.12 e 4.13 permette di determinare:

$$Qa = 7.45 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Wc = 8\,748 \text{ m}^3$$

$$qt = 0.85$$

Entrando con il valore di qt nel grafico di sinistra di Figura 7.2, si ottiene w = 0.67, da cui con l'equazione 4.11 si ricava

$$W = 5\,900 \text{ m}^3 \text{ (volume della vasca)}$$

7.1.3.4 *Sintesi dei risultati*

I risultati ottenuti mediante i tre metodi sopra descritti sono riportati nella Tabella sottostante.

METODO	VOLUME (m^3)
Sole piogge	3 263
Cinematico	-
Cinematico esteso (Modica)	5 900

Tabella 7.4 Risultati dimensionamento vasca di laminazione finale

Come si può notare i volumi sono simili in termini di ordine di grandezza.

A favore di sicurezza, si è deciso di scegliere come valore di progetto il massimo tra quelli calcolati (circa 5 900 m^3).

7.1.4 Progettazione della vasca di laminazione

Il volume necessario per la laminazione della piena duecentennale è piuttosto rilevante.

Per evitare di realizzare un'opera in calcestruzzo che risulterebbe decisamente impattante sia in termini ambientali che economici si è stabilito di ottenere il volume di invaso realizzando una serie di briglie di altezza massima pari a 4 m lungo il tratto terminale del canale di gronda in progetto e rivestendo le pareti con materassi tipo Reno, come peraltro già previsto dal progetto presentato.

7.1.5 Dimensionamento delle luci di scarico

Ciascuna briglia sarà collegata alla successiva da uno stramazzo sommitale dimensionato per una portata pari alla portata di taglio della vasca di laminazione e da una tubazione di fondo per il passaggio delle portate di magra e lo svuotamento della vasche una volta esaurito l'evento di piena.

7.1.5.1 *Stramazzo sommitale*

Il dimensionamento dello stramazzo sommitale è stato effettuato considerando la portata in uscita pari alla portata di taglio Q_e= 6.35 m^3/s (rif. paragrafo 7.1.2).

La formula generale degli stramazzi è la seguente:

$$Q = \mu \cdot l \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \tag{7.16}$$

dove l e h rappresentano rispettivamente la larghezza e l'altezza dello stramazzo.

Poiché si tratta di una briglia, lo stramazzo è schematizzabile come uno stramazzo a larga soglia caratterizzato dalla seguente equazione:

$$Q = \frac{2\sqrt{2 \cdot g}}{3\sqrt{3}} \cdot l \cdot h^{1.5} \tag{7.17}$$

Ipotizzando una massima altezza rispetto alla soglia del pelo libero indisturbato di 1 m si ottiene che la larghezza dello stramazzo sarà pari a 3.72 m.

7.1.5.2 *Tubazione di fondo*

La tubazione di fondo ha lo scopo di permettere il transito della portata di magra senza invasare volumi e di svuotare la vasca una volta transitata la piena.

Per la portata in uscita dalla vasca attraverso la tubazione è stata considerata quella calcolata con il metodo del CIMA in riferimento ad un periodo di ritorno di 5 anni che è pari a 1.84 m^3/s, come si può evincere dalla tabella seguente.

TIPO DI SUPERFICIE	TEMPO DI RITORNO [anni]	TIPO DI BACINO	K_T	S [km^2]	U	Q [m^3/s]
Esterna alla gronda	5	D	1.29	0.067	5.09	0.44
Interna alla gronda	5	A	1.29	0.119	9.07	1.40
Totale				0.186		1.84

Tabella 7.5 Calcolo della portata di picco con tempo di ritorno 5 anni in sinistra orografica per la discarica ampliata

Per la determinazione del diametro della tubazione vengono considerate due condizioni di funzionamento considerate le più critiche:

- in condizioni di magra, quando le vasche sono vuote e non c'è battente sulla tubazione;
- in condizioni di piena, quando le vasche sono alla massima capacità ed il dislivello idrico è minimo.

Il diametro della tubazione sarà il massimo tra i due precedentemente individuati.

Condizioni di magra

In condizioni di vasche vuote si ipotizza che l'acqua passi attraverso la tubazione lasciando un franco di almeno il 25%. Applicando la formula di Chezy (si veda il paragrafo 4.1.3) si ottiene che è necessaria una tubazione in calcestruzzo con diametro interno di almeno 1 m per drenare la portata di magra.

DI [m]	PEND [-]	N [$s/m^{1/3}$]	H [m]	A [m^2]	R [m]	Q_D [m^3/s]	H/D [-]
1.0	1%	0.013	0.0668	0.558	0.291	1.84	67%

Tabella 7.6 Calcolo della tubazione di fondo a vasche vuote

Condizioni di piena

In fase di svuotamento delle vasche la tubazione funziona come una luce a battente che collega due serbatoi la cui portata è governata dalla seguente legge:

$$Q = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h} \qquad (7.18)$$

Dove μ è il coefficiente di efflusso della luce, A è l'area della sezione e Δh è la minima differenza di quota tra due vasche consecutive che, nel caso specifico è pari a 1 m.
Ipotizzando che il coefficiente di efflusso μ sia pari a 0.6, si ottiene che l'area della sezione A è pari a 0.69 m^2, corrispondente ad un diametro interno di circa 94 cm.

Le due condizioni considerate danno un risultato del tutto analogo, ovverosia che è necessaria una tubazione con diametro interno di 1.0 m.

7.2 Bibliografia

[1] Alfonsi G., Orsi E.; "Proporzionamento delle vasche di laminazione per reti fognarie sulla base del metodo cinematico"; Idrotecnica n.2, 1987;

[2] Artina S. et al; "Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione", CSDU – Hoepli, 1997;

[3] Citrini D., Noseda G.; "Idraulica"; Casa Editrice Ambrosiana Milano, 1987;

[4] Giandotti M.; "Previsione delle piene e delle magre dei corsi d'acqua"; Ministero LL.PP., Servizio Idrografico Italiano, Memorie e studi idrografici, vol. 8, Roma, 1934 (Pubbl. n.2 del S.I.I.);

[5] Giandotti M.; "Previsione empirica delle piene in base alle precipitazioni meteoriche, alle caratteristiche fisiche e morfologiche dei bacini. Applicazione del metodo ad alcuni bacini dell'Appennino Ligure"; Ministero LL.PP., Servizio Idrografico Italiano, Memorie e studi idrografici, vol. 10, Roma, 1934 (Pubbl. n.2 del S.I.I.);

[6] Modica C.; "Il dimensionamento delle vasche volano per piogge di intensità variabile e per diversi dispositivi di scarico"; Atti del XXV Convegno di idraulica e costruzioni idrauliche, Torino, 16-18 settembre 1996, vol. 3, pagg. 191-204

[7] Tonini D.; "Elementi di idrografia e idrologia"; Venezia, Libreria Universitaria, 1959

8. REGIMAZIONE DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

Per “acque di prima pioggia”, coerentemente con i criteri progettuali fino ad oggi seguiti, vengono intese come le acque ricadenti sulle superfici scolanti della discarica.

In particolare, le acque di prima pioggia relative all’impianto autorizzato sono quelle ricadenti sulla pista interna asfaltata che si sviluppa sul corpo della discarica.

Le acque ricadenti su tale superficie vengono raccolte dalle canalette alla francese disposte lungo la pista e convogliate alle relative vasche.

Attualmente, nella configurazione autorizzata con la variante 3 (rif. Tavola 07144-157D17E03, Studio Geotecnico Italiano), è prevista la realizzazione di 10 vasche di prima pioggia complessive.

Ad oggi, essendo la coltivazione a monte ancora in corso, risultano realizzate le vasche numerate da Vpp 1 a Vpp 9, delle quali la Vpp 8 e la Vpp 9 sono relative all’ampliamento a monte (si vedano in merito le Tavole 030-034D29E01). Risulta ancora da realizzare la vasca denominata Vpp 10.

Le acque di prima pioggia sono separate dalle acque successive attraverso un pozzetto di by-pass.

Le acque di prima pioggia sono scaricate nella rete convogliamento del percolato mentre le acque di seconda pioggia saranno avviate direttamente al sistema di regimazione delle acque meteoriche.

Per la realizzazione dell’ampliamento in progetto, si renderà necessario spostare e ripristinare le vasche di prima pioggia attualmente denominate Vpp 1, Vpp 2, Vpp 3, Vpp 4, Vpp 6, che si trovano in corrispondenza della porzione di discarica che sarà interessata dal Lotto 1 dell’ampliamento, mentre potranno restare nella configurazione attuale o nella posizione di progetto le vasche denominate Vpp 7 ÷ Vpp 10.

Sul Lotto 2 non insiste nessuna vasca di prima pioggia in quanto la strada si sviluppa interamente sul Lotto 1.

Nella Tavola 030-034D29E01 sono rappresentate le vasche di prima pioggia in progetto e quelle esistenti.

8.1 Dimensionamento delle vasche

La volumetria minima delle vasche di accumulo delle acque di prima pioggia, in accordo a quanto ad oggi effettuato, è stata determinata con riferimento al punto e) *Regimazione e regolamentazione degli scarichi* della Delibera della Provincia di Savona n. 78 che considera “acque di prima pioggia” quelle corrispondenti ai primi 5 mm di precipitazione con coefficiente di afflusso pari a 1 per le superfici impermeabilizzate e pari a 0.3 per le superfici permeabili di qualsiasi tipo.

In analogia a quanto già effettuato per la discarica autorizzata, viene considerato il contributo della sola pista interna di accesso alla coltivazione.

Lo stoccaggio delle acque sarà effettuata attraverso le seguenti vasche, ubicate lungo il tracciato della pista ed aventi la volumetria minima rispondente a quanto specificato in tabella:

VASCA	SUPERFICIE DRENATA [m^2]	COEFFICIENTE DI AFFLUSSO [-]	VOLUME DI STOCCAGGIO MINIMO [m^3]
Vpp 1 bis	2 900	1	14.50
Vpp 2 bis	1 660	1	8.30
Vpp 3 bis	1 700	1	8.50
Vpp 4 bis	1 350	1	6.75
Vpp 6 bis	6 550	1	32.75
Vpp 11	1 650	1	8.25

Tabella 8.1: Determinazione del volume minimo delle vasche di prima pioggia

Le vasche esistenti che non saranno interessate dall'ampliamento ma per le quali si introdurranno variazioni alle superfici drenate sono verificate nella seguente tabella.

VASCA	SUPERFICIE DRENATA [m^2]	COEFFICIENTE DI AFFLUSSO [-]	VOLUME DI STOCCAGGIO MINIMO [m^3]
Vpp 5	1 500	1	7.50
Vpp 7	3 700	1	18.50

Tabella 8.2: Verifica del volume minimo delle vasche di prima pioggia esistenti

Le vasche nuove e quelle in sostituzione delle attuali saranno realizzate al procedere della coltivazione mantenendo sempre il sistema in funzione, in considerazione del fatto che la pista dovrà essere sempre mantenuta in funzione.

9. CALCOLO DELLA PRODUZIONE DI PERCOLATO

Nel presente capitolo viene riportata la stima della produzione di percolato della discarica in oggetto. Si riportano i valori di produzione relativi alla condizione ante-operam (ovverosia dell'impianto attualmente autorizzato) e alla configurazione ampliata relativamente sia alla fase di gestione operativa che post- operativa.

Per l'ampliamento in oggetto, non viene fatta distinzione tra le due fasi.

9.1 Produzione attuale

Per il volume di percolato attualmente prodotto, si può fare riferimento a quanto riportato nella Relazione Annuale 2015, redatta nell'Aprile 2016:

Totale percolato scaricato in fognatura nel 2015: 34 850 m^3

Tale dato risulta in buon accordo con la stima riportata nella Relazione Idraulica della Variante al Progetto Definitivo di Ampliamento (var. 3) del 2013 (rif.: 07144-157R04E03, Studio Geotecnico Italiano, 07/03/2013), ove la produzione annuale di percolato calcolata per la discarica nella configurazione attualmente autorizzata ammonta a 35 210 m^3 (Tabella 9.1) di cui 24 450 m^3 dal 2° ampliamento variante 3 e 10 760 m^3 dalla restante parte della discarica (Figura 9.1).

DESCRIZIONE	QUANTITÀ m^3/anno
Produzione annua	16 300
Ritenzione	-6 250
Rilascio di fanghi	14 400
Discarica esistente	10 760
Totale	**35 210**

Tabella 9.1 Determinazione della produzione di percolato impianto autorizzato

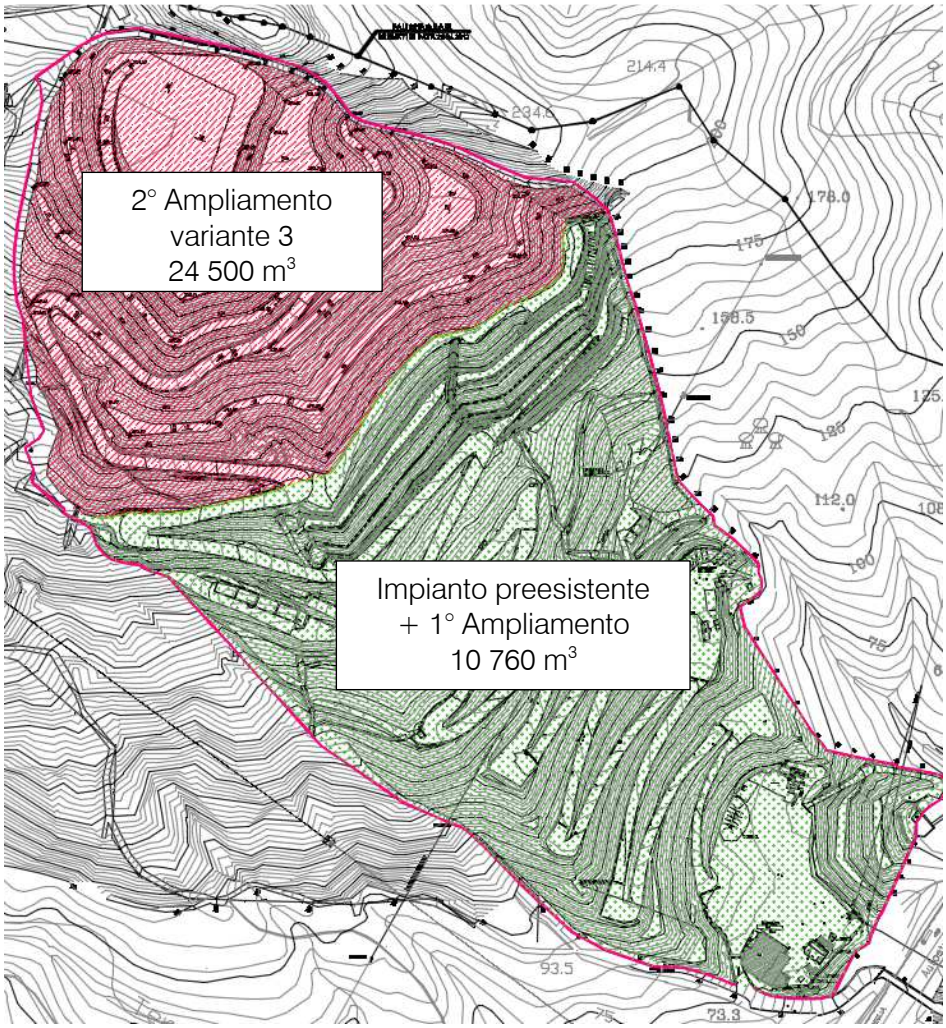


Figura 9.1 Suddivisione dell'impianto attualmente autorizzato per il calcolo della produzione di percolato

9.2 Produzione a seguito dell'ampliamento

I dimensionamenti e le verifiche sono stati effettuati sulla base della stima del percolato prodotto dal solo ampliamento e di quello prodotto dalla discarica attualmente autorizzata (Relazione Idraulica, 07144-157R04E03, Studio Geotecnico Italiano).
La stima è effettuata sulla base del modello utilizzato nelle precedenti fasi di progettazione che, come già indicato al paragrafo precedente, fornisce risultati in buon accordo con la realtà.

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.

In particolare, sono stati calcolati i diversi apporti alla produzione del percolato derivanti da:

- dall'ampliamento in progetto;
- dall'impianto autorizzato a monte dell'ampliamento in progetto (secondo ampliamento – variante 3);
- dall'impianto autorizzato che sarà interessato dall'ampliamento in progetto.

Per una rappresentazione schematica della suddivisione dell'impianto ai fini del calcolo del percolato, si veda la seguente figura:

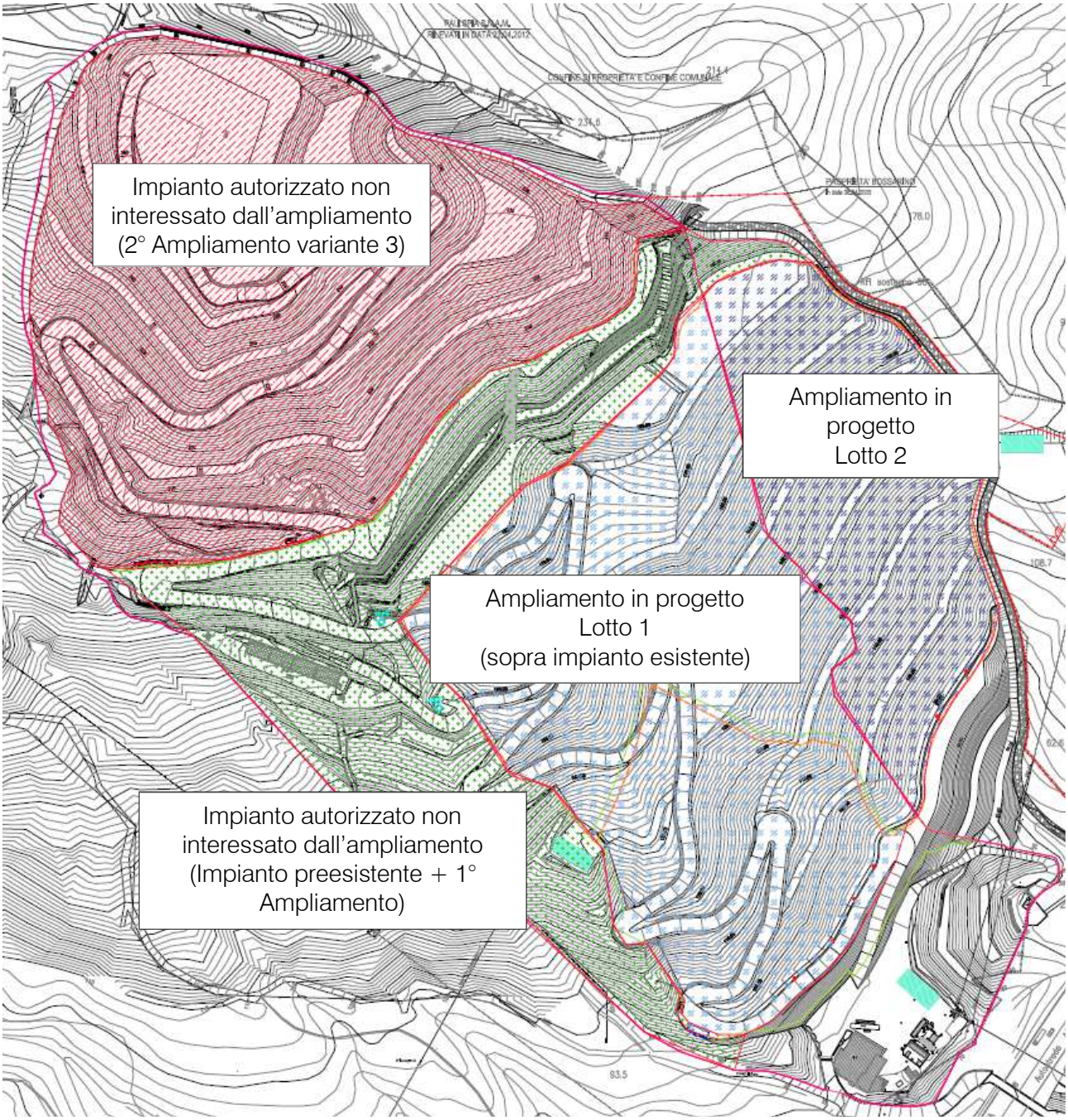


Figura 9.2: Suddivisione dell'impianto autorizzato e dell'ampliamento in progetto per il calcolo della produzione di percolato

9.2.1 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]).

Un'esatta determinazione di alcuni di tali parametri è di difficile realizzazione, 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, ossia ad un modello che renda conto dei volumi di acqua in ingresso ed in uscita dal bacino della discarica.

Il bilancio idrologico di una discarica controllata progettata secondo i criteri imposti dalla moderna pratica ingegneristica e rispettando le prescrizioni normative, ossia in modo tale da evitare perdite verso l'esterno, ingressioni di acque di ruscellamento esterne all'area di discarica. può essere scritto come:

$$P + RC - L - R - ET - DL - \Delta U = 0 \qquad (12.)$$

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

Nell'ipotesi di non ricircolare il percolato, si può fare riferimento alla proposta di Oweiss e Khera (1990) e determinare la produzione di percolato per unità di superficie della discarica. Il modello viene

[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

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

Il procedimento inizia con il considerare le temperature medie mensili (T), a partire dalle quali viene stimata l'evapotraspirazione potenziale ETP e l'evapotraspirazione corretta per fattori geografici del sito ETPc.

Per fare questo si fa ricorso alla schematizzazione fisica di Thornthwaite, che stabilisce la seguente relazione esponenziale tra l'evapotraspirazione potenziale e la temperatura media mensile:

$$ETP_i = 16 * \left(\frac{10 \cdot Ti}{I_T} \right)^a \qquad (13.)$$

dove:

EP_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

$$I_T = \sum_{i=1}^{12} I_i = \sum_{i=1}^{12} \left(\frac{T_i}{5} \right)^{1.514} \qquad (14.)$$

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, all'inizio di un evento pluviometrico i rifiuti assorbono le acque di precipitazione fino a risultare saturi di acqua di ritenzione, dopo di che le acque di precipitazione si allontanano dalla zona in esame scorrendo 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 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 l'evapotraspirazione reale ETR ha permesso la determinazione del percolato prodotto L.
Si precisa inoltre che quando l'infiltrazione torna ad eccedere l'evapotraspirazione. una quota parte dell'infiltrazione servirà ad integrare la riserva idrica della copertura intermedia S a discapito della produzione di percolato.

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 e del rilascio di liquidi da parte dei fanghi di depurazione acque smaltiti in discarica.

9.2.2 Stima della produzione di percolato

Per il calcolo della produzione di percolato i dati meteoclimatici di riferimento utilizzati sono gli stessi adottati nelle precedenti fasi progettuali ed autorizzative della discarica attualmente autorizzata ovverosia i dati di precipitazione sono quelli relativi alla stazione di Segno (250 m s.l.m.) per il periodo 1950 – 1984 e i dati di temperatura sono quelli relativi alla stazione di Savona (5 m s.l.m.) per il periodo 1950 – 1984.

9.2.2.1 *Percolato prodotto dall'ampliamento in progetto*

La determinazione della produzione di percolato è stata in riferimento al periodo di gestione in fase operativa dell'ampliamento in oggetto (rappresentato in azzurro ed in blu nella Figura 9.2).

Contributo delle piogge

L'applicazione del metodo proposto da Oweiss e Khera, descritto al paragrafo 9.2.1, è stata effettuata ipotizzando che la capacità di riserva idrica della copertura intermedia S sia quantificabile in 100 mm.

Il dettaglio dell'applicazione del suddetto metodo è riportato in Tabella 9.2 da cui si evince che la produzione media annua di percolato per unità di superficie è pari a 653 mm/m^2/anno.

	GEN	FEB	MAR	APR	MAG	GIU	LUG	AGO	SET	OTT	NOV	DIC
T [°C]	7.4	8.3	10.9	13.9	17.5	21.2	23.8	23.8	21.0	17.1	11.7	8.6
I	1.83	2.17	3.27	4.72	6.67	8.91	10.63	10.60	8.78	6.41	3.61	2.28
ETP [mm]	17.7	21.3	32.7	48.2	69.5	94.4	113.6	113.4	92.9	66.7	36.3	22.4
K1	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.3	1.2	1.1	0.9	0.8	0.7
K2	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
ETPC [mm]	10.2	14.0	24.3	40.5	64.1	92.0	109.1	100.3	73.1	45.5	21.8	12.2
P [mm]	98.8	113.8	131.4	111.2	90.6	65.2	39.0	56.5	100.9	146.0	152.2	113.7
IN [mm]	98.8	113.8	131.4	111.2	90.6	65.2	39.0	56.5	100.9	146.0	152.2	113.7
S [mm]	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	73.2	3.2	0.0	27.8	100.0	100.0
ETR [mm]	10.2	14.0	24.3	40.5	64.1	92.0	109.1	59.7	73.1	45.5	21.8	12.2
L [mm]	88.6	99.8	107.1	70.7	26.5	0.0	0.0	0.0	0.0	28.3	130.5	101.5

Tabella 9.2 Determinazione della produzione di percolato per unità di superficie nell'ampliamento

Per l'effettiva determinazione della produzione di percolato annuo si è tenuto conto del fatto che il conferimento medio è stato stimato in 130 000 t/anno ovvero in 130 000 m^3/anno che, considerando la stesura in strati di circa 5 m di spessore, occupano una superficie di 25 000 m^2.

Tale area, soprattutto in corrispondenza degli strati a quota più elevata, ha dimensione maggiore dell'effettiva superficie di coltivazione disponibile per cui, nella realtà, in un anno potranno essere sovrapposti più strati dello spessore di 5 m riducendo di fatto la superficie realmente esposta alle precipitazioni e quindi la produzione di percolato. Ciononostante, in via cautelativa, si è ipotizzato che annualmente la superficie esposta alle precipitazioni sia sempre di 25 000 m^2 e che pertanto la produzione di percolato sia quantificabile in 16 325 m^3/anno.

Rilascio di liquido dai fanghi

Per la valutazione di della quantità di liquido rilasciata dai fanghi si ricorre a indicazioni reperite in letteratura ed in particolare al grafico riportato in Figura 9.3.

In esso sono riportate le curve che esprimono in funzione del tenore di secco del fango e della profondità del suo deposito la quantità di percolato prodotto dal fango stesso.

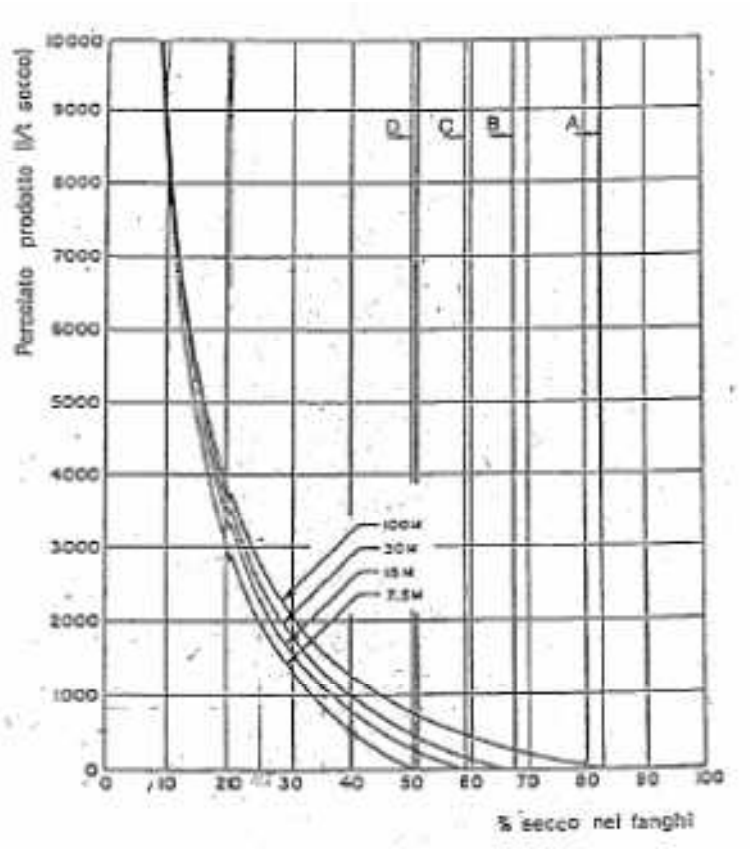


Figura 9.3 Produzione di percolato dai fanghi

Per applicare dette curve al caso in esame devono considerarsi i seguenti fattori di base, come già ipotizzato per le precedenti fasi contrattuali:

- presso la discarica viene smaltito un quantitativo medio mensile di fanghi pari a circa 4 000 t/mese; si considera che per l'ampliamento in progetto tale valore rimanga invariato;
- i fanghi smaltiti sono costituiti prevalentemente da fanghi disidratati con filtropressa e pertanto con un tenore medio di secco compreso tra il 30% e il 35%;
- l'altezza di abbancamento considerata è pari a 5 metri ma, data la mancanza di tale valore nel grafico di Figura 9.3, si è assunto cautelativamente il valore di 7.5 m.

In base alle ipotesi assunte sopra e dal grafico riportato in Figura 9.3, si può dedurre che per ogni tonnellata di fango secco viene prodotto un quantitativo totale di percolato pari a circa 950 *litri*.

Pertanto può essere facilmente calcolato la quantità totale di percolato prodotta dalla singola tonnellata di fango deposta in discarica:

L'apporto mensile di percolato da parte dei fanghi sarà quindi pari alla produzione specifica per il conferimento mensile di fanghi (che si ipotizza costante nel tempo):

$$4000\frac{t_{fango}}{mese}0.32\frac{t_{fango_secco}}{t_{fango}}\cdot 0.95\frac{m^3_{percolato}}{t_{fango_secco}}=1200\frac{m^3_{percolato}}{mese}$$

Tale valore corrisponde ad un contributo annuo di 14 400 m^3.

Altri contributi

La produzione di percolato deve essere corretta per tenere conto di fenomeni volumetrici quali la capacità di ritenzione dei rifiuti (quantificata nel 5% del volume abbancato ovvero in 6 500 m^3/anno), l'eventuale rilancio superficiale di percolato e il rilascio di liquidi dai fanghi.
Il termine relativo al rilancio del percolato è stato trascurato in quanto difficilmente quantificabile a priori data la saltuarietà di tale operazione, effettuata prevalentemente nel periodo primaverile ed estivo quando è favorita l'evapotraspirazione rispetto all'infiltrazione.

Produzione complessiva

Nella tabella seguente sono sintetizzati i diversi contributi che danno luogo alla produzione complessiva di percolato dell'ampliamento in oggetto

CONTRIBUTO	QUANTITÀ DI PERCOLATO m^3/anno
Precipitazioni	16 325
Fanghi	14 400
Capacità di ritenzione	-6 500
Ricircolo	0
TOTALE	**24 225**

Tabella 9.3 Stima produzione complessiva di percolato del solo ampliamento di progetto in fase di gestione operativa

La produzione effettiva stimata è pertanto di circa **24 225 m^3/anno**, corrispondente ad un contributo medio giornaliero di circa 66 m^3/giorno.
Va precisato che tale valore, a fronte di ipotesi di calcolo molto cautelative, è stato ottenuto ipotizzando che non vi sia afflusso delle acque bianche che cadono sulle celle non in coltivazione nei sistemi di drenaggio del percolato.
Tale ipotesi è stata formulata tenendo conto delle modalità di coltivazione della discarica secondo cui viene effettuata una oculata separazione delle acque meteoriche ricadenti sulle superfici in coltivazione al momento e su quelle coltivate.

9.2.2.2 *Percolato prodotto dalla discarica autorizzata, ampliamento a monte*

All'atto dell'apertura dell'ampliamento alla coltivazione, l'ampliamento autorizzato a monte sarà dotato di copertura provvisoria (rappresentato in rosso nella Figura 9.2). Solo nelle fasi successive si provvederà a posare progressivamente la copertura definitiva (si veda in merito anche la Tavola della fasi 030-034D33E01). Ai fini del presente progetto è stata quindi considerata la produzione di percolato relativa alla discarica autorizzata (ampliamento a monte) nell'ipotesi più cautelativa che essa non sia ancora in fase di gestione post- operativa, ma sia dotata di copertura provvisoria.

In termini di applicazione del modello di Oweiss e Khera, ciò si traduce ponendo l'infiltrazione pari ad una percentuale della pioggia, nella fattispecie, sulla base dell'esperienza acquisita in impianti analoghi, pari a 0,28:

	GEN	FEB	MAR	APR	MAG	GIU	LUG	AGO	SET	OTT	NOV	DIC
T [°C]	7.4	8.3	10.9	13.9	17.5	21.2	23.8	23.8	21.0	17.1	11.7	8.6
I	1.83	2.17	3.27	4.72	6.67	8.91	10.63	10.60	8.78	6.41	3.61	2.28
ETP [mm]	17.7	21.3	32.7	48.2	69.5	94.4	113.6	113.4	92.9	66.7	36.3	22.4
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
ETPc [mm]	10.5	12.9	25.0	40.4	66.1	91.4	111.6	103.1	73.1	47.7	21.9	12.8
P [mm]	73.6	82.4	92.7	88.5	74.5	51.9	29.0	53.0	84.8	140.3	129.7	91.0
In [mm]	27,7	31,9	36,8	31,1	25,4	18,3	10,9	15,8	28,3	40,9	42,6	31,8
S [mm]	10,0	10,0	10,0	10,0	1,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	10,0
ETR [mm]	10,6	14,3	24,6	39,8	26,7	18,3	10,9	15,8	28,3	40,9	21,8	11,7
L [mm]	17,1	17,5	12,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	10,8	20,1

Tabella 9.4 Determinazione della produzione di percolato per unità di superficie nell'ampliamento a monte autorizzato, nel caso di copertura provvisoria

Il dettaglio dell'applicazione del suddetto metodo è riportato nella tabella sopra riportata da cui si evince che la produzione media annua di percolato per unità di superficie è pari a 77,7 mm/m^2/anno.

Per la determinazione della produzione effettiva di percolato, oltre che della superficie esposta alle precipitazioni, si è tenuto conto della volumetria autorizzata di rifiuti e di un contributo da parte dei fanghi abbancati quantificato nel 50% della produzione di percolato stimata al paragrafo precedente e rapportata alla volumetria complessiva dei rifiuti (circa 7 200 m^3/anno)

È stato invece trascurato il contributo negativo dovuto alla capacità di ritenzione dei rifiuti ottenendo così una produzione annua di circa 15 751 m^3/annui.

9.2.2.3 *Percolato prodotto dalla discarica autorizzata (escluso ampliamento a monte)*

Per quanto riguarda la parte di discarica esistente interessata dall'ampliamento in progetto (al di sotto del Lotto 1A e del Lotto 1B, rappresentati in azzurro ed in blu nella Figura 9.2) si considera solo un contributo da parte dei fanghi abbancati quantificato nel 2% della produzione di percolato stimata al paragrafo precedente e rapportata alla volumetria complessiva dei rifiuti (2 120 000 m^3). Infatti, la discarica è già chiusa in corrispondenza della zona che sarà interessata dell'ampliamento in progetto e le precipitazioni contribuiranno alla formazione di percolato nel nuovo corpo rifiuti secondo quanto calcolato al par. 9.2.2.1.
La stima del percolato prodotto ammonta pertanto a circa 535 m^3/anno.

Per quanto riguarda invece la parte di discarica esistente che non sarà interessata dall'ampliamento in progetto (rappresentata in verde nella Figura 9.2) si considera anche l'apporto dovuto alla superficie esposta alle precipitazioni, secondo quanto calcolato al paragrafo precedente, pari a circa 2 974 m^3/anno.

9.2.3 Produzione complessiva del percolato

Sulla base di quanto esposto ai paragrafi precedenti, la produzione massima attesa di percolato durante le fasi di coltivazione dell'ampliamento in progetto, è riassunta nella seguente tabella:

PARTE DI IMPIANTO	QUANTITÀ PERCOLATO m^3/anno
Ampliamento in progetto	24 225
Impianto autorizzato non interessato dall'ampliamento (2° Ampliamento variante 3)	15 751
Impianto autorizzato interessato dall'ampliamento (Impianto preesistente + 1° Ampliamento)	535
Impianto autorizzato non interessato dall'ampliamento (Impianto preesistente + 1° Ampliamento)	2 974
TOTALE	43 485

Tabella 9.5 Stima produzione complessiva di percolato durante la fase di gestione operativa ampliamento in progetto

9.3 Produzione nella fase di gestione post-operativa

Per quel che attiene le valutazioni quantitative circa la produzione di percolato in fase di post-chiusura, è stata ipotizzata una produzione media pari al 4% della precipitazione media annua con riferimento alle medie annuali più recenti per la zona in oggetto (circa 900 mm/annui) da considerarsi come valore in linea con l'attuale andamento tendenziale.

Si precisa che per il calcolo della produzione di percolato in fase di gestione operativa, sono state invece impiegate le medie mensili già elaborate nelle precedenti fasi progettuali (circa 1'220 mm/annui), relative ai dati di precipitazione della stazione di Segno (250 m s.l.m.) per il periodo 1950 – 1984. Tali medie, essendo più cautelative sono state impiegate per il calcolo della produzione di percolato in fase di gestione operativa, mentre per la fase di gestione post – operativa (30 anni) si utilizzerà di seguito il dato più aggiornato di 900 mm/annui.

Considerando le diverse superfici della discarica, si ottengono le seguenti produzioni di percolato:

PARTE DELLA DISCARICA	SUPERFICIE* m^2	PERCOLATO m^3/anno
Ampliamento in progetto	~101 260	3 645
Impianto autorizzato non interessato dall'ampliamento (2° Ampliamento variante 3)	~110 000	3 960
Impianto autorizzato non interessato dall'ampliamento (Impianto preesistente + 1° Ampliamento)	~49 000	1 764
TOTALE		9 639

* Proiezione orizzontale dell'area esposta alla precipitazione

Tabella 9.6 Stima produzione complessiva di percolato durante la fase di gestione post-operativa per la discarica attuale e per l'ampliamento in progetto

Complessivamente, la stima del volume di percolato prodotta nella fase di gestione post operativa ammonta pertanto a 9 639 m^3/anno.

Utilizzando il valore già impiegato nelle precedenti fasi progettuali (circa 1 220 mm/anno) si ottengono 13 066 m^3/anno.

9.4 Sintesi

Nella tabella seguente è sintetizzata la stima della produzione di percolato nelle varie fasi della vita della discarica.

PARTE DI DISCARICA	VOLUMI DI PERCOLATO		
	ATTUALE m^3/anno	AMPLIAMENTO – GESTIONE OPERATIVA m^3/anno	AMPLIAMENTO – GESTIONE POST-OPERATIVA m^3/anno
Impianto preesistente + 1° Ampliamento (impianto autorizzato)	10 760	3 510	3 645
2° Ampliamento variante 3 (impianto autorizzato)	24 450	15 751	3 960
Ampliamento in progetto		24 225	1 764
Totale	32 210	43 485	9 639

Tabella 9.7 Stima produzione complessiva di percolato prodotti attualmente, a seguito dell'ampliamento e in fase post-operativa

10. SISTEMA DI DRENAGGIO, ALLONTANAMENTO E STOCCAGGIO DEL PERCOLATO

10.1 Descrizione del sistema di drenaggio, estrazione e stoccaggio

Per l'ampliamento in esame, in analogia a quanto ad oggi condotto, si prevede di realizzare macrocelle con un'altezza di circa 15 m e separate le une dalle altre da uno strato di materiale a bassa permeabilità dello spessore di almeno 30 cm, il cui scopo non sarà quello di isolare idraulicamente ciascuna macrocella, ma quello di rallentare il flusso gravitativo del percolato all'interno dei rifiuti così da favorire il drenaggio da parte del sistema di captazione. In tal modo eventuali malfunzionamenti di un ramo del sistema di captazione potranno essere sopperiti dai drenaggi sottostanti, minimizzando la possibilità di formazione di sacche sospese di percolato.

Il percolato prodotto in ciascuna "macrocella" sarà raccolto dai drenaggi percolato di macrocella (DPM) costituiti da tubazioni macrofessurate in HDPE DE 200 mm PN10 posate con interasse massimo di 15 m, disposti trasversalmente rispetto alla macrocella con pendenza variabile e collegate al rispettivo collettore di macrocella (CPM) costituito da una tubazione piena in HDPE DE 300 mm PN10. Le tubazioni drenanti verranno installate sullo strato a bassa permeabilità rivestite con un bauletto drenante di ghiaia silicea 50/70 mm protetto da un geotessuto a maglia larga di peso 125 g/m^2 il tutto immerso in uno strato drenante di almeno 50 cm di rifiuto selezionato di pezzatura grossolana avente permeabilità $k \geq 10^{-5}$ m/s.

Per la prima macrocella, saranno presenti inoltre, i drenaggi biogas di macrocella (DBM), ubicati su un piano pseudo- orizzontale posizionato indicativamente in corrispondenza della testa dell'argine di valle. I dreni saranno costituiti da tubazioni macrofessurate in HDPE DE 140 mm posate con interasse massimo di 15 m che potranno anche agevolare il deflusso del percolato; pertanto saranno collegate ad un collettore (CBM) costituito da una tubazione piena in HDPE DE 200 mm PN10 appositamente predisposto. In questo caso le tubazioni drenanti verranno installate sul corpo rifiuti, rivestite con un bauletto drenante di ghiaia silicea 50/70 mm protetto da un geotessuto a maglia larga di peso 125 g/m^2.

Per le altre macrocelle il sistema di captazione del biogas con dreni orizzontali sarà sostituito da pozzi verticali trivellati a partire dalle berme di abbancamento. La presenza di elementi di drenaggio verticale è vantaggiosa per la gestione del percolato in quanto contribuisce a limitare la formazione di sacche di percolato facilitando il deflusso dello stesso verso gli appositi sistemi di raccolta sottostanti.

In caso di necessità i pozzi di estrazione del biogas possono essere impiegati per l'estrazione del percolato.

Nel caso dei drenaggi posti sul fondo dell'ampliamento, per la protezione della geomembrana, è prevista anche la posa di una striscia di idonea larghezza di geotessuto da 1 500 g/m^2 sul lato inferiore del bauletto drenante.

Le tubazioni di drenaggio (DPM o DBM) confluiranno nel rispettivo collettore (CPM o CBM) costituito da una tubazione in HDPE ubicata al piede (lato monte) degli arginelli di coltivazione di ciascuna delle macrocelle.

Il collettore di macrocella (CPM o CBM) attraversa in un punto gli argini di coltivazione e confluisce nel nuovo Collettore del Percolato Perimetrale (CPP) costituito da una tubazione in HDPE DE 400 mm tramite un apposito pozzetto (PCPP o PCPB), dotato di guardia idraulica e collegato al sistema di estrazione del biogas.,

Oltre al sistema di captazione appena descritto, su ciascuna delle berme intermedie della riprofilatura di parete, si prevede anche la posa subito prima della copertura con i rifiuti di una doppia tubazione macrofessurata in HDPE DE 200 mm PN10 immersa in un bauletto di ghiaia silicea 50/70 mm a sua volta protetto da un geotessuto a maglia larga di peso 125 g/m^2.

Tali tubazioni avranno lo scopo di raccogliere il percolato lungo le pareti della discarica e verranno di seguito indicate con la sigla DPB (Drenaggio Percolato di Berma).

I drenaggi di berma (DPB), attraverso appositi pozzetti (PCB), recapiteranno il percolato captato al Collettore Perimetrale (CPP).

Il percolato raccolto con i collettori principali verrà avviato alle nuove vasche di stoccaggio (VP).

Le vasche esistenti, ubicate sul piazzale di ingresso, sul tornante a quota +106,6 m s.l.m. e sullo spazio di manovra a quota +130 m s.l.m. non potranno essere più utilizzate e, al loro posto saranno realizzate le nuove vasche di stoccaggio percolato:

- 1 interrata sul piazzale di ingresso (Fase 1);
- 1 parzialmente interrata sul tornante in destra orografica a quota 130 m s.l.m. (Fase 1);
- 1 parzialmente interrata sul piazzale in sinistra orografica a quota 120 m s.l.m. (Fase 2).

Le vasche saranno realizzate in calcestruzzo armato direttamente interrate e/o incassate nelle scarpate, come rappresentato in Tavola 030-034D19E01.

In particolare, le due vasche in c.a. poste a quota 130 m s.l.m. e 120 m s.l.m. che riceveranno il percolato collettori perimetrali, serviranno come stoccaggi intermedi. Da esse, tramite un apposito pozzetto attrezzato con pompa di rilancio il percolato sarà reimmesso nel collettore perimetrale (CPP) e da lì alla vasca in c.a. interrata posta sul piazzale di servizio.

Dalla vasca ubicata sul piazzale di servizio si effettuerà la gestione del percolato così come dettagliato al successivo capitolo 11.

10.2 Dimensionamenti

In questo capitolo viene riportato il dimensionamento dei sistemi di captazione e convogliamento del percolato alle rispettive vasche.

Il trasporto del percolato verrà effettuato per gravità sino ai fondi del Lotto 1 e del Lotto 2, da dove il percolato sarà sollevato tramite i pozzi percolato

La metodologia di verifica delle tubazioni scelte è del tutto analoga a quella utilizzata per la regimazione delle acque meteoriche ovvero consiste nel confronto tra la portata di percolato prodotta sulla superficie che la tubazione considerata dovrà drenare (portata critica) e quella che la relativa tubazione è in grado di allontanare (portata di esercizio).

Per la determinazione della portata critica si è fatto riferimento al calcolo della produzione di percolato annua applicando opportuni fattori correttivi per tenere conto di eventuali eventi eccezionali che la rete deve essere in grado di captare.

La portata di esercizio viene determinata in base alla caratteristiche della tubazione scelta utilizzando la formula di Chezy (si veda anche il paragrafo 4.1.3).

10.2.1 Sistema di captazione

La portata di riferimento per il dimensionamento dei sistemi di drenaggio è stata ottenuta a partire dalla stima della produzione annua di percolato di cui al paragrafo 9.2.2. Dal valore medio annuo di circa 24 250 m^3/anno è stato determinato il corrispondente contributo medio giornaliero di circa 66 m^3/giorno.

Tale valore, per tenere conto di eventi meteorici straordinari, è stato moltiplicato per un fattore di sicurezza ottenuto dal rapporto tra la produzione di percolato per unità di superficie massima e media e pari a 2,4.

Tenuto conto inoltre che il calcolo del percolato è stato effettuato in riferimento ad una superficie di 25 000 m^2 e di uno spessore di rifiuti di 5 m e dato che lo spessore di ogni macrocella di drenaggio e invece di 15 m, la produzione specifica di percolato diventa pari a 0.019 m^3/m^2/giorno; valore da considerarsi estremamente cautelativo ai fini del dimensionamento del sistema di captazione.

Moltiplicando tale valore per la superficie di drenaggio corrispondente alla tubazione da dimensionare si ottiene la portata critica di dimensionamento della tubazione stessa.

Nei dimensionamenti non si è cautelativamente tenuto conto della rete intermedia di drenaggio del biogas (DBM + CBM), presente peraltro solo nella prima macrocella, che pur captando anche parte del percolato prodotto dai rifiuti ha come funzione principale la captazione del biogas. Si è pertanto stabilito di effettuare i dimensionamenti ipotizzando che il percolato sia raccolto esclusivamente dal drenaggio di fondo di ciascuna macrocella (DPM + CPM) e dai drenaggi di berma (DPB).

Drenaggio Percolato di Macrocella (DPM)

Il dimensionamento è stato effettuato prendendo come superficie di riferimento quella massima di un settore di drenaggio delle macrocelle (indicativamente 1 500 m^2) cui corrisponde una portata critica di circa 29 m^3/giorno.
Una tubazione macrofessurata per due terzi della sua superficie in HDPE DE 200 mm (PN 12.5, SDR 11), con pendenza del 3.0% è in grado di drenare una portata massima di 614 m^3/giorno ed è quindi adeguata per il drenaggio secondario delle macrocelle.

Drenaggio Percolato di Berma (DPB)

Nonostante la presenza di un doppia tubazione, anche in questo caso la determinazione della portata critica è stata effettuata ipotizzando che il drenaggio della parete compresa tra due berme della riprofilatura di fondo sia effettuato tramite una singola tubazione, ottenendo un valore massimo pari a circa 191 m^3/giorno.
Una tubazione macrofessurata per due terzi della sua superficie in HDPE DE 250 mm (PN 12.5, SDR 11), con pendenza del 3.0% è in grado di drenare una portata massima di 1 114 m^3/giorno ed è quindi adeguata per il drenaggio di berma.

10.2.2 Sistema di convogliamento

Il dimensionamento del sistema di allontanamento del percolato, costituito dai collettori di macrocella (CPM)dal collettore perimetrale (CPP), è stato effettuato sempre a partire dalla stima della produzione annua di percolato di cui al paragrafo 9.2.2.1 secondo cui la produzione media è di circa 24 225 m^3/anno corrispondente a circa 66 m^3/giorno.
In particolare il dimensionamento del collettore di macrocella (CPM) è stato effettuato moltiplicando la produzione di percolato per unità di superficie relativa ad uno spessore di 15 m (0.019 m^3/m^2/giorno, determinata al paragrafo 10.2.1) per la superficie di base di una macrocella (25 000 m^2) ed ottenendo così una portata critica di circa 500 m^3/giorno.

Cautelativamente, si è ipotizzato che tale portata sia convogliata da un'unica tubazione piena in HDPE DE 300 mm con pendenza dell'1%.

La tubazione è in grado di drenare la portata critica con un coefficiente di riempimento (battente idraulico su diametro della tubazione) del 20% ed è quindi abbondantemente adeguata allo scopo.

Per quel che riguarda i collettori principali, poiché devono convogliare il percolato prodotto dalle sette macrocelle, il dimensionamento è stato effettuato ipotizzando che la portata critica sia pari a cinque volte quella determinata per la singola macrocella, ovverosia 3 500 m^3/giorno.

Tale portata può essere convogliata da un'unica tubazione piena in HDPE DE 400 mm con pendenza pari a quella della copertura finale e con un coefficiente di riempimento del 18%.

L'utilizzo di tubazioni di diametro così elevato (DN 400 mm) per i collettori, nasce dall'esigenza di garantire lo smaltimento del percolato anche nel caso in cui si abbiano parziali occlusioni del tubo stesso dovute alla sedimentazione di solidi sospesi contenuti nel percolato.

10.2.3 Vasche di stoccaggio

La volumetria delle nuove vasche di stoccaggio è stata determinata in modo tale che esse siano in grado di contenere il 50% della produzione media mensile dell'ampliamento in progetto e dell'impianto esistente (ad esclusione dell'ampliamento a monte per il quale resteranno attive le vasche attuali), ovverosia circa 1 170 m^3 di percolato nella Fase 1, mentre nella Fase 2, in ragione della maggiore volumetria abbancata, conterranno il 75% della suddetta produzione di percolato, ovverosia circa 1 750 m^3.

La capacità delle vasche di raccolta del percolato esistenti e che verranno mantenute (secondo ampliamento a monte) è di 1 600 m^3.

La capacità complessiva delle vasche è quindi pari a 2 830 m^3 nella Fase 1 e 3 350 m^3 nella Fase 2.

Il percolato sarà convogliato per gravità alle vasche in progetto sul tornante in destra orografica a quota 130 m s.l.m. (Fase 1 e Fase 2) e sul piazzale in sinistra orografica a quota 120 m s.l.m.. Dai fondi del Lotto 1 e del Lotto 2 sarà rilanciato mediante idonei sistemi di sollevamento e una linea di convogliamento costituita da una tubazione in HDPE posizionata all'interno di una camicia in HDPE vasche ubicate sul piazzale di ingresso.

La linea di rilancio prevede tre immissioni dotate di valvola che recapitano il percolato nei due settori della vasca. La presenza delle valvole consentirà di intervenire per la necessaria manutenzione di ciascun settore consentendo di mantenere attivi i restanti.

Le vasche in c.a. avranno dimensioni in pianta variabili e saranno suddivise in settori di dimensioni interne di 9,5 x 6,8 m e un'altezza utile di 3 m; la capacità totale di ciascun settore sarà pertanto di 193 m^3 circa. Complessivamente saranno realizzate tre vasche (due nella Fase 1 e una nella Fase 2) secondo quanto riportato in Tavola 030-034D19E01, suddivise in complessivi n° 9 settori (volumetria complessiva circa 1 750 m^3).

Ciascun settore sarà attrezzato con uno sfiato realizzato mediante fusto di carboni attivi del diametro di 80 cm e di altezza 1,5 m.

Le vasche saranno munite di doppia parete e doppio fondo separati da geocomposito drenante (GCD) dello spessore di 20 mm. Il drenaggio sarà relativo a ciascun settore. Il doppio fondo sarà inoltre attrezzato con condotti trasversali per la verifica dell'intercapedine. I condotti trasversali recapiteranno eventuali fuoriuscite al pozzetto di controllo di ciascun settore.

Lo scarico dei settori avverrà con linee dotate di valvola che recapiteranno il percolato in un pozzetto, dotato di pompa sia per il carico degli autobotti sia per il rilancio e lo scarico in fognatura mediante condotta dedicata.

La copertura sarà completata con una membrana bituminosa ad impermeabilizzazione della stessa e sarà dotata di una botola di accesso di dimensioni 1.2*1.2 m da impiegare per interventi di controllo e pulitura.

10.3 Pozzi di estrazione

Il percolato sarà convogliato per gravità alle vasche percolato o ai fondi vasca del Lotto 1 e del Lotto 2 che saranno attrezzati rispettivamente con 4+3 e con 2 pozzi percolato per il rilancio al collettore perimetrale ed alle vasche di stoccaggio ubicate sul piazzale di servizio.

I pozzi saranno appoggiati alla sponda dell'argine e saranno fondati su un plinto in calcestruzzo armato con doppia rete elettrosaldata. I pozzi saranno in acciaio AISI 316, diametro 800 mm e spessore 8 mm e saranno provvisti di fessurazioni nel tratto che resterà immerso nello strato drenante (dimensione delle fessure: 1 cm x 25 cm, H x L).

In prossimità del ciglio della sponda le teste dei pozzi saranno protette da un muro in calcestruzzo armato.

Lateralmente ai pozzi potranno essere posati i quadri elettrici.

I pozzi addossati alla parete dell'argine saranno muniti di punti di controllo che consentano di monitorare sia durante la fase di gestione che in quella di post gestione il corretto funzionamento del sistema di fondo.

Ciascun pozzo sarà munito di pompa sommersa, che solleverà le acque di discarica e, mediante tubazioni di raccordo interrate per attraversare la pista perimetrale, le recapiterà al collettore del percolato, tramite il quale saranno infine trasferite alle vasche di stoccaggio ubicate sul piazzale di servizio.

Il funzionamento della pompa sarà automatico, mediante galleggianti di attacco – stacco, con la possibilità di passare al funzionamento manuale escludendo i sensori di attivazione e controllo.

L'alimentazione elettrica alle pompe sarà fornita dall'allacciamento alla rete elettrica esistente.

10.3.1 Dimensionamento pompe

Per il dimensionamento delle pompe sono state calcolate dapprima prevalenza e portata di progetto (si veda Allegato B per dettagli).

Per la prevalenza delle pompe è stato considerato il salto geodetico dato dalla differenza fra la quota di alloggiamento della pompa e la quota di arrivo della tubazione di mandata.

Sono state considerate nel calcolo della prevalenza sia perdite di carico concentrate che quelle distribuite; queste ultime, in particolare, sono risultate ridotte dato che le tubazioni in HDPE sono pressoché lisce.

La portata di punta è stata definita sulla base della portata media mensile di produzione di percolato, moltiplicata per il fattore di sicurezza pari a 2,4 calcolato secondo quanto riportato al par. 10.2.1 ed ipotizzando il funzionamento dei sei pozzi percolato complessivi.

Così come mostrato nell'Allegato B, sono state poi scelte le caratteristiche esatte della singola pompa fra quelle disponibili in commercio.

11. GESTIONE DEL PERCOLATO

11.1 Destinazione finale del percolato

Il percolato raccolto nella vasca ubicata sul piazzale di servizio è di norma destinato allo smaltimento in fognatura previo monitoraggio in conformità a quanto descritto nel Piano di Sorveglianza e Controllo (rif.: 030-034R09E01).

Qualora il percolato dovesse risultare non conforme allo smaltimento diretto in fognatura, esso sarà rilanciato al nuovo impianto di ultrafiltrazione che sostituirà l'attuale impianto di chiari-flocculazione.

Il sistema ultrafiltrazione sarà ubicato in container posti al di sopra delle vasche di stoccaggio percolato e sarà dotato di idonei sistemi di controllo e campionamento delle acque prima dello scarico in fognatura. Per quanto riguarda la capacità di trattamento, l'impianto, analogamente a quello esistente, potrà trattare un quantitativo massimo di circa 4 m^3/h di percolato, ovvero un massimo di 96 m^3/giorno, e verrà utilizzato esclusivamente in caso di necessità come già previsto dalle deroghe attualmente vigenti (AIA Provvedimento Dirigenziale n°2173/2014).

Il dimensionamento sarà effettuato in sede di progettazione esecutiva. Per l'ubicazione si veda l'elaborato grafico (030-034D06E01).

Il rilancio dalla vasca ubicata sul piazzale sarà effettuato tramite un apposito pozzetto attrezzato con pompa di rilancio. A seguito del trattamento il percolato sarà avviato allo scarico in fognatura mentre il concentrato dell'ultrafiltrazione sarà rilanciato in discarica tramite una apposita linea dedicata.

Lo schema di raccolta e trattamento del percolato all'interno della discarica è riportato negli elaborati di progetto (vedi elaborati grafici 030-034D06E01 E 030-034D07E01) mentre nella Figura 1 fuori testo è riportato lo schema della rete fognaria tra lo scarico del percolato della discarica di Bossarino e l'impianto di depurazione di Savona desunto dai dati forniti alla Committente dal Comune di Vado Ligure e dai gestori dell'impianto di depurazione.

11.2 Caratteristiche e quantitativi del percolato avviato in fognatura

sulla base delle caratteristiche ad oggi misurate, il percolato presenta concentrazioni conformi per lo scarico diretto in fognatura, pertanto, come già previsto a partire dalla variante 3 autorizzata, si presume che venga trattato solo in caso di difformità.

Non prevedendo variazioni significative ai conferimenti (tipologia e quantitativi) per l'ampliamento in progetto, infatti, si presume che non ci siano variazioni significative nella qualità del percolato prodotto.

Nel grafico seguente, ripreso dalla relazione del SIA "Storia del sito" (ns rif. 030-033R09E01), sono mostrate le quantità di percolato scaricate in fognatura nel periodo 2011-2016 a confronto con il totale delle corrispondenti piogge annuali.

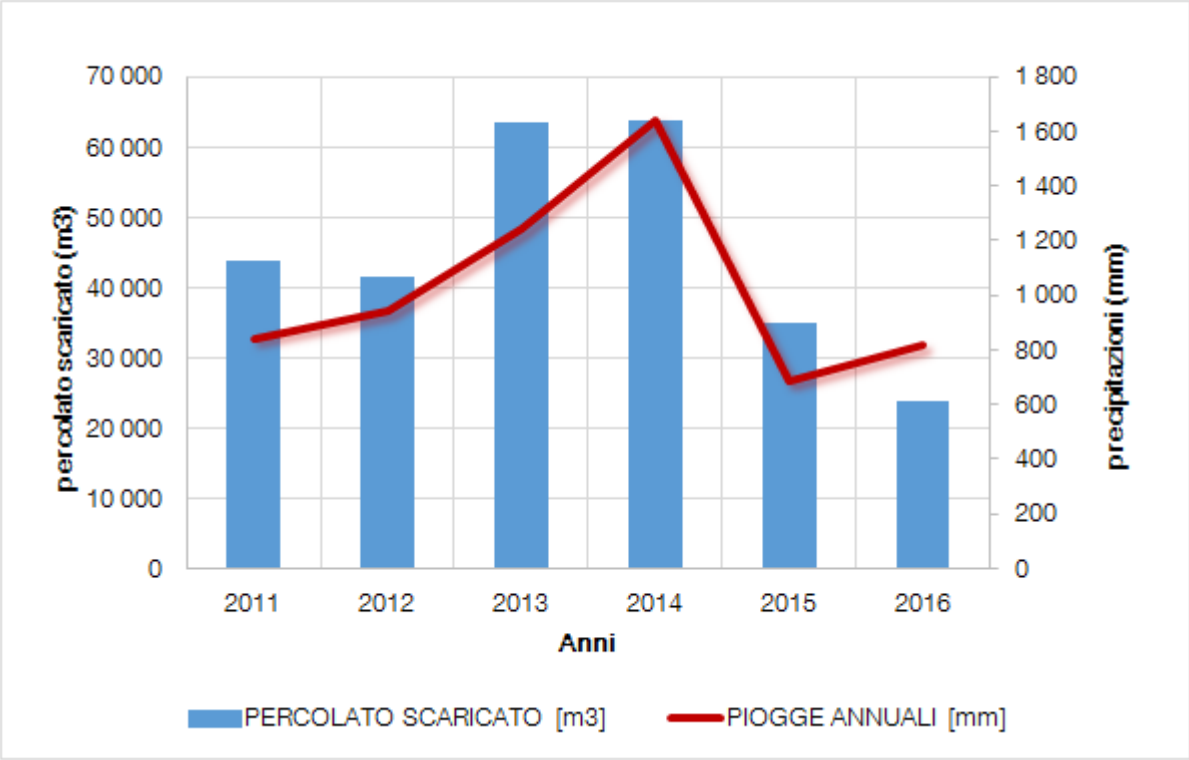


Figura 11.1 Quantità di percolato scaricate in fognatura

Il grafico mostra che allo stato attuale la quantità annuale di percolato scaricato in fognatura minimo è di 23 885 m^3 (2016) mentre il dato massimo è di 63 837 m^3 (2014).

Il calcolo del percolato prodotto nella fase attuale è di circa 35 210 m^3/anno, compreso tra il minimo e il massimo quantitativo registrato allo scarico in fognatura (cfr.: paragrafo 9.1).

Si evidenzia che, come riportato nella Relazione Geotecnica (rif. 030-034R04E01), il livello di percolato registrato nei rifiuti durante la campagna di indagine eseguita nel Luglio 2016 è pari a circa 1 metro, dato soddisfacente dal punto di vista della gestione operativa. Ciò dimostra che non ci sono accumuli importanti nel corpo rifiuti e che quindi il percolato scaricato è sostanzialmente equivalente a quello prodotto.

Per quanto riguarda il progetto di ampliamento il calcolo di produzione di percolato indica un quantitativo medio annuo di circa 43 485 m^3 di percolato prodotto (cfr.: paragrafo 9.2).

Per tenere conto dei picchi di produzione del percolato, dall'analisi dei dati di percolato scaricato negli ultimi anni nello stato attuale della discarica, si è calcolato il seguente fattore correttivo:

$$\mathrm{FS} = \frac{quantitativo\ scaricato\ nel\ 2014}{stima\ del\ percolato\ prodotto\ nel\ 2014} = \frac{63\,873 m^3}{35\,260 m^3} = 1.81$$

Se si applica lo stesso fattore correttivo al quantitativo di percolato stimato per l'assetto della discarica a seguito dell'ampliamento previsto, si ottiene:

massimo quantitativo di percolato previsto per il futuro assetto della discarica

43 485 x 1.81 = 78 840 m^3

Tale stima risulta possibile considerando che le superfici di coltivazione "aperte" ossia non dotate di coperture a bassa permeabilità (circa 25 000 m^2) sono di medesima estensione, se non addirittura inferiori, sia nello stato attuale sia a seguito dell'ampliamento previsto.

Se si divide il massimo quantitativo di percolato previsto per il futuro assetto della discarica annuale per 365 giorni, si ottiene una portata media giornaliera di percolato di circa 216 m^3/giorno, inferiore alla portata massima scaricabile in fognatura (300 m^3/giorno) autorizzata.

11.3 Gestione del volume residuo delle vasche del percolato

In condizioni operative di normale funzionamento allo stato attuale viene mantenuto un livello di altezza di percolato nelle vasche di raccolta del percolato di circa 1 m.

Per quanto riguarda le condizioni operative previste in fase di ampliamento della discarica si prevede di mantenere lo stesso criterio operativo di riempimento delle vasche fino a circa 1 metro di altezza di percolato.

Considerando il volume e le dimensioni delle vasche (paragrafo 10.2.3 ed elaborati grafici di progetto), il volume residuo disponibile delle vasche di raccolta del percolato sarà di 1 190 m^3 + 920 m^3 circa per un totale di 2 100 m^3 circa.

Inoltre, all'atto dell'apertura dell'ampliamento alla coltivazione, l'ampliamento autorizzato a monte sarà dotato di copertura provvisoria e nelle fasi successive si provvederà a posare progressivamente la copertura definitiva.

Questo comporterà una diminuzione sostanziale della produzione di percolato in quest'area e di conseguenza una riduzione dell'apporto di percolato alle vasche esistenti nell'area di ampliamento a monte (capacità totale 1 600 m^3): ciò renderà possibile, tramite la realizzazione di un collegamento tra

le vasche di nuova realizzazione e quelle esistenti, un aumento del volume residuo disponibile per l'accumulo del percolato.

Il criterio generale di normale funzionamento in condizioni operative sarà quello di mantenere il battente nelle vasche di percolato il più basso possibile e comunque mai superiore a 1 metro (Volume residuo ≥ 2 100 m^3 circa).

11.4 Condizioni di emergenza

Nel presente paragrafo vengono stralciati dal piano di gestione operativa (rif: 030-034R07E01) a cui si rimanda per maggiori dettagli, alcuni aspetti relativi alla gestione del percolato. In particolare vengono descritte le *procedure/azioni atte ad evitare il conferimento in pubblica fognatura del percolato quando si verifichi l'attivazione di sfioratori o scarichi di emergenza e viene valutata la quantità di percolato prodotto in presenza di eventi di precipitazione estremi in relazione alla capacità residua di contenimento delle vasche di percolato ed alla capacità di trattamento dell'impianto;*

In caso di attivazione di sfioratori o scarichi di emergenza nella rete fognaria, per evitarne il conferimento in fognatura, il percolato prodotto verrà accumulato nelle relative vasche di stoccaggio.

Come riportato nel paragrafo 11.3 precedente, il volume residuo delle vasche, in condizioni di normale funzionamento, è di circa 2'100 m^3.

Se si considera che la portata massima di percolato stimata pari a circa 216 m^3/giorno, si ottiene che le vasche potranno stoccare il percolato mediamente per circa 9.7 giorni, con un minimo di 7 giorni se si considerasse in via teorica la portata massima di scarico autorizzata pari a 300 m^3/giorno. Applicando il dato progettuale si ottiene una capacità di stoccaggio temporaneo di 17.5 giorni.

In condizioni di emergenza prolungate oltre il numero massimo di giorni in cui è possibile stoccare il percolato nelle vasche, sarà possibile utilizzare autobotti per il trasporto a impianti di depurazione alternativi.

Per quanto riguarda il verificarsi di eventi di precipitazione estrema innanzitutto si evidenzia che la produzione di percolato non aumenta proporzionalmente all'intensità di pioggia, poiché in tal caso l'infiltrazione diminuisce a favore del ruscellamento.

Di conseguenza, ai fini della produzione di percolato, gli eventi estremi per la produzione sono rappresentati dagli episodi in cui la precipitazione ha una lunga durata unita ad un'intensità anche non troppo elevata.

Al verificarsi di tali eventi, la produzione di percolato, benché possa raggiungere dei quantitativi medi superiori a quelli stimati, non è preoccupante dal punto di vista delle portate generate.

A tal proposito si può citare l'evento piovoso estremo del novembre 2014, durante il quale si è verificata un'alluvione, e per il quale i dati indicano una portata media di percolato scaricata in fognatura nel mese di Novembre pari a circa 273,4 m^3/giorno, inferiore alla portata massima scaricabile.

Per quanto riguarda la capacità dell'impianto di trattamento, si ribadisce che l'impianto di trattamento previsto dal presente progetto di ampliamento, analogamente a quello esistente, può trattare un quantitativo massimo di circa 4 m^3/h di percolato, ovvero un massimo di 96 m^3/giorno, e che verrà utilizzato esclusivamente in caso di necessità fisico-chimiche di trattamento come già previsto dalle deroghe attualmente vigenti (AIA Provvedimento Dirigenziale n°2173/2014).

Figura fuori testo

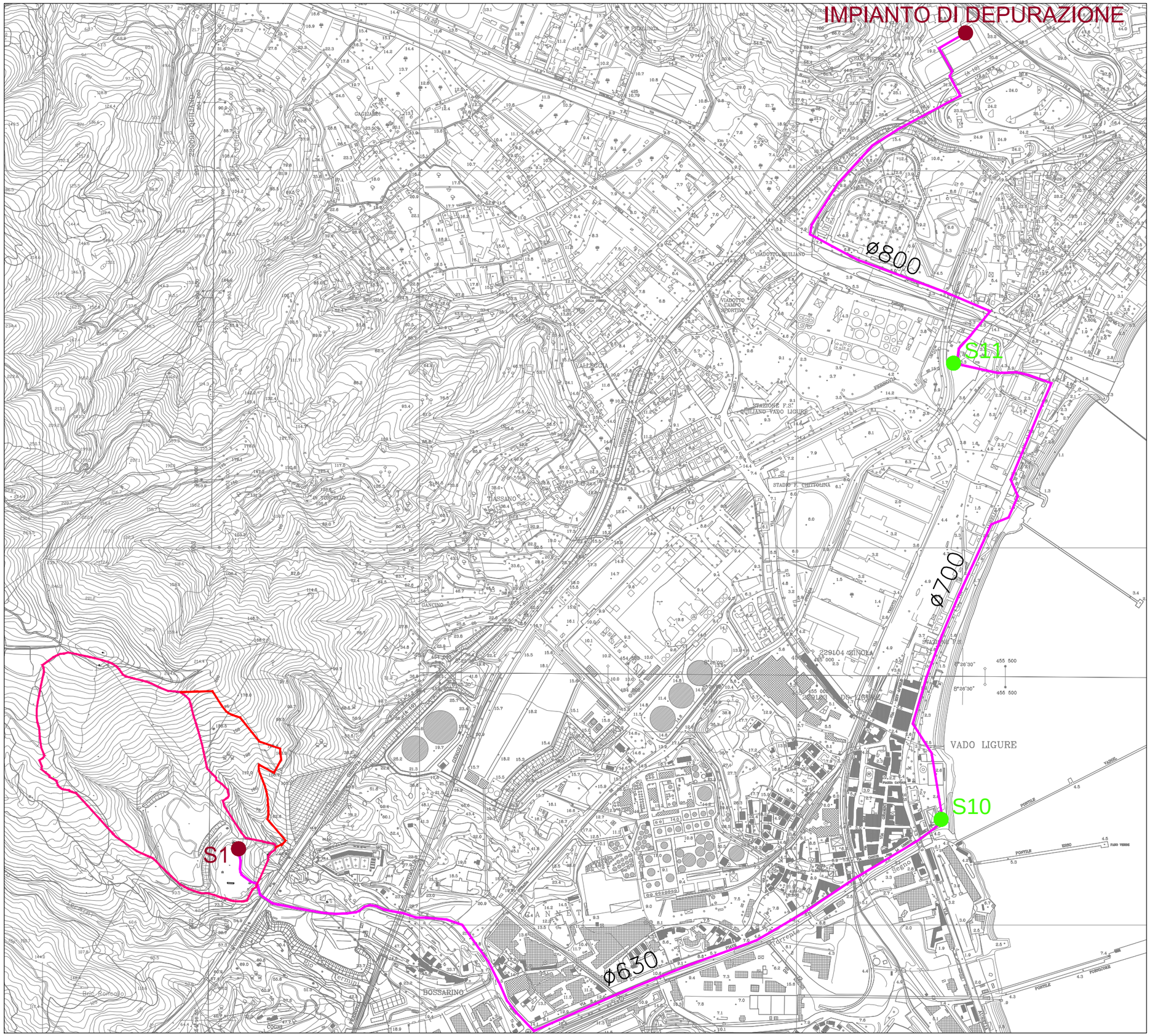


FIGURA 1 – SCHEMA DELLA RETE FOGNARIA TRA LO SCARICO DEL PERCOLATO DELLA DISCARICA DI BOSSARINO E L'IMPIANTO DI DEPURAZIONE DI SAVONA

scala 1:10'000

LEGENDA:

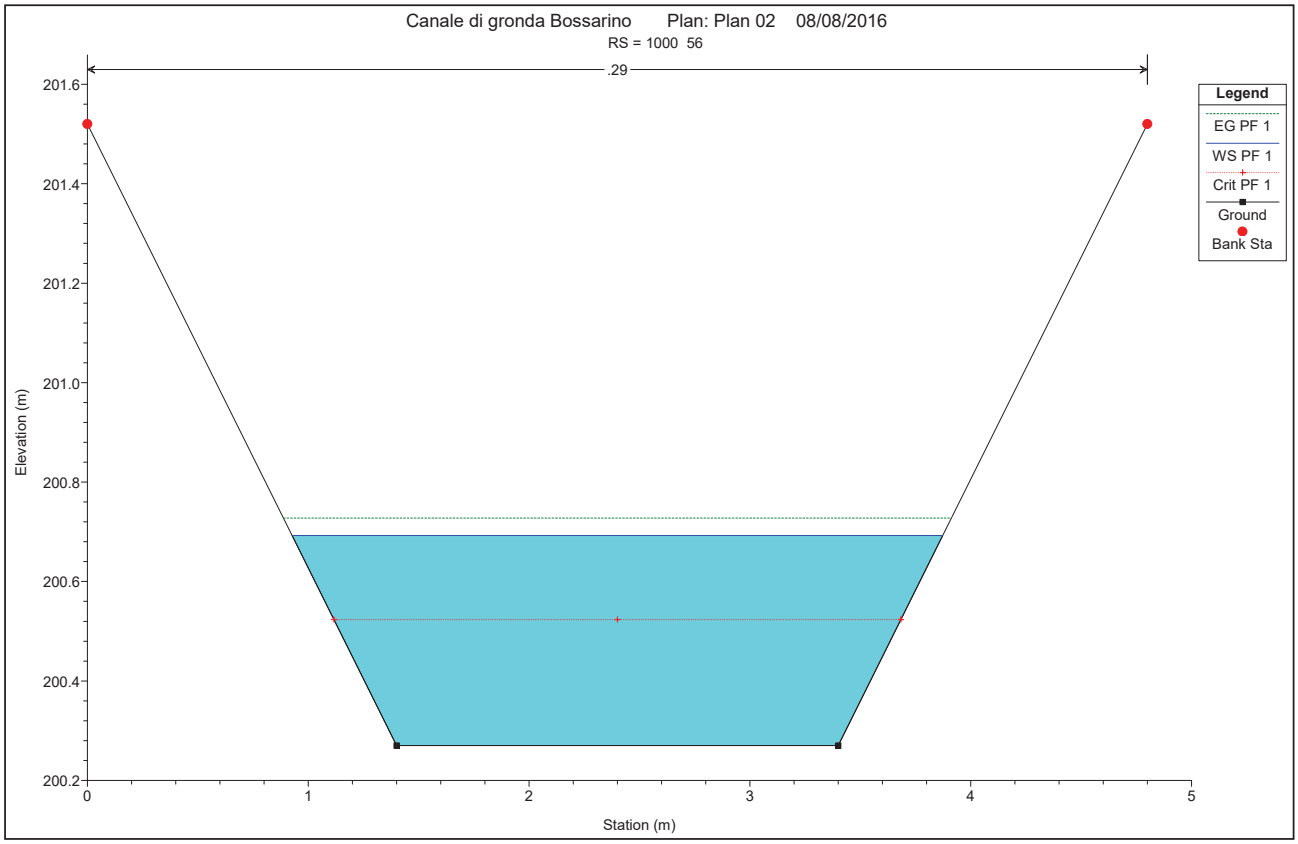
- RECINZIONE APPROVATA
- RECINZIONE AMPLIAMENTO
- FOGNATURA
- S1 – PUNTO DI SCARICO DEL PERCOLATO DELLA DISCARICA DI BOSSARINO
- S10-S11 – STAZIONI DI POMPAGGIO DOTATE DI SCARICO A MARE DI EMERGENZA

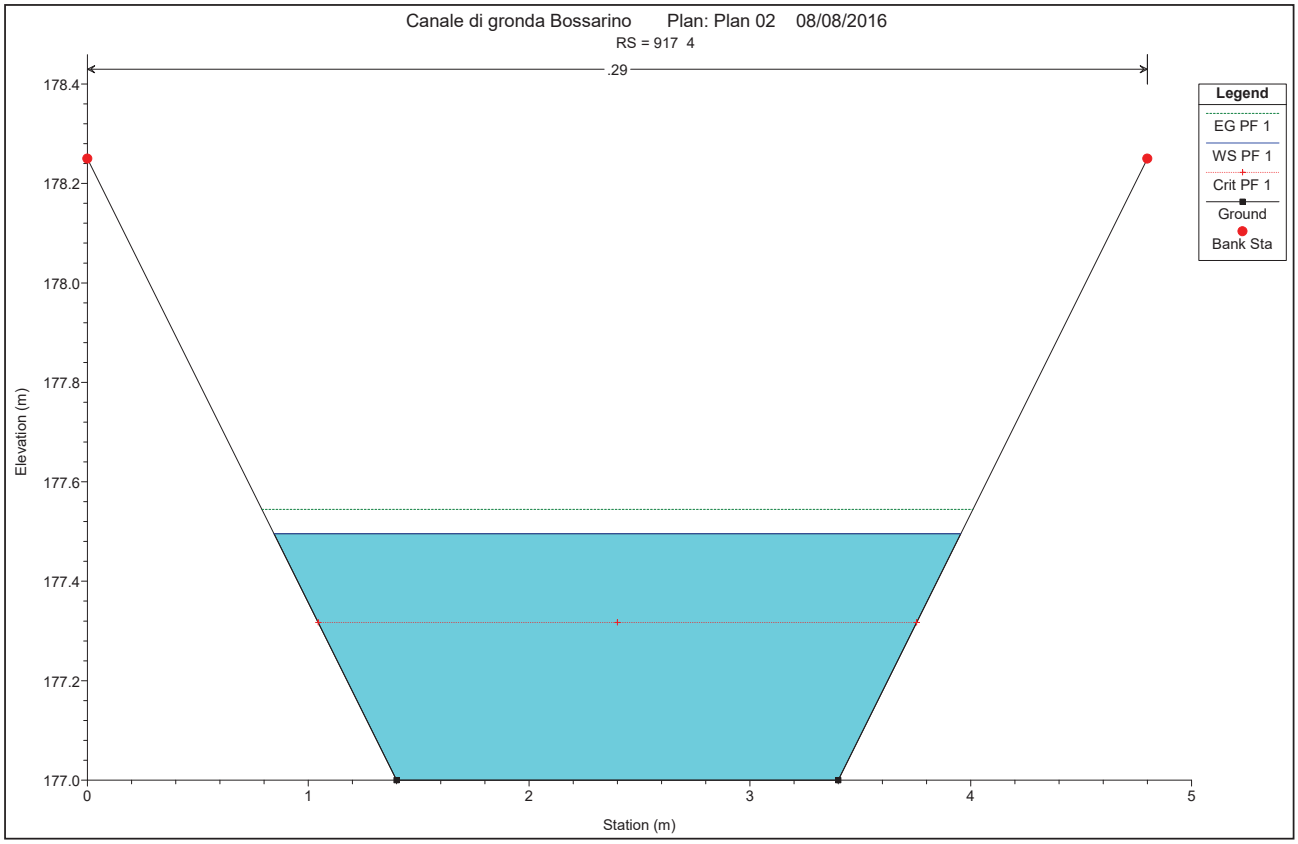
Allegato A:

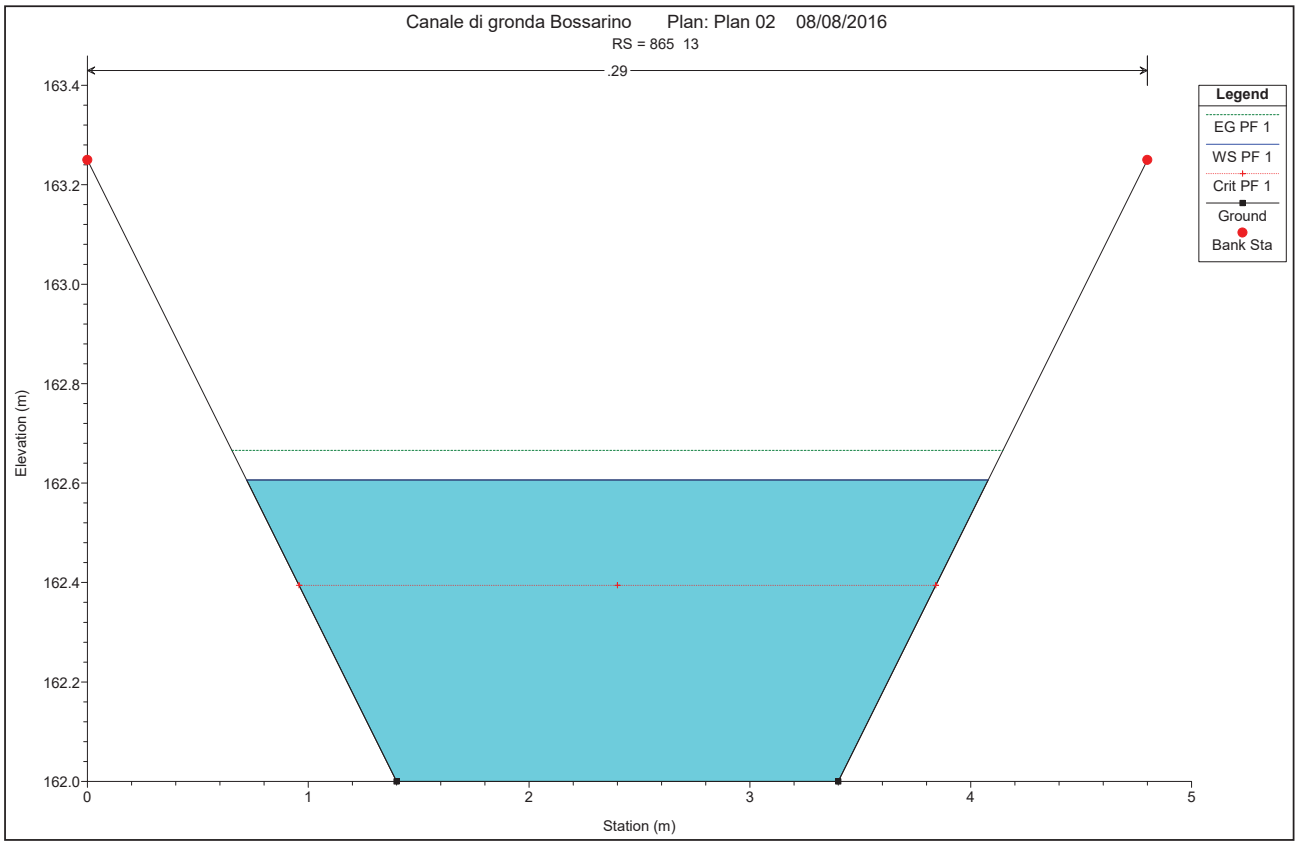
Output di calcolo per portata di piena duecentennale

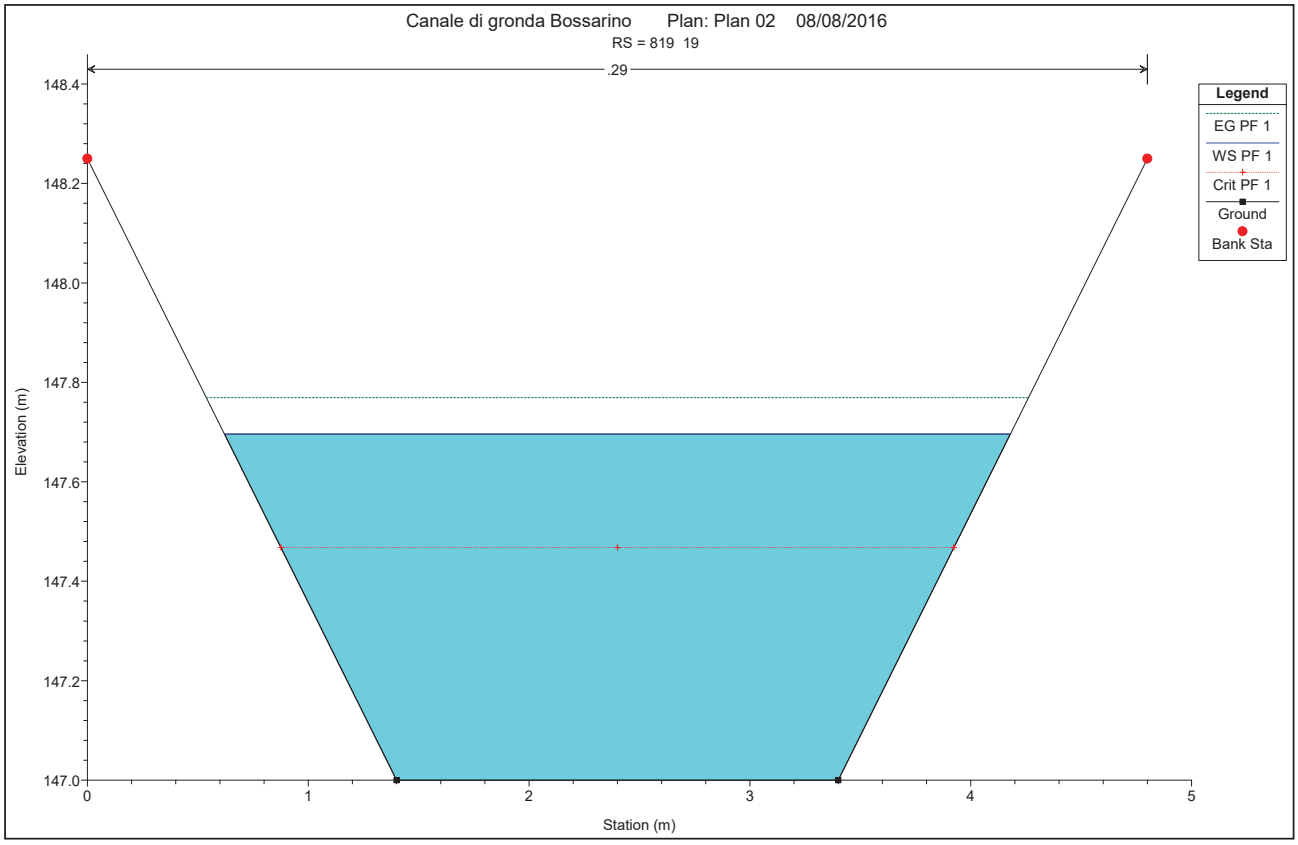
HEC-RAS Plan: Plan 02 River: Canale di gronda Reach: 1 Profile: PF 1

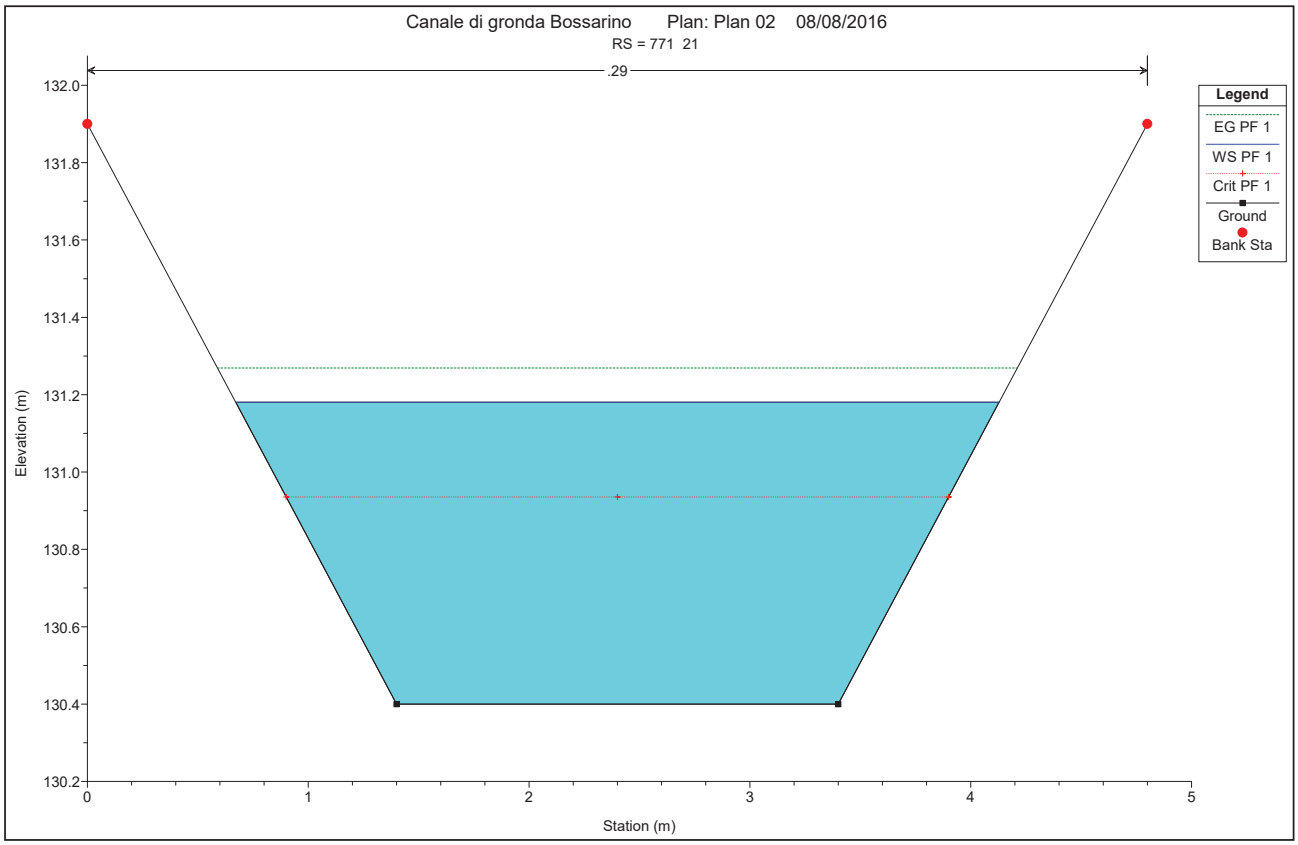
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl	Hydr Depth
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)		(m)
1	1000	PF 1	0.87	200.27	200.69	200.52	200.73	0.264161	0.83	1.05	2.95	0.44	0.35
1	990.777*	PF 1	0.87	197.68	198.09	197.94	198.13	0.303362	0.87	1.00	2.91	0.47	0.34
1	981.555*	PF 1	0.87	195.10	195.52	195.35	195.56	0.258223	0.82	1.05	2.95	0.44	0.36
1	972.333*	PF 1	0.87	192.51	192.92	192.77	192.95	0.311647	0.88	0.99	2.90	0.48	0.34
1	963.111*	PF 1	0.87	189.93	190.36	190.18	190.39	0.251394	0.81	1.06	2.96	0.43	0.36
1	953.888*	PF 1	0.87	187.34	187.74	187.60	187.78	0.323114	0.89	0.98	2.89	0.49	0.34
1	944.666*	PF 1	0.87	184.76	185.19	185.01	185.22	0.241826	0.80	1.08	2.97	0.43	0.36
1	935.444*	PF 1	0.87	182.17	182.56	182.42	182.61	0.339235	0.90	0.96	2.88	0.50	0.33
1	926.222*	PF 1	0.87	179.59	180.03	179.84	180.06	0.230713	0.79	1.10	2.98	0.42	0.37
1	917	PF 1	1.24	177.00	177.50	177.32	177.54	0.310023	0.98	1.27	3.11	0.49	0.41
1	908.333*	PF 1	1.24	174.50	175.02	174.82	175.06	0.262519	0.92	1.34	3.16	0.45	0.42
1	899.666*	PF 1	1.24	172.00	172.49	172.32	172.54	0.321093	0.99	1.25	3.10	0.50	0.40
1	891.*	PF 1	1.24	169.50	170.03	169.82	170.07	0.252323	0.91	1.36	3.18	0.44	0.43
1	882.333*	PF 1	1.24	167.00	167.48	167.32	167.54	0.337482	1.01	1.23	3.08	0.51	0.40
1	873.666*	PF 1	1.24	164.50	165.03	164.82	165.07	0.239580	0.89	1.39	3.20	0.43	0.43
1	865	PF 1	1.76	162.00	162.61	162.39	162.67	0.307366	1.08	1.62	3.36	0.50	0.48
1	855.8*	PF 1	1.76	159.00	159.59	159.39	159.65	0.342735	1.12	1.56	3.32	0.52	0.47
1	846.6*	PF 1	1.76	156.00	156.61	156.39	156.67	0.301246	1.07	1.64	3.37	0.49	0.49
1	837.4*	PF 1	1.76	153.00	153.58	153.39	153.65	0.351615	1.13	1.55	3.31	0.53	0.47
1	828.2*	PF 1	1.76	150.00	150.61	150.39	150.67	0.292908	1.06	1.65	3.38	0.48	0.49
1	819	PF 1	2.32	147.00	147.70	147.47	147.77	0.328204	1.20	1.93	3.56	0.52	0.54
1	809.4*	PF 1	2.32	143.68	144.36	144.15	144.44	0.362202	1.25	1.86	3.47	0.54	0.54
1	799.8*	PF 1	2.32	140.36	141.07	140.83	141.14	0.322232	1.20	1.94	3.47	0.51	0.56
1	790.2*	PF 1	2.32	137.04	137.72	137.51	137.81	0.370725	1.26	1.84	3.37	0.55	0.55
1	780.6*	PF 1	2.32	133.72	134.44	134.19	134.51	0.313785	1.19	1.94	3.39	0.50	0.57
1	771	PF 1	2.81	130.40	131.18	130.94	131.27	0.356106	1.32	2.13	3.46	0.54	0.62
1	761.5*	PF 1	2.81	127.05	127.84	127.59	127.93	0.345772	1.31	2.14	3.39	0.53	0.63
1	752.*	PF 1	2.81	123.70	124.49	124.24	124.59	0.357955	1.33	2.11	3.31	0.53	0.64
1	742.5*	PF 1	2.81	120.35	121.16	120.89	121.25	0.343460	1.32	2.14	3.26	0.52	0.65
1	733	PF 1	3.36	117.00	117.91	117.61	118.01	0.337930	1.38	2.44	3.34	0.52	0.73
1	723.25*	PF 1	3.36	113.32	114.17	113.93	114.28	0.430485	1.50	2.24	3.31	0.58	0.68
1	713.5*	PF 1	3.36	109.65	110.56	110.25	110.65	0.321415	1.35	2.49	3.49	0.51	0.71
1	703.75*	PF 1	3.36	105.98	106.79	106.57	106.91	0.460720	1.53	2.20	3.42	0.61	0.64
1	694	PF 1	3.86	102.30	103.28	102.95	103.37	0.296607	1.35	2.86	3.83	0.50	0.75
1	685.5*	PF 1	3.86	99.92	100.94	100.57	101.03	0.255163	1.28	3.01	3.87	0.46	0.78
1	677.*	PF 1	3.86	97.53	98.51	98.18	98.60	0.317139	1.39	2.78	3.72	0.51	0.75
1	668.5*	PF 1	3.86	95.15	96.21	95.80	96.29	0.232726	1.24	3.11	3.83	0.44	0.81
1	660.*	PF 1	3.86	92.77	93.71	93.42	93.82	0.370540	1.47	2.62	3.58	0.55	0.73
1	651.5*	PF 1	3.86	90.38	91.52	91.04	91.59	0.192280	1.16	3.32	3.86	0.40	0.86
1	643	PF 1	4.42	88.00	88.97	88.71	89.11	0.450869	1.65	2.69	3.55	0.60	0.76
1	634.166*	PF 1	4.42	84.33	85.35	85.05	85.47	0.377772	1.54	2.86	3.63	0.55	0.79
1	625.333*	PF 1	4.42	80.67	81.62	81.38	81.77	0.470092	1.67	2.65	3.53	0.62	0.75
1	616.5*	PF 1	4.42	77.00	78.03	77.71	78.15	0.359963	1.52	2.92	3.65	0.54	0.80
1	607.666*	PF 1	4.42	73.33	74.27	74.05	74.42	0.502396	1.71	2.58	3.50	0.64	0.74
1	598.833*	PF 1	4.42	69.67	70.72	70.38	70.83	0.334918	1.48	2.99	3.68	0.52	0.81
1	590	PF 1	4.69	66.00	66.95	66.74	67.11	0.536242	1.78	2.63	3.52	0.66	0.75
1	580.*	PF 1	4.69	62.25	63.42	62.99	63.52	0.255415	1.36	3.45	3.88	0.46	0.89
1	570.*	PF 1	4.69	58.50	59.39	59.24	59.58	0.677668	1.94	2.42	3.43	0.74	0.71
1	560.*	PF 1	4.69	54.75	55.99	55.49	56.07	0.211391	1.27	3.70	3.98	0.42	0.93
1	550	PF 1	4.75	51.00	51.80	51.75	52.06	1.002154	2.24	2.12	3.28	0.89	0.65
1	545	PF 1	4.82	50.00	51.56	50.51	51.58	0.028364	0.59	8.17	6.49	0.17	1.26
1	535.*	PF 1	4.82	49.75	51.25	50.26	51.27	0.033765	0.63	7.65	6.23	0.18	1.23
1	525	PF 1	4.82	49.50	50.01	50.01	50.25	1.236419	2.16	2.23	4.72	1.01	0.47
1	522	PF 1	4.82	48.50	49.62	48.86	49.63	0.029823	0.55	8.71	8.57	0.18	1.02
1	516.*	PF 1	4.82	48.25	49.46	48.61	49.47	0.023272	0.51	9.46	8.69	0.16	1.09
1	510	PF 1	4.82	48.50	48.84	48.84	49.00	1.281594	1.80	2.67	8.17	1.01	0.33
1	505	PF 1	4.99	46.50	47.73	46.87	47.75	0.023150	0.51	9.71	8.73	0.16	1.11
1	495	PF 1	4.99	46.50	46.85	46.85	47.01	1.269336	1.82	2.74	8.18	1.00	0.33
1	489	PF 1	4.99	43.50	44.82	44.12	44.87	0.100209	0.97	5.17	4.85	0.30	1.07
1	484	PF 1	5.05	43.00	44.00	43.63	44.09	0.263356	1.37	3.69	4.40	0.48	0.84
1	476.*	PF 1	5.05	39.50	39.93	39.93	40.14	1.234610	2.02	2.50	6.10	1.01	0.41
1	468	PF 1	5.10	36.00	37.04	36.34	37.05	0.032726	0.56	9.05	9.45	0.18	0.96
1	461	PF 1	5.15	35.50	36.91	35.84	36.92	0.012100	0.41	12.69	9.98	0.11	1.27
1	460	PF 1	5.15	35.30	36.40	36.40	36.84	1.827693	2.93	1.76	2.01	0.89	0.88

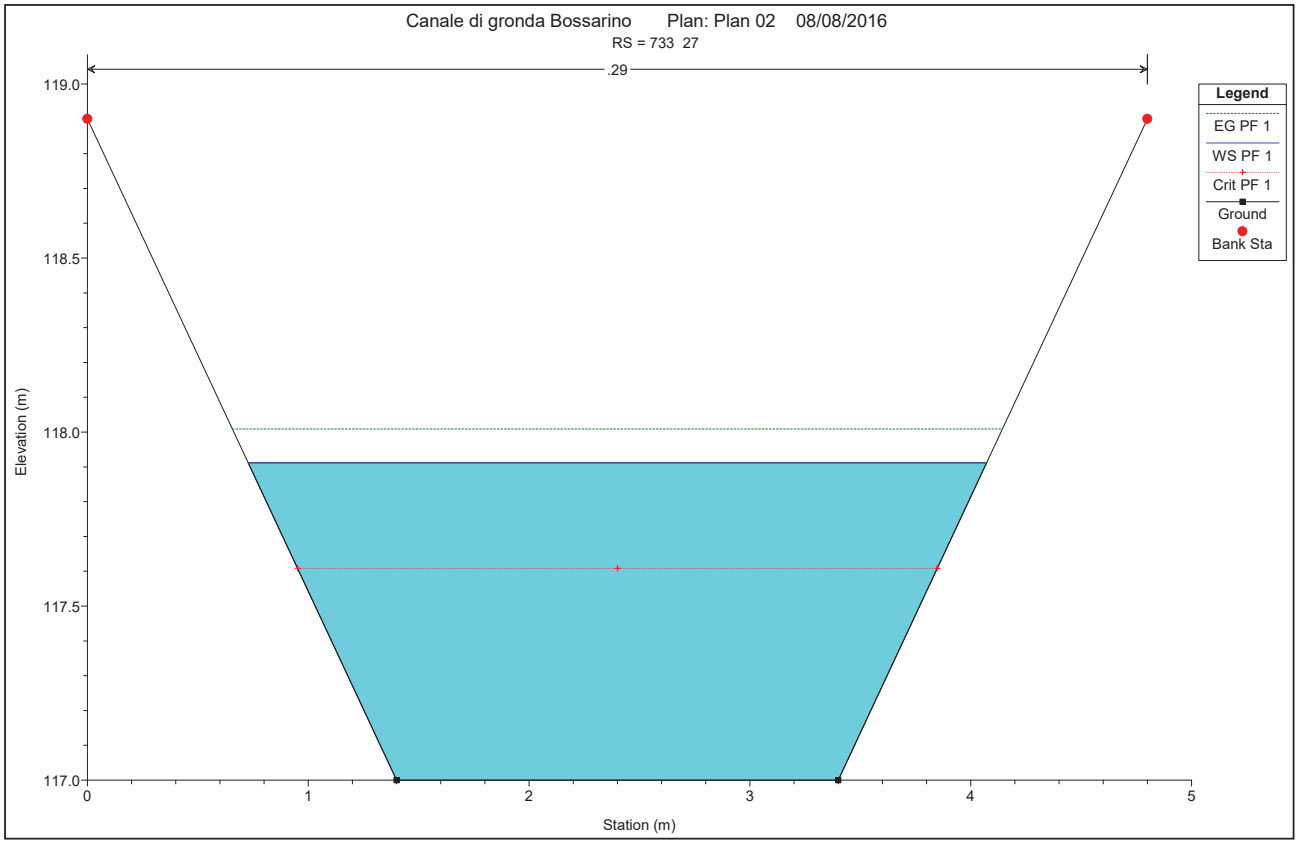

Canale di gronda Bossarino Plan: Plan 02 08/08/2016
RS = 1000 56
.29
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
201.6
201.4
201.2
201.0
200.8
200.6
200.4
200.2
0
1
2
3
4
5
Station (m)

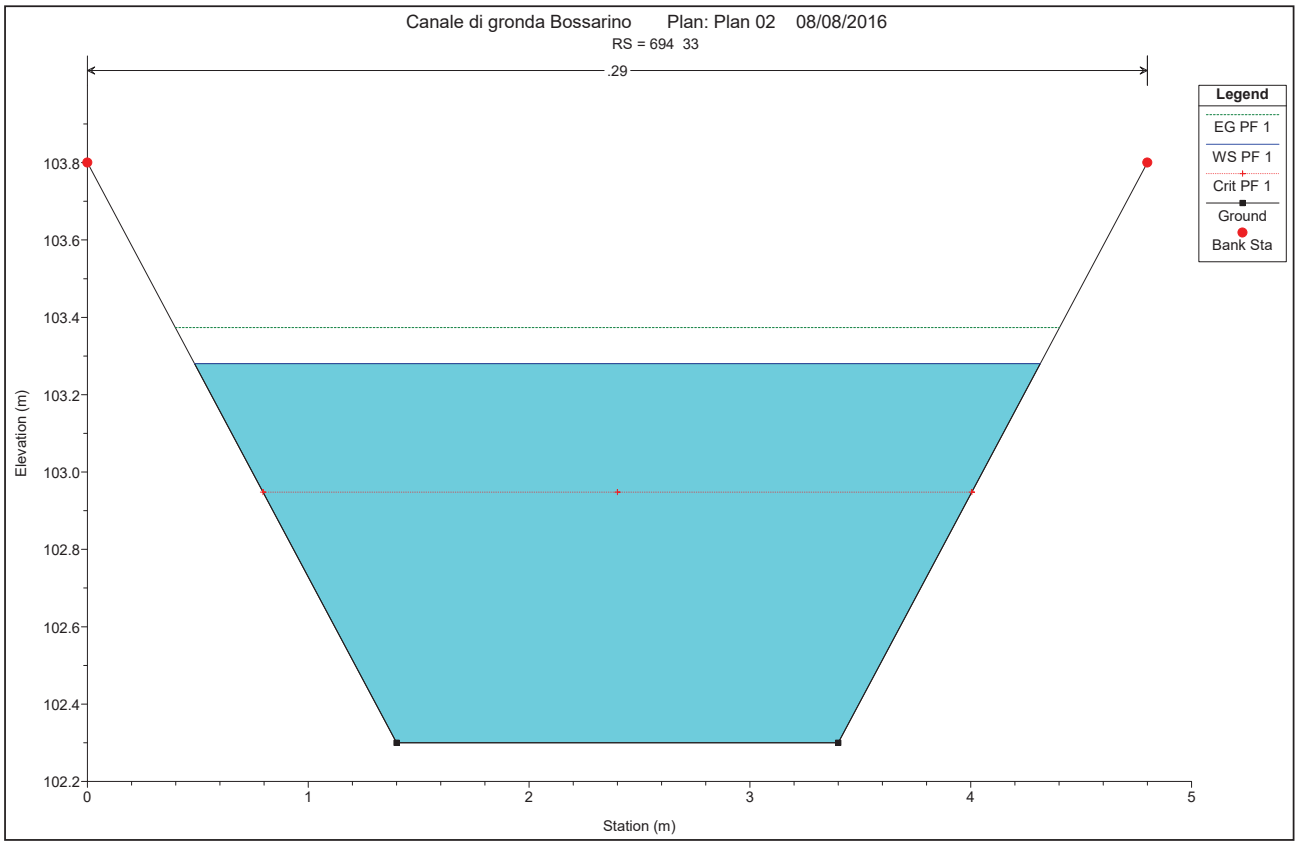

Canale di gronda Bossarino Plan: Plan 02 08/08/2016
RS = 917 4
.29
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
178.4
178.2
178.0
177.8
177.6
177.4
177.2
177.0
0
1
2
3
4
5
Station (m)

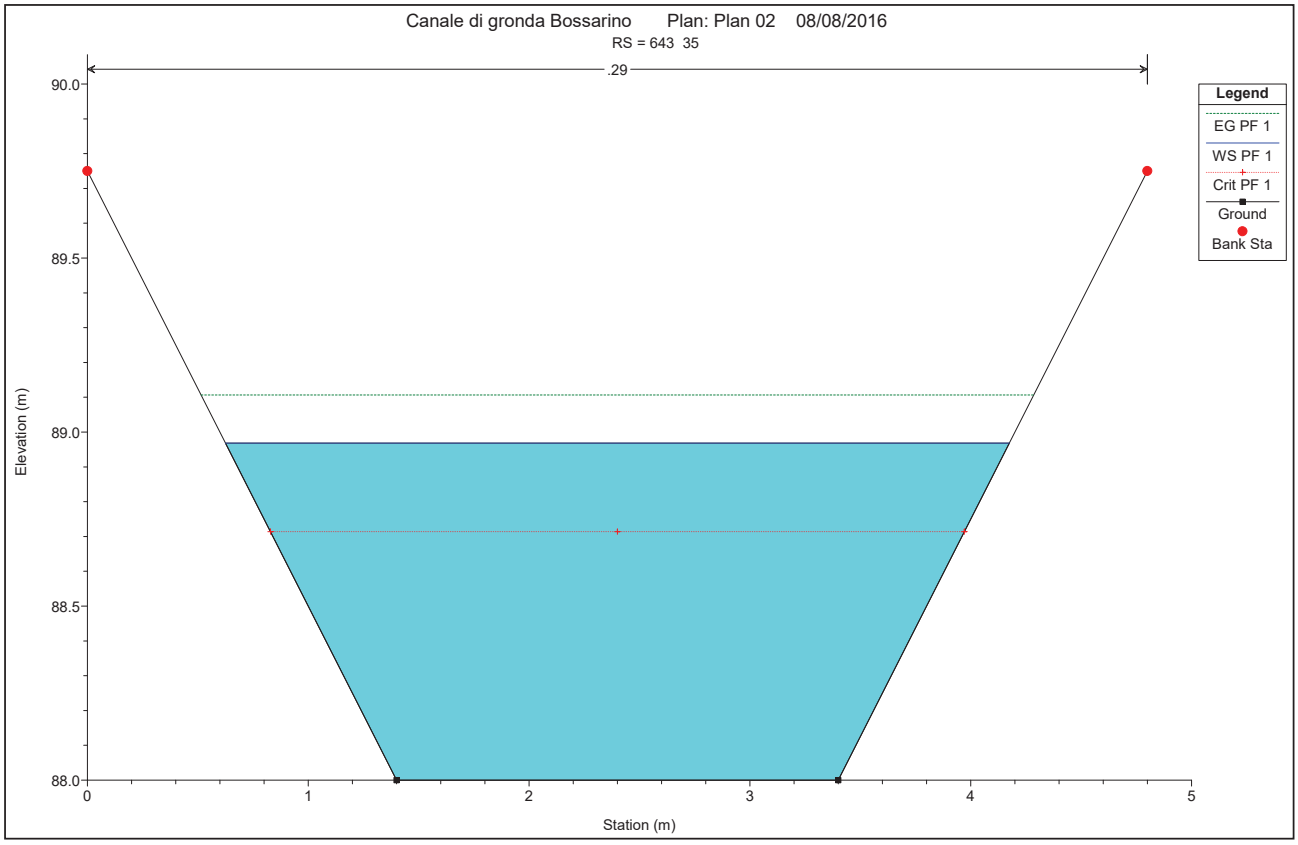

Canale di gronda Bossarino Plan: Plan 02 08/08/2016
RS = 865 13
.29
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
163.4
163.2
163.0
162.8
162.6
162.4
162.2
162.0
0
1
2
3
4
5

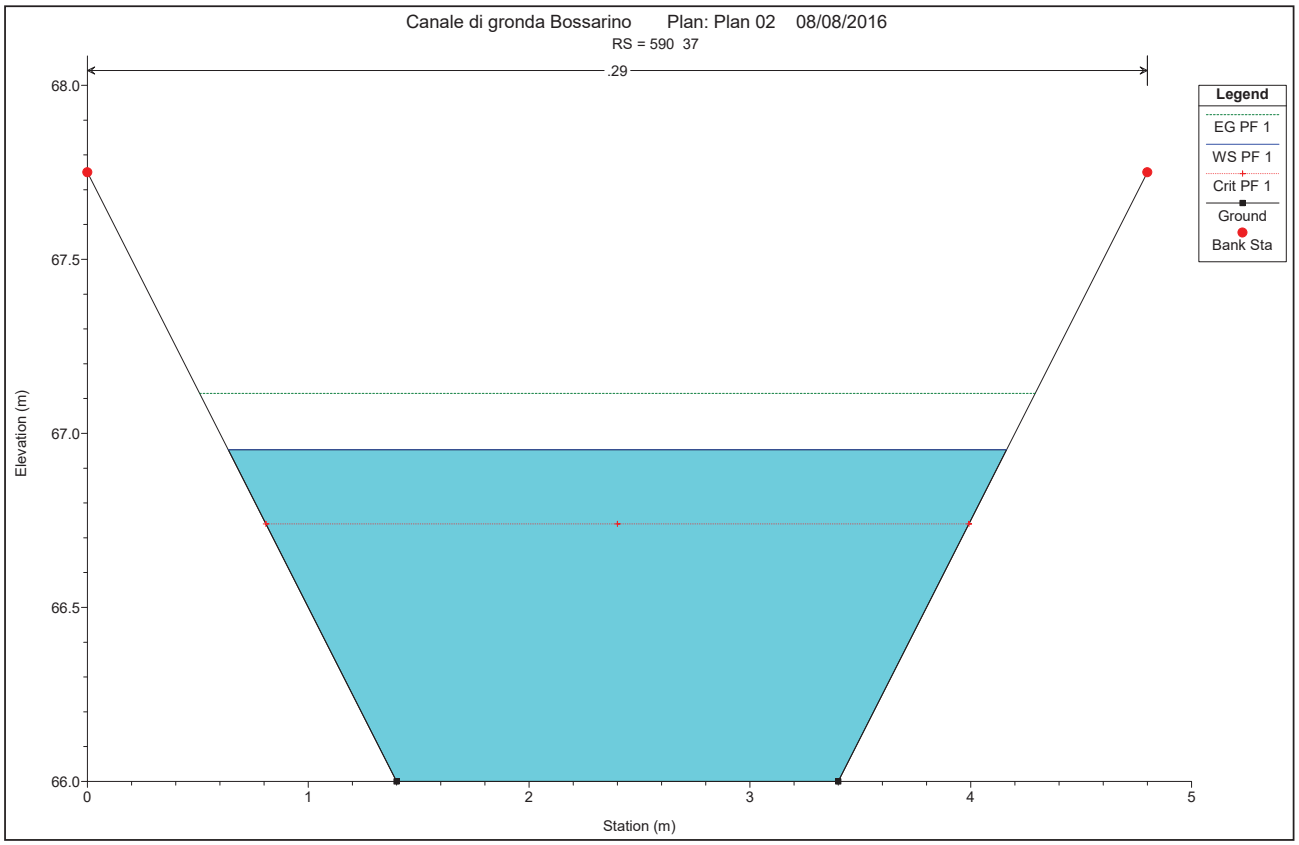

Canale di gronda Bossarino Plan: Plan 02 08/08/2016
RS = 819 19
.29
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
148.4
148.2
148.0
147.8
147.6
147.4
147.2
147.0
0
1
2
3
4
5

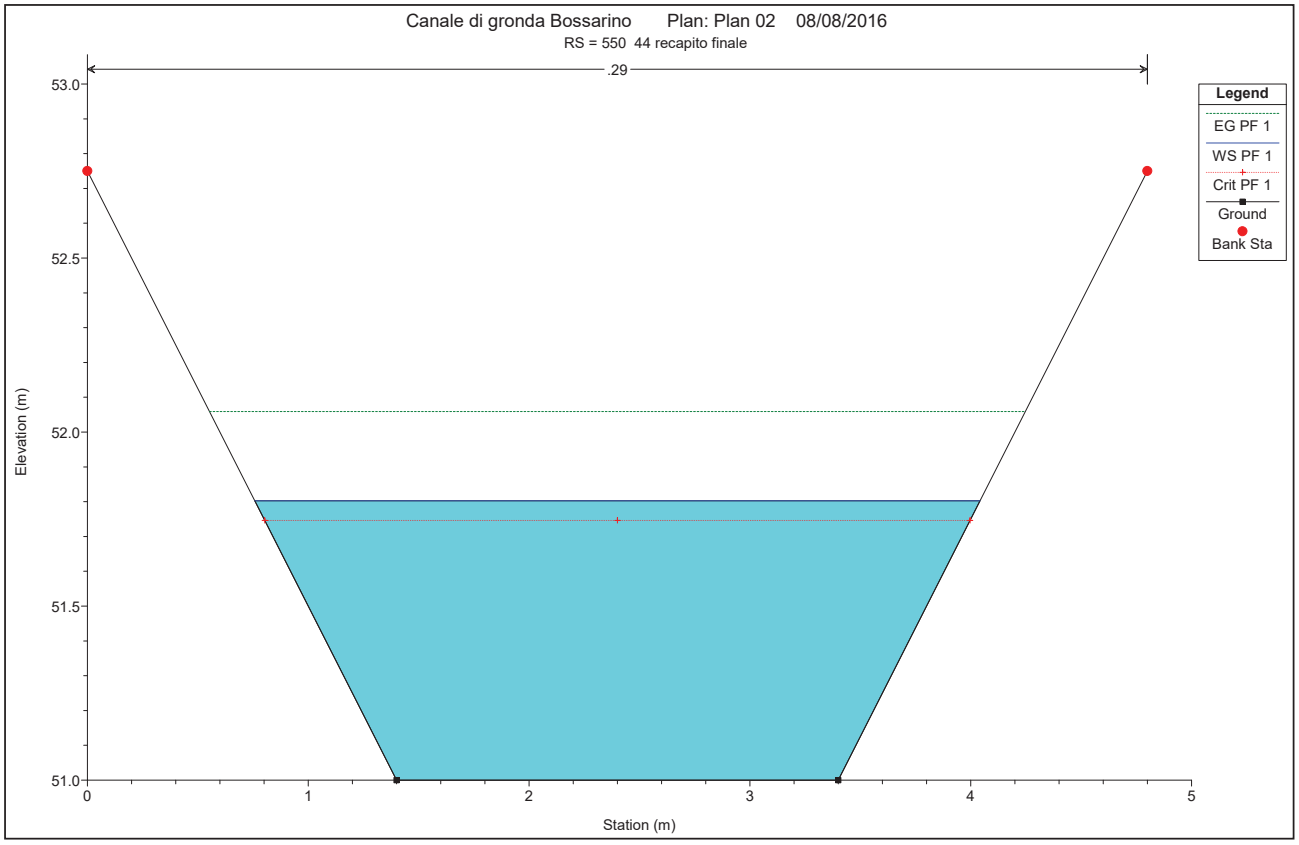

Canale di gronda Bossarino Plan: Plan 02 08/08/2016
RS = 771 21
.29
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
132.0
131.8
131.6
131.4
131.2
131.0
130.8
130.6
130.4
130.2
0
1
2
3
4
5

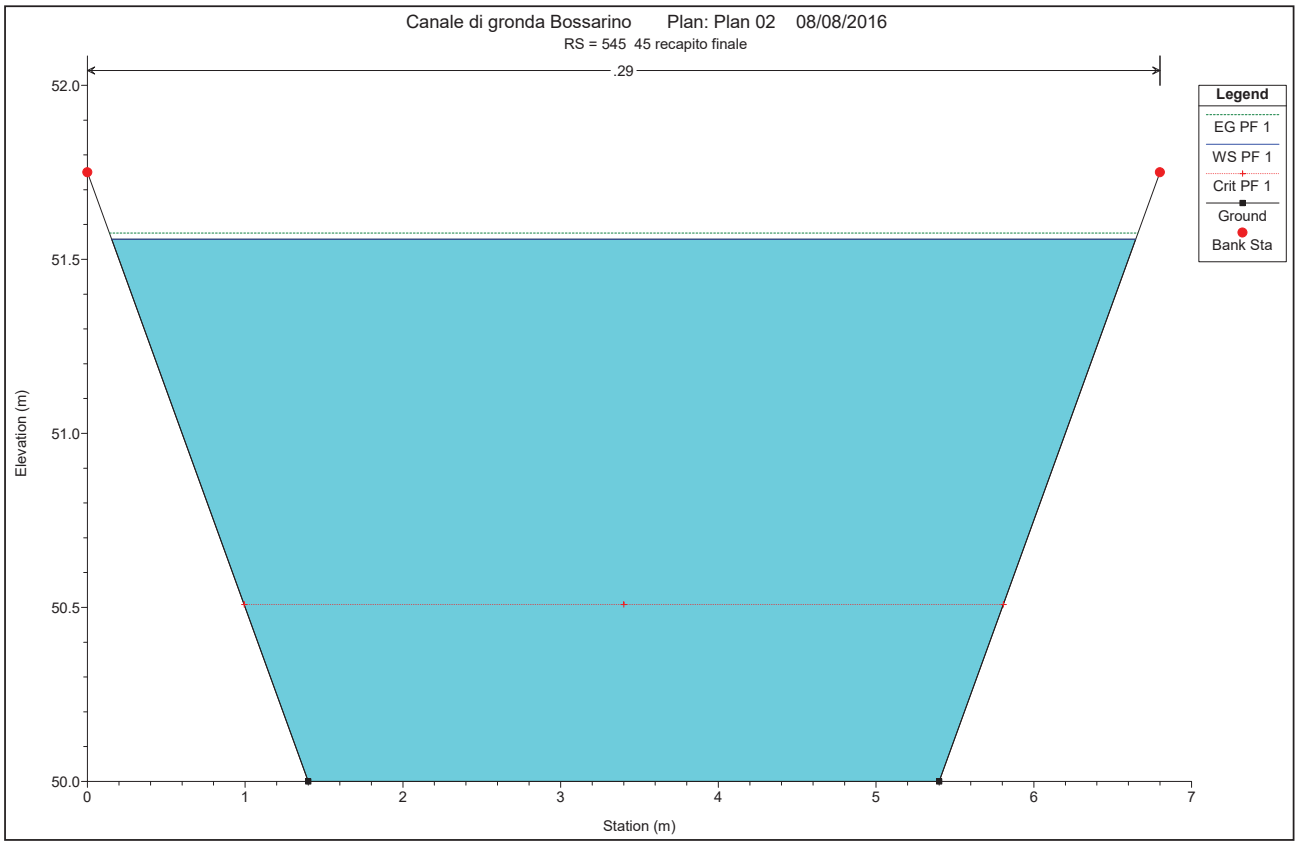

Canale di gronda Bossarino Plan: Plan 02 08/08/2016
RS = 733 27
.29
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
119.0
118.5
118.0
117.5
117.0
0
1
2
3
4
5

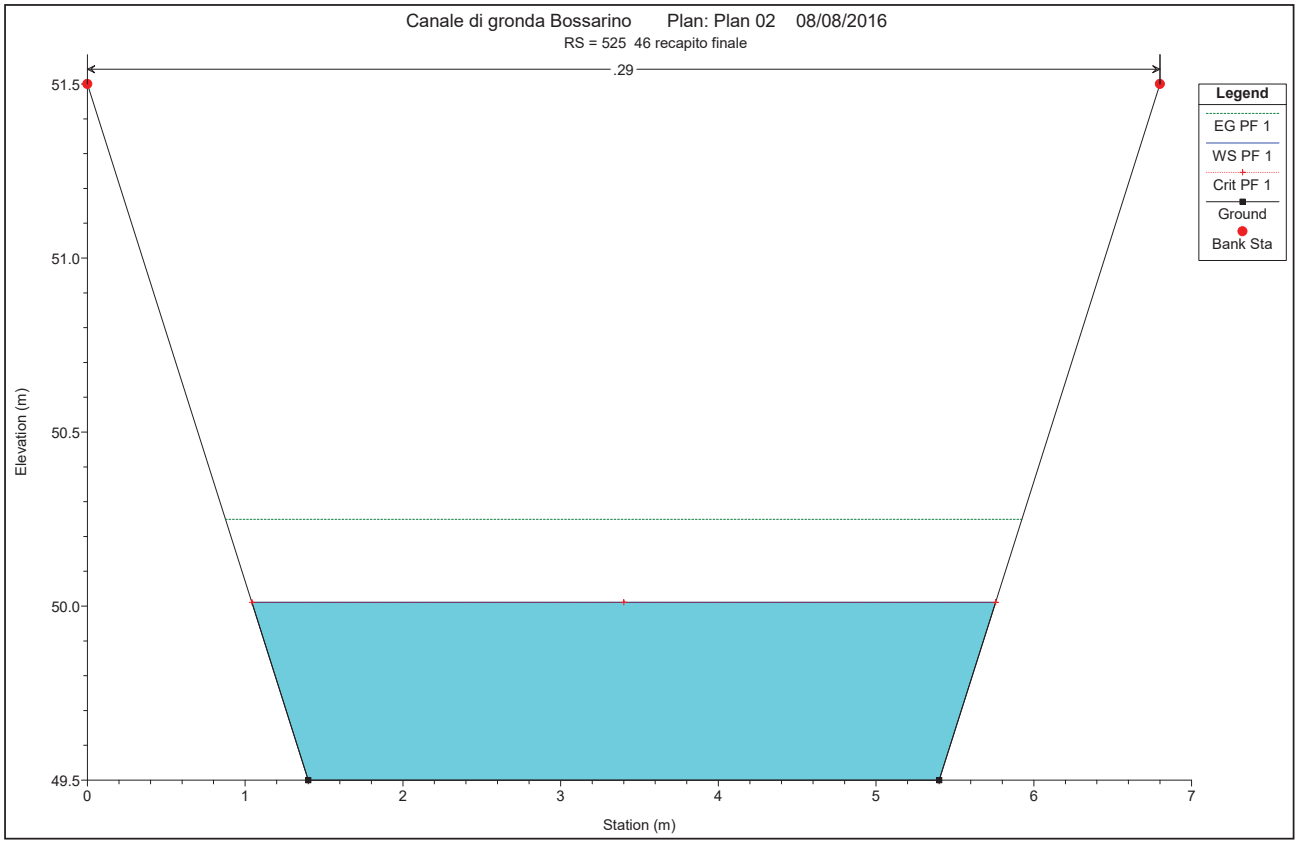

Canale di gronda Bossarino Plan: Plan 02 08/08/2016
RS = 694 33
.29
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
103.8
103.6
103.4
103.2
103.0
102.8
102.6
102.4
102.2
0
1
2
3
4
5
Station (m)

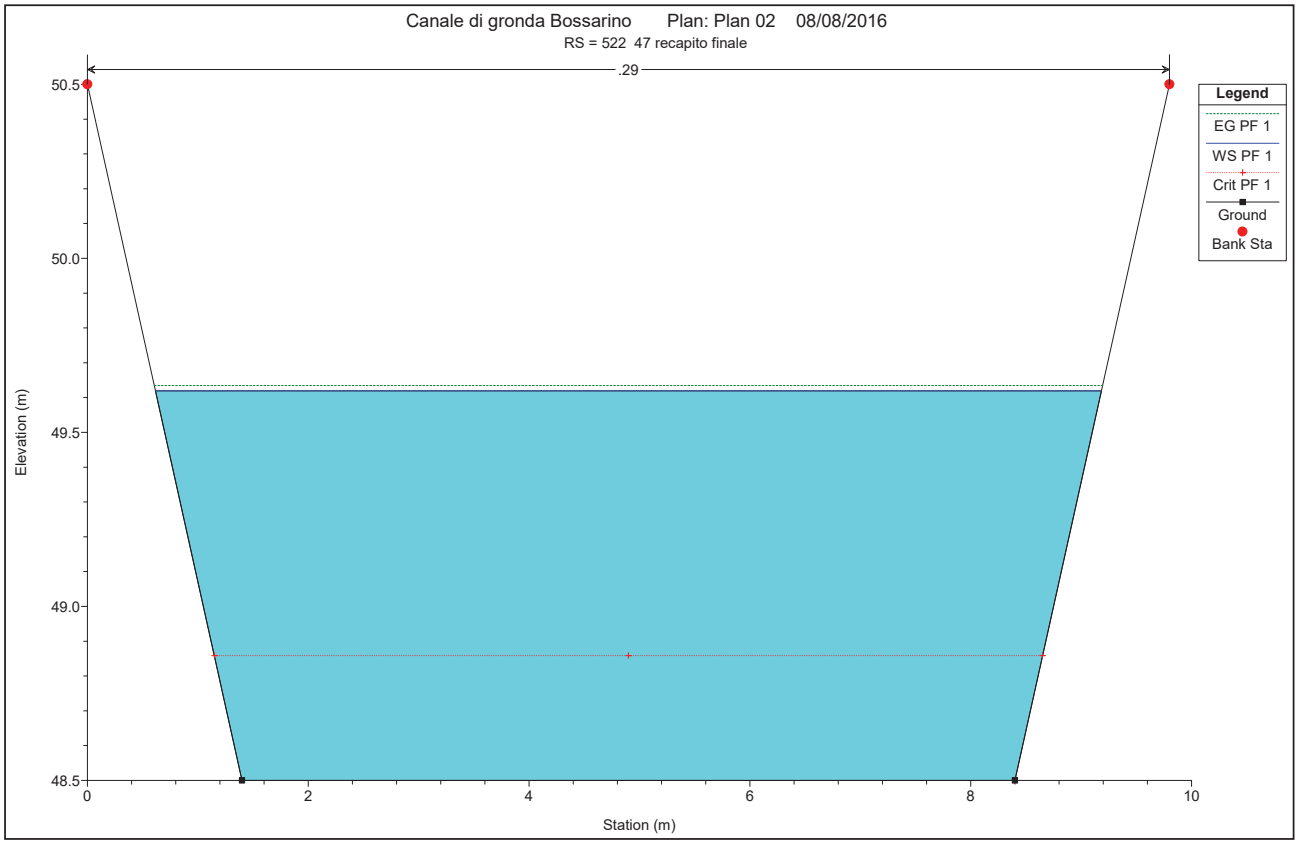

Canale di gronda Bossarino Plan: Plan 02 08/08/2016
RS = 643 35
.29
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
90.0
89.5
89.0
88.5
88.0
0
1
2
3
4
5
Station (m)

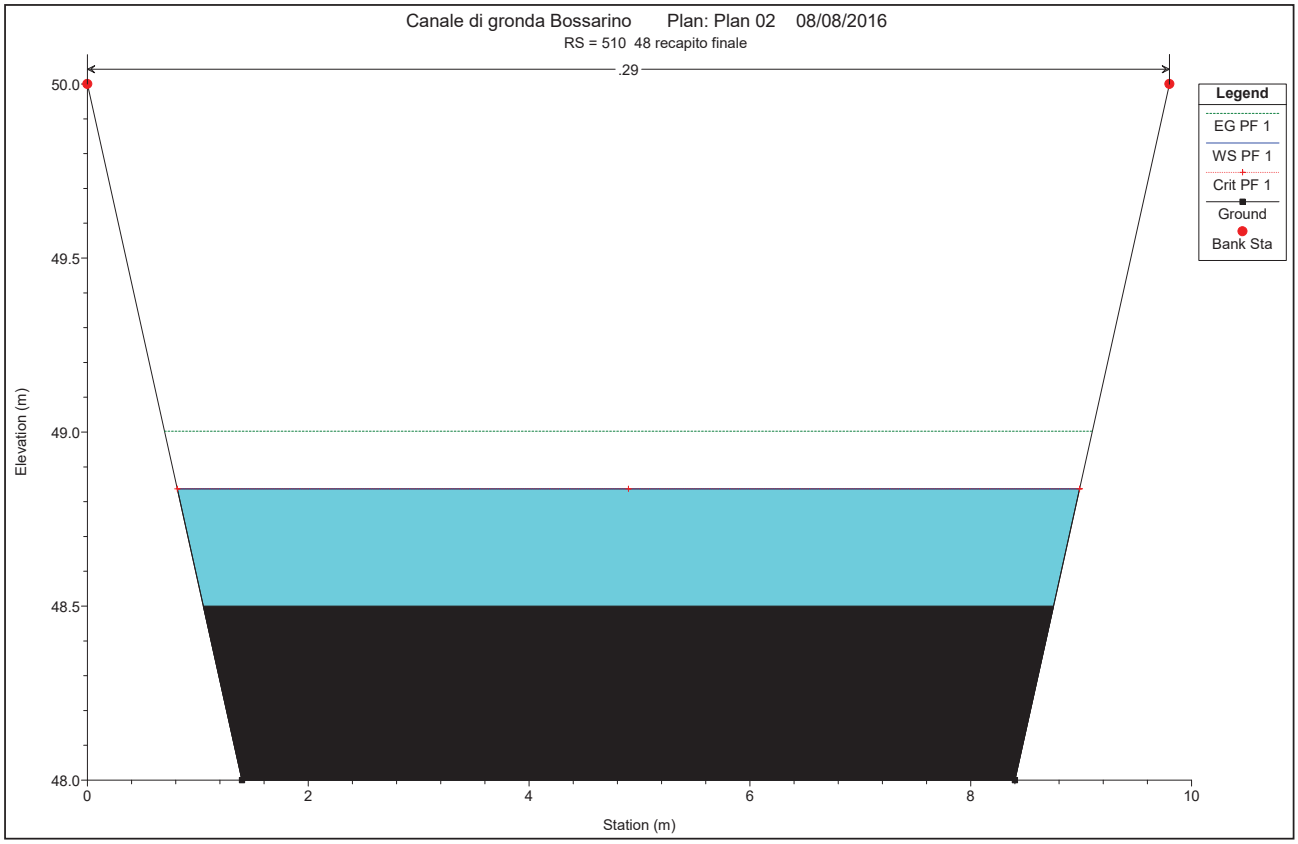

Canale di gronda Bossarino Plan: Plan 02 08/08/2016
RS = 590 37
.29
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
68.0
67.5
67.0
66.5
66.0
0
1
2
3
4
5
Station (m)

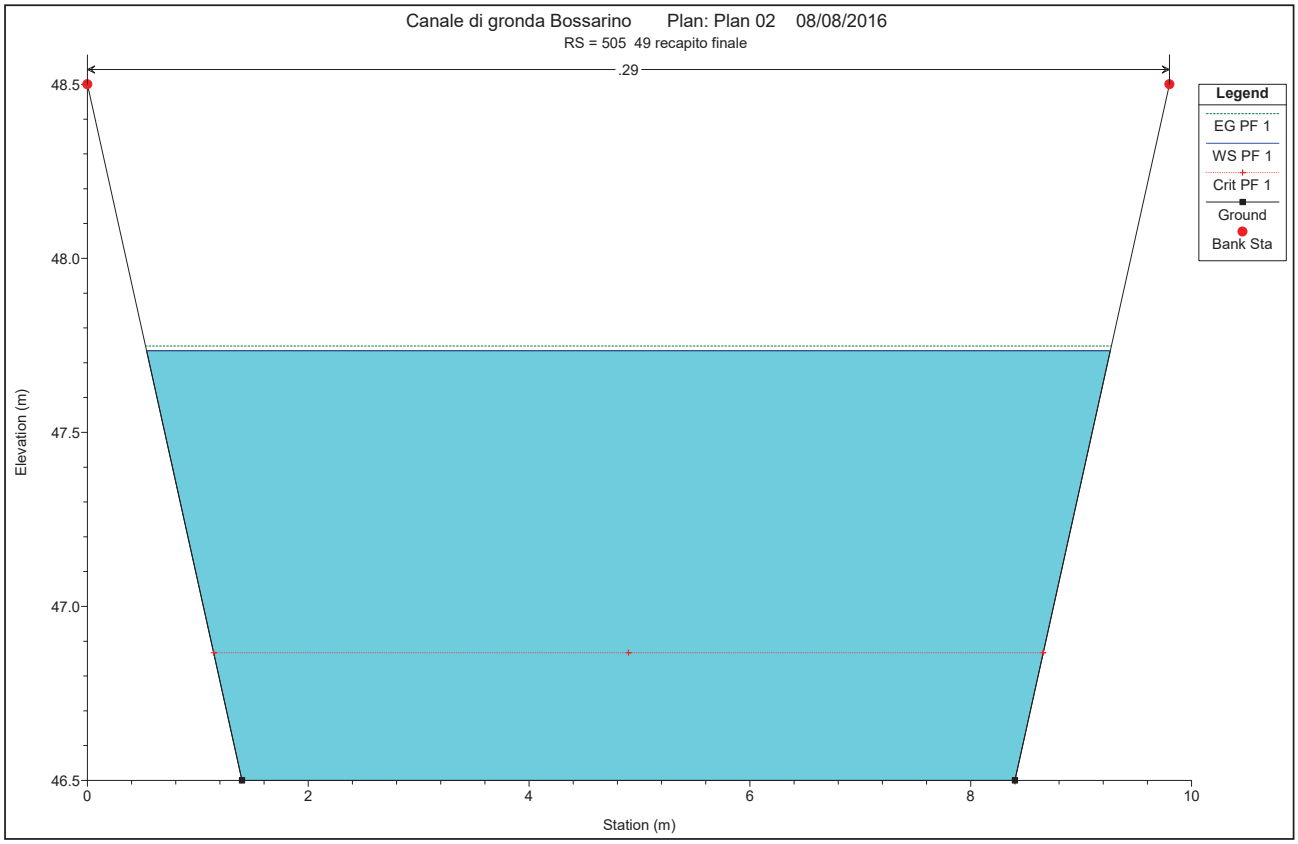

Canale di gronda Bossarino Plan: Plan 02 08/08/2016
RS = 550 44 recapito finale
.29
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
53.0
52.5
52.0
51.5
51.0
0
1
2
3
4
5
Station (m)

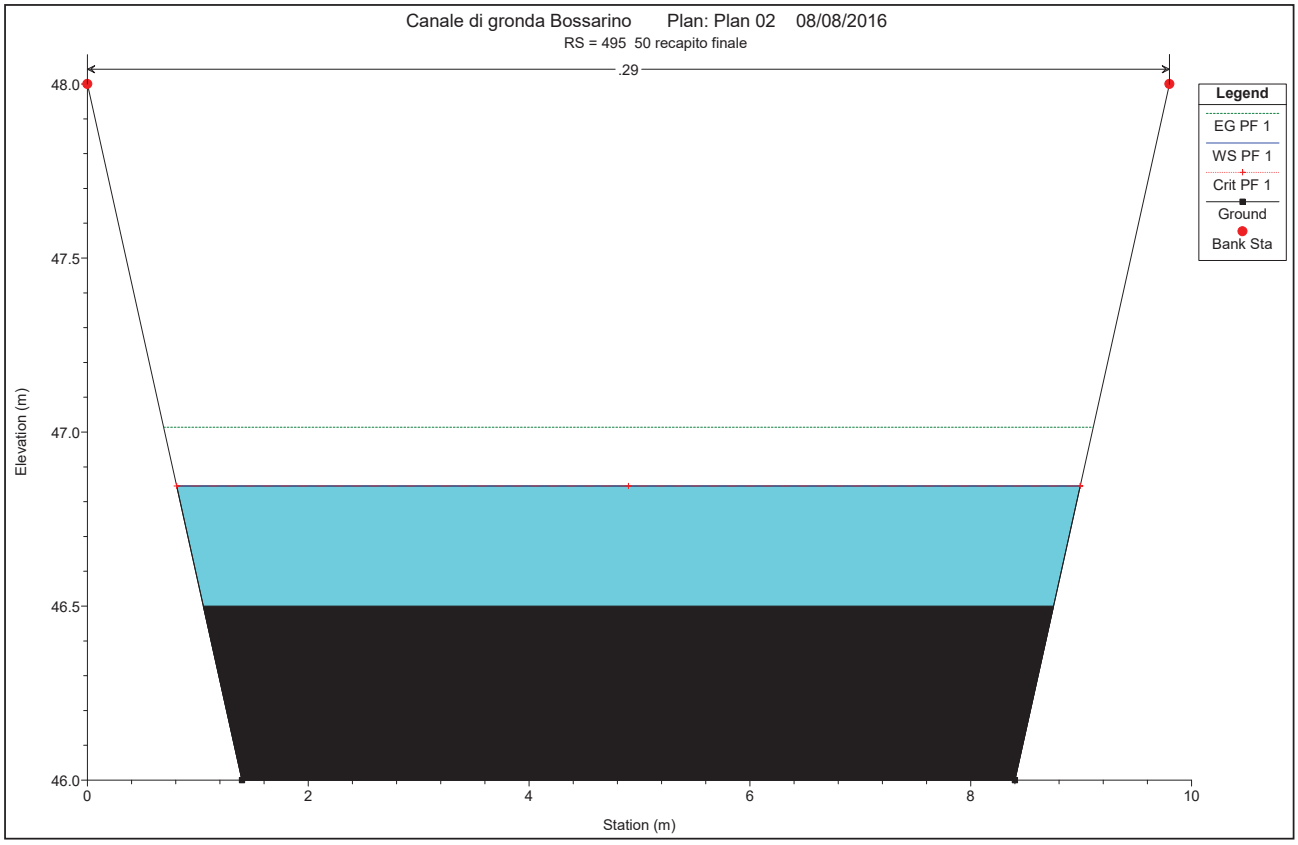

Canale di gronda Bossarino Plan: Plan 02 08/08/2016
RS = 545 45 recapito finale
.29
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
52.0
51.5
51.0
50.5
50.0
0
1
2
3
4
5
6
7

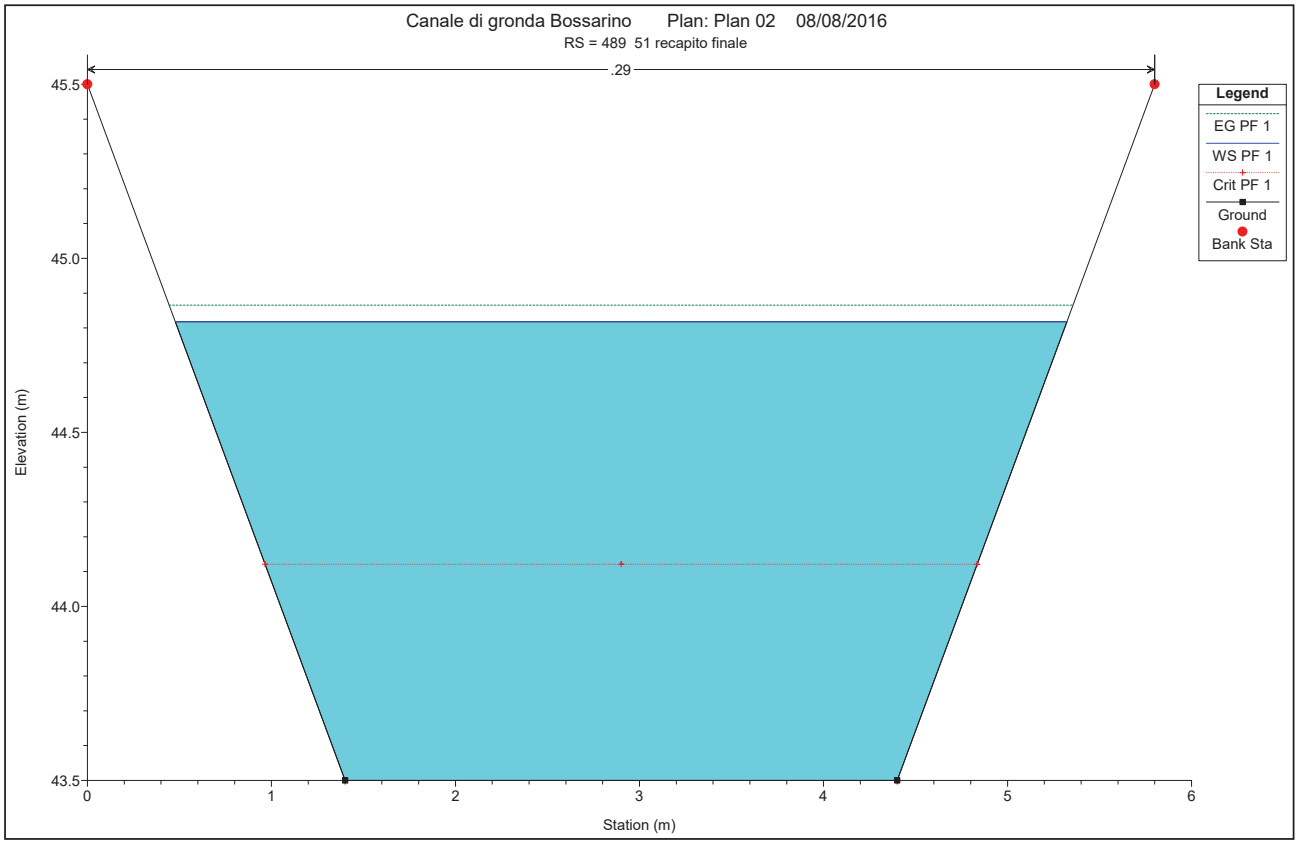

Canale di gronda Bossarino Plan: Plan 02 08/08/2016
RS = 525 46 recapito finale
.29
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
51.5
51.0
50.5
50.0
49.5
0
1
2
3
4
5
6
7

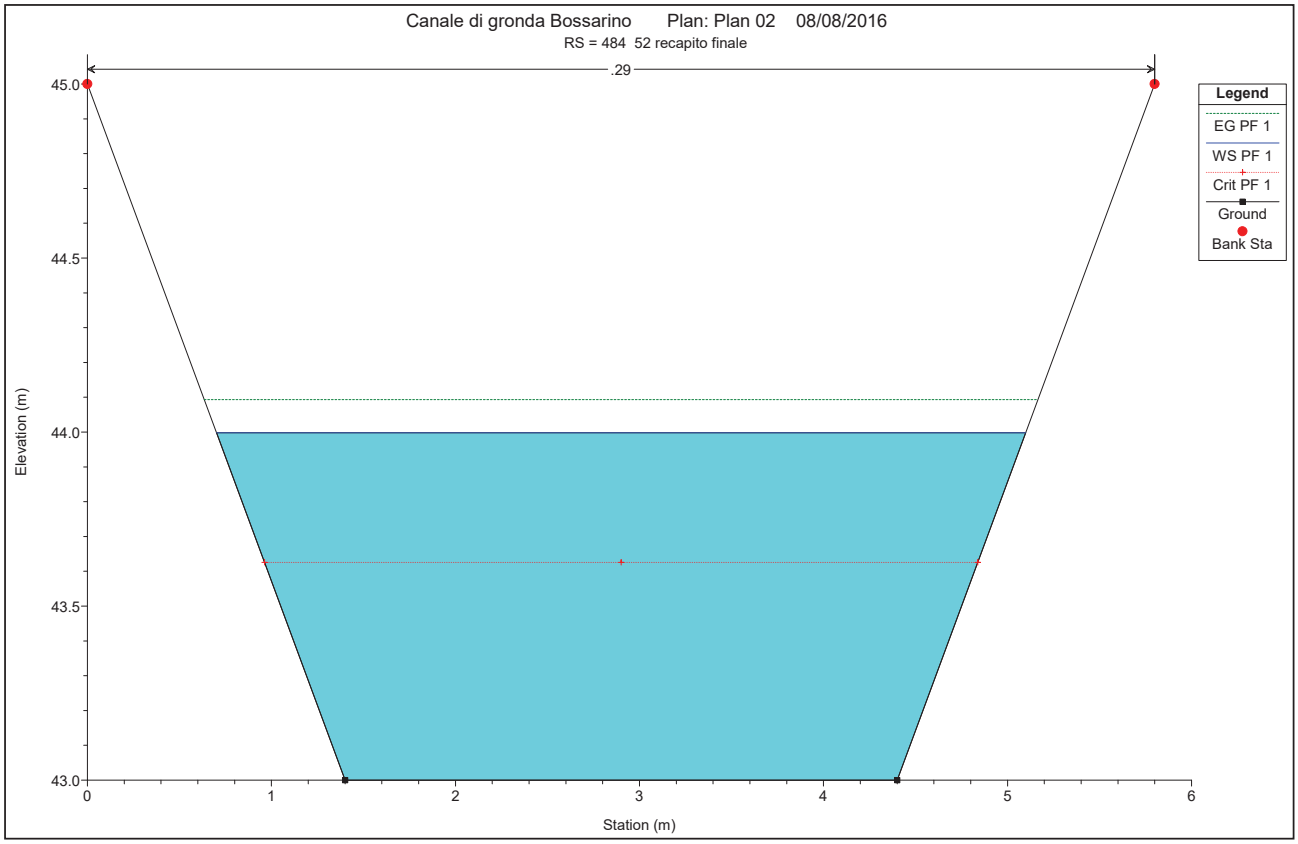

Canale di gronda Bossarino Plan: Plan 02 08/08/2016
RS = 522 47 recapito finale
.29
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
50.5
50.0
49.5
49.0
48.5
0
2
4
6
8
10

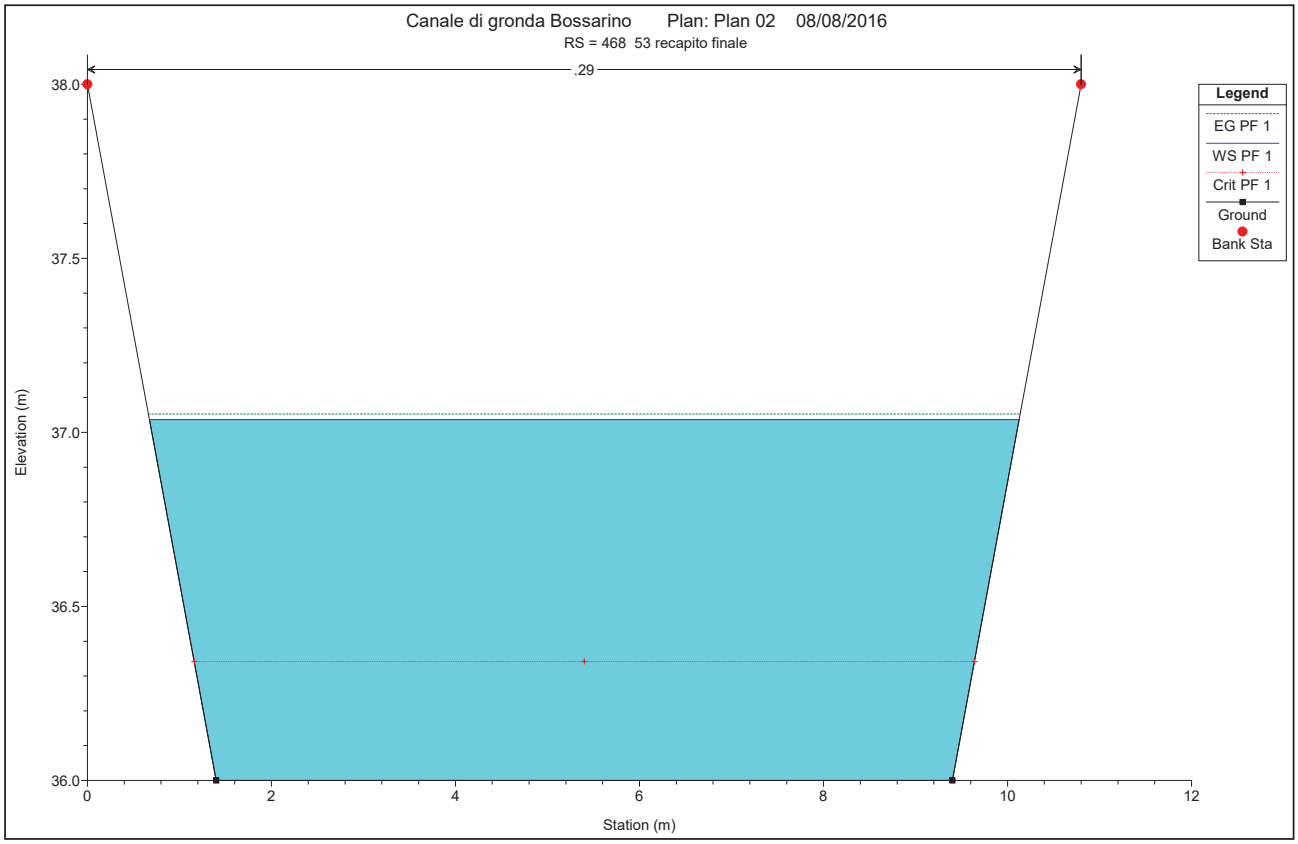

Canale di gronda Bossarino Plan: Plan 02 08/08/2016
RS = 510 48 recapito finale
.29
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
50.0
49.5
49.0
48.5
48.0
0
2
4
6
8
10

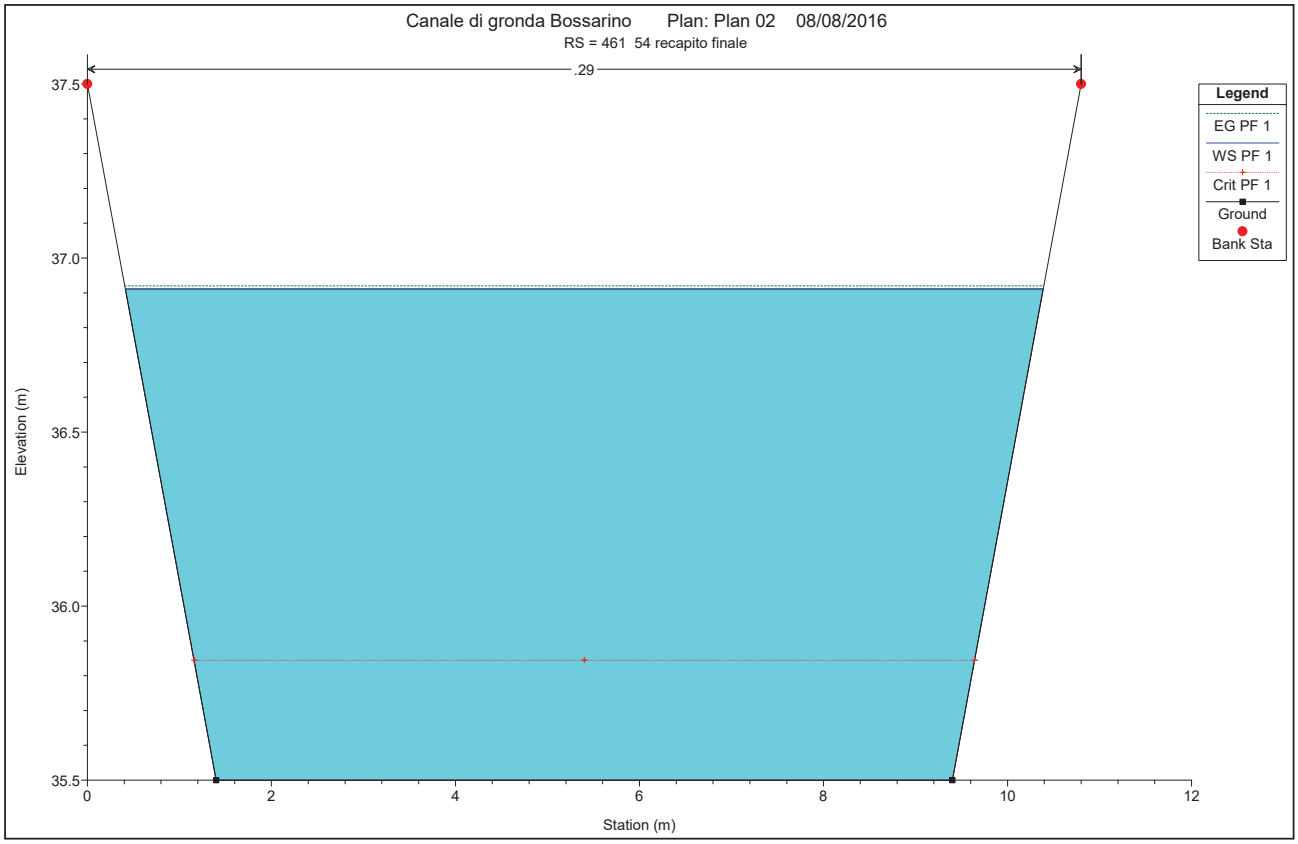

Canale di gronda Bossarino Plan: Plan 02 08/08/2016
RS = 505 49 recapito finale
.29
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
48.5
48.0
47.5
47.0
46.5
0
2
4
6
8
10

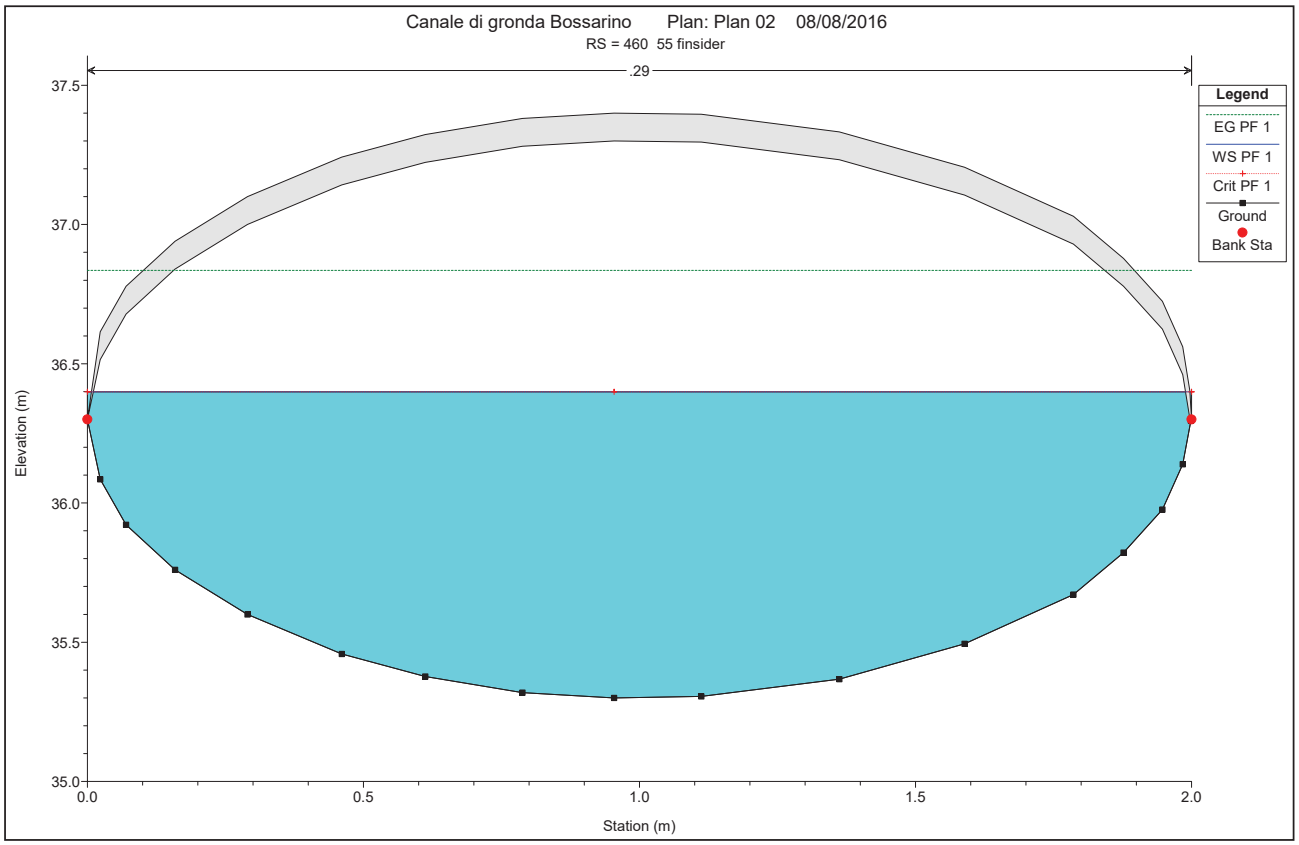

Canale di gronda Bossarino Plan: Plan 02 08/08/2016
RS = 495 50 recapito finale
.29
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
48.0
47.5
47.0
46.5
46.0
0
2
4
6
8
10


Canale di gronda Bossarino Plan: Plan 02 08/08/2016
RS = 489 51 recapito finale
.29
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
45.5
45.0
44.5
44.0
43.5
0
1
2
3
4
5
6


Canale di gronda Bossarino Plan: Plan 02 08/08/2016
RS = 484 52 recapito finale
.29
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
45.0
44.5
44.0
43.5
43.0
0
1
2
3
4
5
6


Canale di gronda Bossarino Plan: Plan 02 08/08/2016
RS = 468 53 recapito finale
.29
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
38.0
37.5
37.0
36.5
36.0
0
2
4
6
8
10
12


Canale di gronda Bossarino Plan: Plan 02 08/08/2016
RS = 461 54 recapito finale
.29
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
37.5
37.0
36.5
36.0
35.5
0
2
4
6
8
10
12


Canale di gronda Bossarino Plan: Plan 02 08/08/2016
RS = 460 55 finsider
.29
Legend
EG PF 1
WS PF 1
Crit PF 1
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
37.5
37.0
36.5
36.0
35.5
35.0
0.0
0.5
1.0
1.5
2.0
Station (m)

Allegato B:

Dimensionamento pompa per pozzi percolato

ALLEGATO 4.2: DIMENSIONAMENTO IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO DAI POZZETTO RILANCIO

VERIFICA DELLA POMPE DI ESTRAZIONE DEL PERCOLATO

PRE-DIMENSIONAMENTO

Portata finale	Q	924,40 mc/mese	0,012838889 mc/s	12,838889 l/s
Prevalenza totale (max)	ΔH		17,07 m	
1) **Salto geodetico**	Δhg		14 m	

CALCOLO PERDITE DI CARICO DISTRIBUITE

		TRATTO TUBAZIONE POZZO-POZZETTO RILANCIO	
2a)	**Perdite di carico distribuite (JL) per tubo scabro**		0,92 m
	Lunghezza pozzo	L 1	23,5 m
	Lunghezza linea interrata	L 2	0 m
	Cadente piezometrica	$J = \lambda Q^2 / 2 g Dl A^2$	3,92E-02
2b)	**Perdite di carico distribuite (JL) per tubo liscio**		0,90 m
	Lunghezza tot	L tot	23,49733121 m
	Cadente piezometrica	$J = \lambda Q^2 / 2 g Dl A^2$	3,84E-02
	Tubazione di mandata	HDPE (PE 80) PN12,5 SDR 11 - DE75	
		DE 100 mm	**0,1 m**
		Dl 89,2 mm	0,0892 m
		sp. 5,4 mm	0,0054 m
		ε 0,004 mm	0,000004 m
		ε/D	4,48E-05
		A	6,25E-03 mq
		v	2,05 m/s
	Numero di Reynolds	$Re = 4Q/\pi \upsilon Dl$	1,8E+05
	Viscosità cinematica (acqua)	υ	0,000001008 mq/s

Siamo nel caso di MOTO TURBOLENTO DI TRANSIZIONE (vedi abaco di Moody)

Formula di Colebrook per tubi scabri

$$1/\text{radq}(\lambda) = -2 \log_{10} [2{,}51/ \text{Re radq}(\lambda) + \varepsilon / 3{,}71 Dl]$$

λ		0,016270389
radq(λ)	0,127555437	
sx	7,839728562	
Re radq(λ)	2,3E+04	
2,51 / Re radq(λ)	1,1E-04	
ε / 3,71 Dl	1,20871E-05	
[…]	1,2E-04	
log[…]	-3,919659315	
dx	7,839318631	0,000409931 risolutore

La formula di Prandlt per i tubi lisci da:

$$1/\text{radq}(\lambda) = -2 \log_{10} [2{,}51/ \text{Re radq}(\lambda)]$$

λ		0,015930805
radq(λ)	0,126217292	
sx	7,922844665	
Re radq(λ)	2,3E+04	
2,51 / Re radq(λ)	1,1E-04	
log[…]	-3,96105731	
dx	7,92211462	0,000730045 risolutore

Prevalenza richiesta

(tubo scabro)	a)	14,92 m	verificato
(tubo liscio)	b)	14,90 m	verificato

Prevalenza residua*

(tubo scabro)	a)	2,15 m
(tubo liscio)	b)	2,17 m

CALCOLO PERDITE DI CARICO LOCALIZZATE

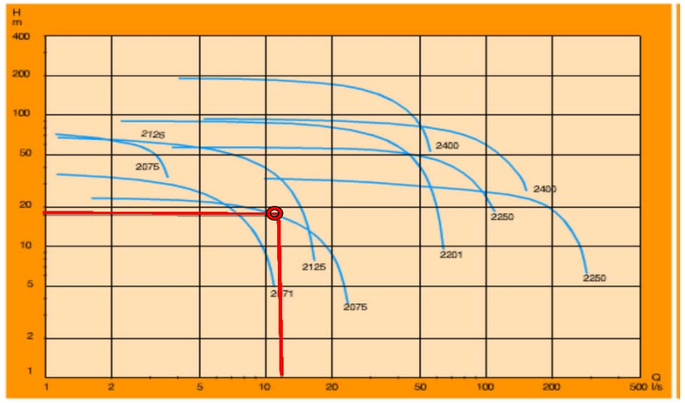
		TRATTO TUBAZIONE POZZO
3	**Perdite di carico localizzate**	2,15 m
	Δh1	2,151378 4 valvola di non ritorno
	Δh2	
	Δh3	

VERIFICA VELOCITA' (PER EVITARE COLPO D'ARIETE)

V=	2,05	m/s	verificato

DIMENSIONAMENTO DELLA POMPA

Curve caratteristiche pompe per drenaggio percolato



Portata corretta Q 13 l/s = 0,013 mc/s

Caratteristiche della pompa

Dimensioni	H:	565 mm
	L:	445 mm
Peso	P:	40 Kg
Potenza	Wmax:	3,7 kW
Tubo di mandata	D:	100 mm

CALCOLO POTENZA POMPA

Peso specifico	γ	10000 N/mc
Portata	Q	0,013 mc/s
Salto geodetico	Δhg	14 m
Perdite carico distribuite	JL	0,92 m
Perdite carico localizzate	Dh	2,15 m
Rendimento	η	0,80
Potenza minima richiesta	W	2,774437 kW
Verifica potenza		verificato

*: La prevalenza residua può essere considerata come un margine per le perdite di carico concentrate (organi di regolazione, variazioni di sezione -ad es. da pompa e mandata- ecc)

